Drents Overijsselse Delta

uw waterschap

Dijkteam ZWOLLE



# Stadsdijken Zwolle

## Ontwerpnota (ON) Waterveiligheid

1804499-01011

Dijkteam Zwolle is een samenwerking van: Drents Overijsselse Delta & Dura Vermeer & Ploegam, ondersteund door Tauw, Fugro en H+N+S+

**Projectgegevens**

Het Dijkteam Zwolle is een samenwerkingsverband tussen het Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) en de Dijk alliantie Zwolle (DAZ) voor de planuitvoeringsfase van project Stadsdijken Zwolle.

Referentie Waterschap Drents Overijsselse Delta: HWBP Stadsdijken Zwolle
Kenmerk Waterschap Drents Overijsselse Delta: Z/18/016154-85369

| Dijkteam Zwolle | Opdrachtgever: Waterschap Drents Overijsselse Delta | Opdrachtnemer: Dijk Alliantie Zwolle |
|---|---|---|
| Bezoek- en postadres | Postadres | Postadres |
| Dokter van Deenweg 162 | Postbus 60 | Postbus 111 |
| 8025 BM Zwolle | 8000 AB Zwolle | 2130 AC Hoofddorp |
| | Contactpersoon: dhr. P. Staats | Contactpersoon dhr. R. Lormans |

| | |
|---|---|
| Werkpakket | WP-02.06.01.05 – Integraal ontwerp VO |
| Object | [Object] |
| Activiteittype | Opstellen integraal ontwerp |

| Opgesteld: A. Pool<br>Projectrol: Sr. Waterveilig-heidsdeskundige | Gecontroleerd: C. Riemslag<br>Projectrol: Technisch Manager Planuitwerkings fase | Geautoriseerd: R. Lormans<br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | Geautoriseerd: P. Staats<br>Projectrol: Dijkteammanager | Geautoriseerd: J. Overman<br>Projectrol: Specialist O&A WDOD |
|---|---|---|---|---|
| Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS |
| Datum: 14-10-2020 \| 08:48 CEST | Datum: 14-10-2020 \| 08:49 CEST | Datum: 14-10-2020 \| 08:51 CEST | Datum: 14-10-2020 \| 09:54 CEST | Datum: 13-10-2020 \| 16:42 |

## Documenthistorie

| Versie | Datum | Toelichting |
|---|---|---|
| 0.1 | 15-06-20 | Bundel 1 (H1 t/m H4) |
| 0.2 | 08-07-20 | Bundel 2 (90%-versie) voor interne review |
| 0.3 | 04-09-20 | 100%-versie voor interne review |
| 1.0 | 11-09-20 | Definitieve versie voor externe reviews |
| 1.1 | 5-10-20 | Reviewcommentaar verwerkt |
| 2.0 | 13-10-20 | Reviewcommentaar verwerkt t.b.v. oPPWW |

## Distributielijst

| organisatie | Projectrol | aantal | Analoog (ja/nee) |
|---|---|---|---|
| Dijkteam | - | 1 | nee |
| ABG | Bevoegd Gezag | 1 | nee |

# Inhoud


Bijlagen ..... 4

1. Inleiding ..... 6
   - 1.1 Plangebied ..... 6
   - 1.2 Scope ..... 7
   - 1.3 Plaats van dit document ..... 7
   - 1.4 Doel van dit document ..... 7
   - 1.5 Verificatie ..... 8
   - 1.6 Leeswijzer ..... 8
2. Scope Waterveiligheid Ontwerploop 1 ..... 9
3. Hoogte ..... 11
   - 3.1 Watersysteem ..... 11
   - 3.2 Methode ..... 12
   - 3.3 Hydraulisch belasting niveau en opleverhoogte ..... 13
   - 3.4 Conclusies en aanbevelingen ..... 17
4. Macrostabiliteit ..... 19
   - 4.1 Randvoorwaarden en uitgangspunten ..... 19
   - 4.2 Analyse opbarsten ..... 22
   - 4.3 Alternatieve analyses STBU ..... 23
   - 4.4 Berekeningsresultaten ..... 24
   - 4.5 Conclusies en aandachtspunten ..... 25
5. Piping ..... 27
   - 5.1 Uitgangspunten ..... 27
   - 5.2 Methodiek berekeningen ..... 29
   - 5.3 Overzicht resultaten berekeningen ..... 30
   - 5.4 Conclusies en aandachtspunten ..... 33
6. Langsconstructies ..... 35
   - 6.1 Conclusies en aandachtspunten ..... 37
7. Waterkerende kunstwerken ..... 39
   - 7.1 Algemene uitgangspunten ..... 40
   - 7.2 Coupures ..... 40
   - 7.3 Gemaal Westerveld ..... 47
8. Bekleding ..... 51
   - 8.1 Principeprofiel en materialisatie ..... 51

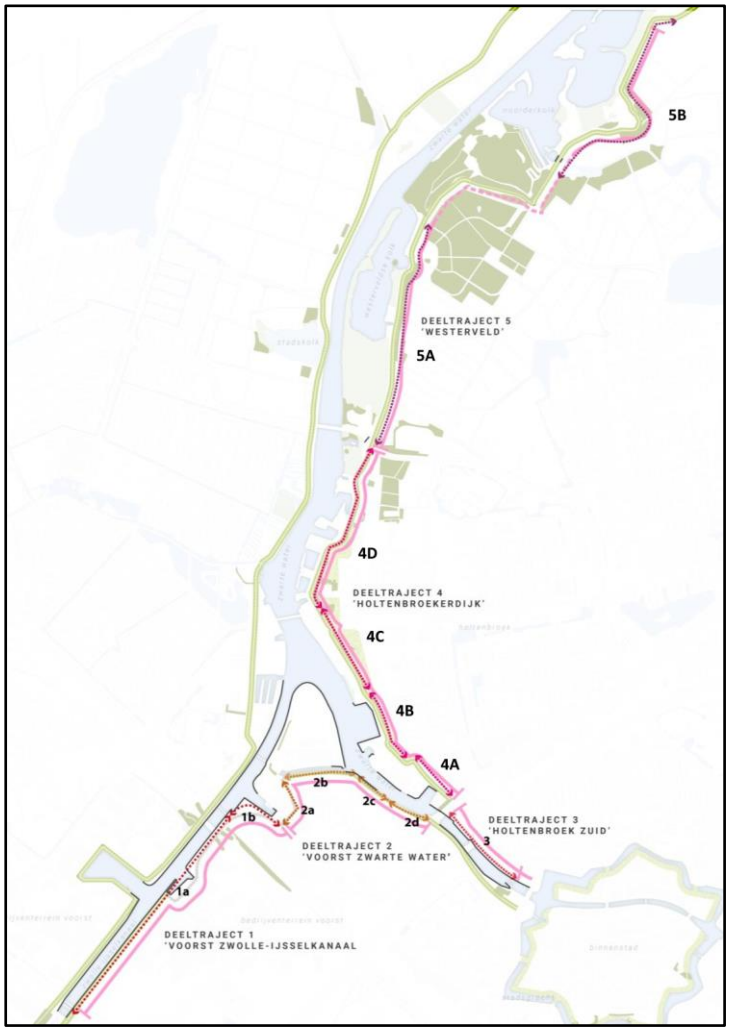
8.2 Opbouw grasbekleding ..... 52
8.3 Toetsing bekledingsontwerp ..... 52
8.4 Conclusies en aandachtspunten ..... 57
9. NWO's ..... 59
9.1 Bebouwingen - NWObe ..... 59
9.2 Begroeiingen - NWObo ..... 64
9.3 Kabels en leidingen - NWOkl ..... 67
9.4 Overige constructies NWOoc ..... 71
10. Samenvatting VO per deeltraject ..... 75
11. Doorkijk ontwerploop 2 ..... 103
12. Referenties ..... 105

# Bijlagen

Bijlage 1. TUN
Bijlage 2. WBN's + HBN's
Bijlage 3. Werkwijzer macrostabiliteit
Bijlage 4. Berekeningsresultaten STBI
Bijlage 5. Berekeningsresultaten STBU
Bijlage 6. Berekeningsresultaten piping
Bijlage 7. Werkwijzer langsconstructies
Bijlage 8. Berekeningsresultaten langsconstructies
Bijlage 9. Achtergrond betrouwbaarheid sluiting coupures
Bijlage 10. Berekening ontgrondingskuil waterleiding Gasthuisdijk
Bijlage 11. Kwelschermen coupures (PKW)
Bijlage 12. Analyse bouwbesluit vs waterwet (STKWp)
Bijlage 13. Achtergrondrapport bij sterkte en stabiliteit coupures (STKWp)
Bijlage 14. Piping Gemaal Westerveld (PKW)
Bijlage 15. Mailwisselingen ADO - Stadsdijken Zwolle
Bijlage 16. Watersysteemanalyse
Bijlage 17. Achtergrondrapportage STBU
Bijlage 18. Factsheets beoordeling NWObe
Bijlage 19. Beoordeling NWOkl
Bijlage 20. Memo aanvaarrisico van der Kamp

Bijlage 21. Memo waterbodemhoogtes
Bijlage 22. Memo hoogte waterkering Blaloweg (noordzijde)
Bijlage 23. Memo hoogte waterkering Blaloweg (zuidzijde)
Bijlage 24. Objectcodes per deelgebied

# 1. Inleiding




**Figuur 1-1 traject Stadsdijken Zwolle inclusief deeltrajecten**

De derde landelijke toetsronde heeft uitgewezen dat een groot deel van het traject Stadsdijken Zwolle (HWBP-projectnummer 15E) niet voldoet aan de in de Waterwet vastgelegde veiligheidsnorm. Het traject is daarom vervolgens opgenomen in het Hoogwater-beschermingsprogramma (HWBP). Beheerder Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) heeft de opgave om de afgekeurde delen van het traject op orde te brengen. Daarvoor heeft WDODelta in 2014 en 2015 de preverkenning en in 2016 en 2017 de verkenningsfase voor dijkversterking Stadsdijken Zwolle doorlopen, met als resultaat een vastgesteld voorkeursalternatief (VKA).Nu bevindt het project zich in de volgende fase: de planuitwerkings-fase. Het traject binnen het HWBP-project Stadsdijken Zwolle omvat de waterkering aan de zuidoostzijde langs het Zwolle-IJsselkanaal, vanaf de Spooldersluis (hectometer 53-46.8), via keersluis Zwolle1, tot aan hectometer 53-95.2+50m aan de oostzijde van het Zwarte Water nabij de Noorderkolk. Het traject is opgenomen in Figuur 1-1.

## 1.1 Plangebied

Het plangebied Stadsdijken Zwolle heeft een lengte van 8,7 kilometer en ligt langs de oostoever van het Zwolle-IJsselkanaal en langs het Zwartewater in Zwolle. Het gebied loopt via de oostoever van het Zwolle-IJsselkanaal van de Spooldersluis tot aan de monding van de Vecht.
Het zuidelijke deel van het plangebied bestaat uit industrieel gebied. Hier loopt de waterkering bijna onzichtbaar door en langs industrieterrein Voorst, waar zowel grote als kleine bedrijven zijn gevestigd. Voor Zwolle is dit een belangrijk economisch gebied. Het middendeel loopt langs stedelijk gebied. De dijk ligt langs de kantoren, bedrijven en woonwijk van Holtenbroek. Op, bij en soms onder de waterkering loopt stedelijke infrastructuur, zoals de Blaloweg, de snelweg A28 en de spoorverbinding Zwolle-Kampen. Het noordelijk deel van het projectgebied ligt in landelijk gebied. De gronden zijn hier

in agrarisch gebruik. De dijk loopt hier langs de Westerveldse Kolk en de Noorderkolk en loopt door of langs waardevol natuurgebied. Een groot deel van het traject is niet in eigendom van het Waterschap. Over het te versterken deel zijn vijf deeltrajecten onderscheiden. Op basis van onder andere aanwezigheid van bebouwing en natuurlijke kenmerken zijn deze trajecten verder onderverdeeld in 13 deeltrajecten.

## 1.2 Scope

Voor het project Stadsdijken zijn op basis van de projectkenmerken en de kaders, in volgorde van prioriteit, de volgende projectdoelstellingen geformuleerd:

1. De dijk voldoet aan de norm en is geaccepteerd door de afdeling beheer;
2. Het project is binnen budget gerealiseerd (specifiek: risicominimalisatie en maximalisatie van de voorspelbaarheid);
3. Stakeholders kijken positief terug op het proces;
4. Het project is uiterlijk in 2024 gerealiseerd.

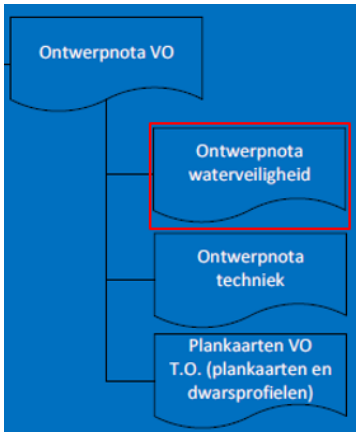
## 1.3 Proces planuitwerkingsfase

De planuitwerkingsfase is in dit project onderverdeeld in drie zogenaamde “ontwerploops”, die de onderstaande fases weergeven:

1. Ontwerploop 1 → Voorlopig Ontwerp (VO);
2. Ontwerploop 2 → Definitief Ontwerp (DO);
3. Ontwerploop 3 → Uitvoeringsontwerp (UO).

In het voorliggende document wordt verder alleen gesproken over het VO, DO en UO.

## 1.4 Plaats van dit document




Voor deze fase van het project zijn alle op te stellen documenten ten behoeve van de hoofdvergunningen vastgesteld. De complete documentenstructuur is te vinden in Organice (DocID 1804499-01268). Een uitsnede van de documentenstructuur is hiernaast weergegeven. Onderdeel hiervan is de Ontwerpnota VO. De Ontwerpnota VO bevat drie onderdelen, die elk als los ‘document’ wordt opgesteld en aangeleverd:

1. Ontwerpnota waterveiligheid (*dit is het voorliggende document*);
2. Ontwerpnota techniek;
3. Plankaarten VO T.O. (plankaarten en dwarsprofielen).

De drie hierboven genoemde documenten worden parallel aan elkaar als losse documenten opgesteld en aangeleverd. Tussen de documenten bestaan veel relaties en verwijzingen, die in dat geval duidelijk aangegeven worden.

## 1.5 Doel van dit document

In deze ontwerpnota zijn de resultaten van de beoordeling en/of ontwerpberekeningen t.b.v. waterveiligheid uit ontwerploop 1 samengevat. Het doel van dit document is te onderbouwen dat het

Voorlopig Ontwerp (VO) (Voorkeursvariant) voldoet aan de vigerende ontwerpnormen op het gebied van waterveiligheid (Waterwet). Per dijktraject is uit de kansrijke varianten een voorkeursvariant gekozen. Het samenstel van voorkeursvarianten (per dijktraject) vormt het VO. Tevens geeft dit document inzicht in de wijze waarop is gezocht naar ontwerpvrijheden voor de ontwikkeling van de ruimtelijke varianten die hebben geleid tot het gekozen VO aan het einde van Ontwerploop 1.

## 1.6 Verificatie

De vastlegging en verificatie van de aan het project gestelde eisen vindt plaats in Relatics. De eisenverificatie van het VO is vastgelegd in het verificatierapport, wat een uitdraai van de Relatics-omgeving is. Het verificatierapport is opgenomen als bijlage in de Ontwerpnota VO (DocID 1804499-00692).
In deze ontwerpnota wordt, waar nodig, een toelichting of onderbouwing van de verificatie van de eisen gegeven.

## 1.7 Leeswijzer

In dit document zijn per hoofdstuk de bevindingen gerapporteerd. Eerst is in hoofdstuk 2 een overzicht gegeven van de relevante faalmechanismen en waterveiligheidsaspecten met wat beschouwd is in deze ontwerploop en wat in de volgende ontwerploop(s) gepland is. In hoofdstuk 3 staat de benodigde kruinhoogte van het dijklichaam. Benodigde bermafmetingen t.b.v. macrostabiliteit worden behandeld in hoofdstuk 4. Hoofdstuk 5 bevat de piping-opgave inclusief mogelijke oplossingen. De resultaten van de langsconstructies zijn weergegeven in hoofdstuk 6. Waterkerende kunstwerken zijn behandeld in hoofdstuk 7. Hoofdstuk 8 omvat de bekledingen. Het beschouwen van de niet waterkerende objecten (NWO's) vindt plaats in hoofdstuk 9. Hoofdstuk 10 bevat een samenvatting van de opgave / het VO per deeltraject. In hoofdstuk 11 wordt een doorkijk gegeven naar ontwerploop 2.

In de hoofdtekst van deze ontwerpnota wordt alleen het VO (voorkeursvariant per deeltraject, zie ook paragraaf 1.5) behandeld. In dit document wordt soms gerefereerd naar een kansrijke variant (KV). Dit zijn de kansrijke ontwerpvarianten die in de VO-fase zijn afgewogen en waaruit het VO is samengesteld (zie ook paragraaf 1.5). De Kansrijke Varianten (KV's) zijn beschreven in bijlage 2 t/m 4 van de Integratienota [1],

In deeltraject 2a is KV4b (dijkverlegging om de bedrijfsterreinen van IJzerleeuw en Van der Kamp) de voorkeursvariant. De verdere uitwerking van KV4b in het DO is echter onzeker, vanwege nader onderzoek naar het aanvaarrisico van de kadeconstructie (zie Bijlage 20) en het bereiken van overeenstemming met de stakeholders. Als één van beide openstaande punten negatief uitpakt, wordt de dijk op het huidige traject versterkt conform KV2 (terugvaloptie): een waterkerende constructie van circa 1 m hoog langs de Katwolderweg en Gasthuisdijk.

# 2. Scope Waterveiligheid VO

De waterveiligheidsanalyses in de VO fase zijn gericht op de faalmechanismen / ontwerpaspecten die bepalend zijn voor het ruimtebeslag en de grootste invloed hebben op de kosten. In Tabel 2-1 is een overzicht gegeven van alle faalmechanismen, wat er per faalmechanisme in de VO fase beschouwd is en wat later gedaan wordt.

**Tabel 2-1: Overzicht waterveiligheidsaspecten incl. scope VO en DO**

| Aspect/faalmechanisme | Beschouwd in VO | Gepland DO e.v. |
|---|---|---|
| Hoogte | Minimaal benodigde kruinhoogte per deeltraject o.b.v. probabilistische sterkte grasbekleding kruin en binnentalud | • (eventueel) nieuwe HR-database<br>• Verificatie kruinhoogte DT3b<br>• invloed lokale, niet-geometrische overgangen |
| Macrostabiliteit binnenwaarts | Stabiliteitsopgave o.b.v. maatgevend profiel per deeltraject | • Maatwerklocaties i.v.m. lokale inpassing (indien nodig)<br>• Stabiliteit op- en afritten |
| Macrostabiliteit buitenwaarts | Stabiliteitsopgave o.b.v. maatgevend profiel per deeltraject | Stabiliteit op- en afritten |
| Piping | Pipingopgave per deeltraject<br>Aansluiting heaveschermen | Onderzoeken optimalisaties lengte heaveschermen |
| Langsconstructies | • Onderzoek behoud bestaande langsconstructies<br>• EEM[1)]-analyses nieuwe langsconstructies (deels)<br>• Inschatting overige langsconstructies o.b.v. beschikbare EEM[1)]-analyses | • EEM[1)]-analyses resterend deel nieuwe langsconstructies<br>• Uitwerking schematiseringsfactor<br>• Check verticale stabiliteit o.b.v. nieuwste inzichten POVM<br>• Uitwerking ankerontwerp |
| Waterkerende kunstwerken | • Betrouwbaarheid sluiting<br>• Sterkte en stabiliteit<br>• Piping | • Verificatie hoogte<br>• Betrouwbaarheid sluiting<br>• Piping |
| Bekleding | • Graserosie kruin en binnentalud: zie Hoogte<br>• Graserosie buitentalud: controle of een grasbekleding overal voldoende is<br>• Inschatting dikte bekleding (GABI/GABU) | • Detaillering bekleding (materialisatie) |
| NWO's | Inventarisatie relevante NWO's | Uitwerken maatwerk t.p.v. relevante NWO's |

[1)] Eindige Elementen Methode (EEM) m.b.v. PLAXIS

Het uitgangspunt bij alle analyses is dat wordt voldaan aan de Waterwet. Het project Stadsdijken Zwolle valt binnen normtraject 53-3. Hiervoor geldt een overstromingskans van 1/3000 per jaar. Voor

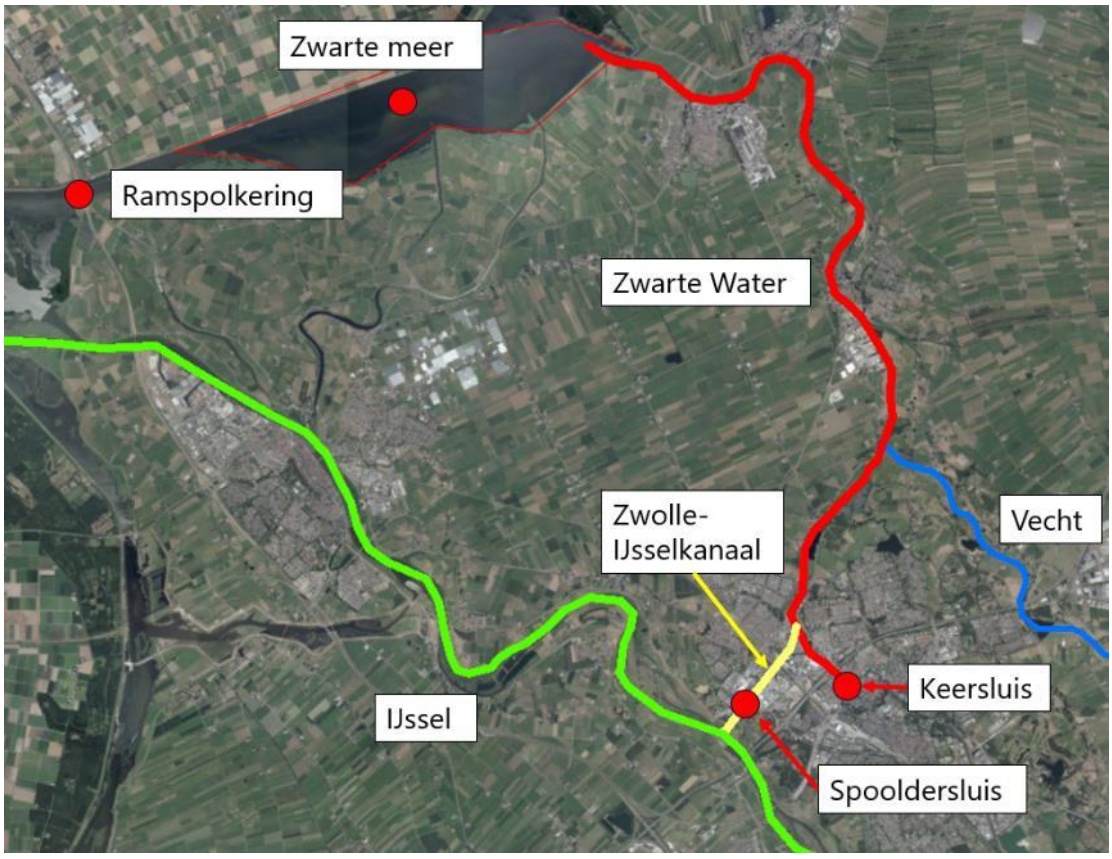
het ontwerp van dijkversterkingen conform de overstromingskansbenadering uit de Waterwet wordt gebruik gemaakt van het Ontwerp Instrumentarium [9]. Het Ontwerp Instrumentarium samen met de Technische Uitgangspunten Notitie (TUN; zie Bijlage 1) vormen de basis voor de waterveiligheidsanalyses in de VO-fase.

# 3. Hoogte

In dit hoofdstuk wordt de toe te passen kruinhoogte gerapporteerd. De kruinhoogte van de waterkering is bepaald conform hoofdstuk 8 van de Technische Uitgangspuntennotitie (TUN). De aanleghoogte is bepaald als de som van het berekende Hydraulisch Belasting Niveau (HBN), een bovengrens van de te verwachten restzetting, optredende klink van het aangebrachte ophoogmateriaal en de in rekening te brengen autonome bodemdaling. De kruinhoogtes die zijn opgenomen in paragraaf 3.4 (conclusies en aanbevelingen) zijn opleverhoogtes.

## 3.1 Watersysteem

Het watersysteem binnen het projectgebied betreft een watersysteem in de IJsseldelta. In het zuidwestelijk deel ligt het Zwolle-IJsselkanaal. Dit kanaal verbindt de IJssel met het Zwarte Water. In het kanaal is de Spooldersluis aanwezig. Ten noorden van deze sluis ligt het projectgebied van Stadsdijken. Het Zwarte Water loopt vanaf de binnenstad van Zwolle richting het IJsselmeer. Tussen de binnenstad van Zwolle en de kop van Voorst is de Keersluis Zwolle aanwezig (de begrenzing van het projectgebied aan de binnenstadzijde). Enige kilometers ten noorden van Zwolle mondt de Vecht uit in het Zwarte Water. Dit punt ligt net ten noorden van de noordelijke begrenzing van het projectgebied. Het Zwarte Water stroomt uit in het Zwarte Meer. Tussen het Zwarte Meer en het IJsselmeer is ter plaatse van Ramspol de opblaasbare Ramspolkering aanwezig, zie Figuur 3-1.



**Figuur 3-1 Overzicht watersysteem met relevante objecten en grenzen die het systeem beïnvloeden**

Dientengevolge zijn de relevante factoren die de hydraulische belastingen in het systeem bepalen:

- het wel of niet falen van de Ramspolkering
- de grootte van de afvoer van de Vecht (Q) die uitstroomt in het Zwarte Water
- meerpeil van het IJsselmeer (MP)
- de windparameters snelheid ($U_{10}$) en richting, verantwoordelijk voor lokale golfgroei

Uit de systeemanalyse (zie Bijlage 16) volgt dat het IJsselmeerpeil in combinatie met een gefaalde Ramspolkering de grootste faalkansbijdrage levert in het systeem. Hieruit kan worden geconcludeerd dat het systeem niet afvoer-gedomineerd is en bijgevolg als storm gedomineerd kan worden beschouwd. Bij strekkingen waarbij in NW-richting een grotere strijklengte aanwezig is, wordt een hogere invloed van de windsnelheid gevonden met als gevolg een hoger berekend HBN.

## 3.2 Methode

Het OI2014v4 is gebaseerd op de overstromingskansbenadering, waarbij per deelmechanisme een faalkans (resultaat van een volledig probabilistische berekening, waarbij zowel belasting als sterkte op basis van kansverdeling gemodelleerd wordt) wordt vergeleken met de toelaatbare faalkans voor het betreffende deelmechanisme. Dit is met het voorgeschreven model Hydra-NL niet mogelijk. Een volledig probabilistische berekening van de faalkans is wel mogelijk met Ringtoets/Riskeer. Dit is echter het instrument dat wordt gebruikt voor de wettelijke beoordeling voor de periode 2017-2023. In de software Ringtoets/Riskeer is het sinds november 2019 (versie 19.1.1) mogelijk om het HBN te bepalen voor de gehele levensduur. Echter ten tijden van het uitkomen van deze versie waren de ontwerpberekening al uitgevoerd, en waren de ontwerpdatabases voor 2050 en 2100 nog niet beschikbaar. Gezien de significante hoogte-opgave die volgt uit de verkenningsfase en de complexe inpassing is het gewenst om de kruinhoogte van de versterking probabilistisch te bepalen. De gehanteerde pragmatische werkwijze om de kruinhoogte probabilistisch te kunnen bepalen, is hieronder omschreven.

Uit de systeemanalyse (paragraaf 3.1) is gebleken dat het berekend HBN gedomineerd wordt door de invloed van het IJsselmeerpeil. Bij dit type systemen is bijgevolg de invloed van veranderingen in de externe systeembelastingen ‘Vechtafvoer’ en ‘wind’ van beperkte invloed op het berekende HBN. Daarom is een pragmatische werkwijze ontwikkeld voor het probabilistisch bepalen van het HBN. In deze werkwijze wordt het HBN voor 2023 met Ringtoets/Riskeer berekend en wordt vervolgens de voorziene 0,3 m meerpeilstijging tot zichtjaar 2080 er bij op geteld om het HBN voor zichtjaar 2080 te berekenen. Door KPR/Adviesteam Dijkontwerp is aangeven dat voor dit type systeem deze aanpak een realistische benadering geeft van het HBN voor het zichtjaar (e-mail A. Smale d.d. 16-9-2019; zie Bijlage 15).

Met deze aanpak wordt de invloed van de meerpeilstijging zeer waarschijnlijk overschat (er zit enige weerstand in het systeem, waardoor het water op meerdere locaties zeer waarschijnlijk niet met de maximale waarde van 30 cm stijgt) en de invloed van de wind licht onderschat (er wordt gerekend met statistiek van 2023 in plaats van 2080). De gedachte hierbij is dat deze over- en onderschatting dezelfde orde van grootte hebben. De Vechtafvoer heeft een zeer marginale invloed op het HBN. Verschillen in afvoer tussen 2080 en 2023 leiden niet tot een significant andere waarde van het HBN.

## 3.3 Hydraulisch belasting niveau en opleverhoogte

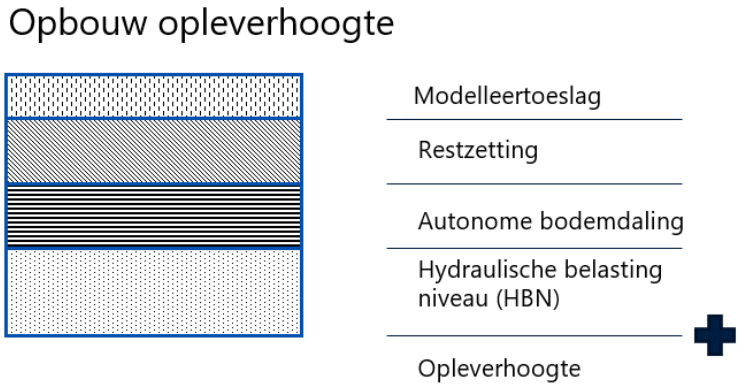
Er zijn conform Bijlage 9 van de TUN [2] twee scenario's doorgerekend voor het bepalen van de maatgevende waarde van het HBN:

- HBN behorend bij een op probabilistische wijze bepaald overslagdebiet ter grootte van 10 l/s/m' bij de trajectnorm*
- HBN volgend uit een berekening voor Gras Erosie Kruin en Binnentalud (GEKB) en de verwachtingswaarde en standaardafwijking van het kritiek overslagdebiet conform de Schematiseringshandleiding Gras [3] (μ = 0,225 m3/s/m', σ = 0,250 m3/s/m'); deze berekening wordt gedaan bij de doorsnede-eis voor GEKB van 1:12.500 p/j.

* Door overslag kan wateroverlast voorkomen in het achterland. Uit modelstudies volgt dat dit plaats vindt bij een overslagdebiet van 10l/s/m. O.b.v. het schadebeeld wordt hiervoor een norm van 1:3000 p/j aangehouden.

Bij de berekende opleverhoogtes dient te worden opgemerkt dat deze zijn bepaald op basis van een ontwerplevensduur van 55 jaar (zichtjaar 2080). De opleverhoogte betreft de kruinhoogte die bij oplevering in 2024 aanwezig moet zijn zodat het HBN in 2080 minimaal aanwezig is, rekening houdend met restzetting en autonome bodemdaling.

Op basis van de berekende HBN-waarden is de kruinhoogte per deeltraject bepaald als de som van het berekend HBN, de autonome bodemdaling (er is uitgegaan van het uitgangspunt in [1]), een bovengrens van de te verwachten restzetting (er is uitgegaan van een indicatieve berekening) en een modelleertoeslag. Deze bedraagt 15 cm voor alle deeltrajecten. De modelleertoeslag van 15 cm is toegepast om een robuuste kruinhoogte voor de VO fase te bepalen die uitlegbaar is richting de omgeving, die niet afhangt van variant-specifieke aspecten, zoals de effecten van een mogelijk steiler talud (1v:2,5h) en mogelijke effecten van het overstappen naar het BOI. De opbouw van de opleverhoogte is weergegeven in figuur 3-2.




**Figuur 3-2 Opbouw opleverhoogte**

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in tabel 3-1. De resultaten voor deeltrajecten 1a t/m 2b en 3a t/m 5b zijn grafische weergegeven in figuur 3-3 en figuur 3-4. De verschillen tussen de berekende kruinhoogtes conform GEKB en 10 l/s/m' overslag bij trajectnorm zijn te verklaren door het verschil in eis. De GEKB-berekening voldoet aan de doorsnede-eis van 1/12.500 per jaar terwijl de 10l/s/m-overslagberekening voldoet aan de trajectnorm-eis van 1/3000 per jaar die gekozen is om wateroverlast te toetsen.

**Tabel 3-1 Resultaten HBN berekeningen en berekende opleverhoogte per deeltraject**

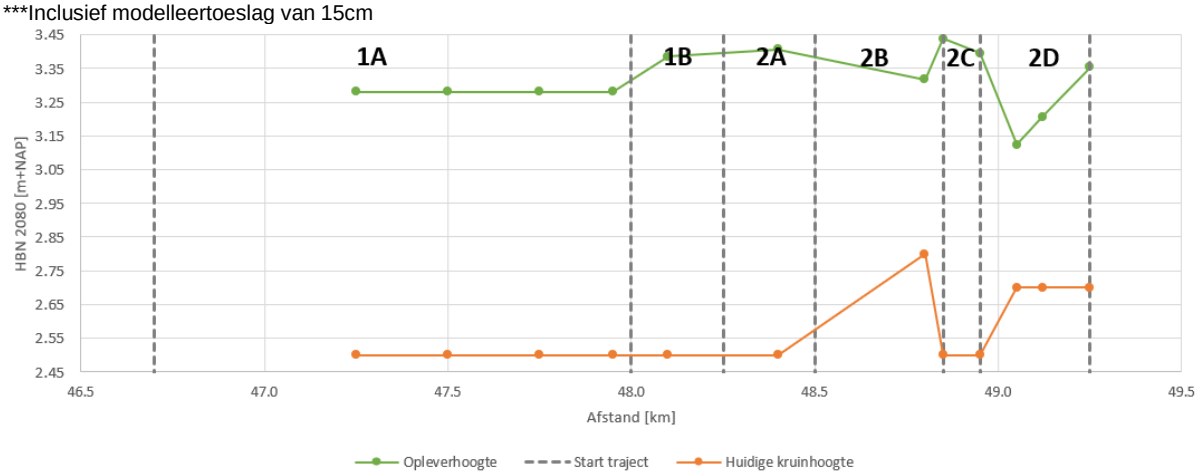
| Deel-traject | Uitvoer-punt | Overslagcriterium 10 l/s/m' bij trajectnorm* | GEKB bij Door-snede-eis | Maat-gevend* | Autonome bodem-daling | Rest-zetting | Opleverhoogte *** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [-] | [-] | [m+NAP] | [m+NAP] | [m+NAP] | [m] | [m] | [m+NAP] |
| 1a | 318 | 3,10 | 3,10 | 3,10 | 0,00 | 0,03 | 3,28 |
| | 317 | 3,10 | 3,10 | 3,10 | 0,00 | 0,03 | 3,28 |
| | 316 | 3,10 | 3,08 | 3,10 | 0,00 | 0,03 | 3,28 |
| | 315 | 3,10 | 3,08 | 3,10 | 0,00 | 0,03 | 3,28 |
| 1b | 314 | 3,20 | 3,18 | 3,20 | 0,00 | 0,04 | 3,39 |
| 2a | 314 | 3,10 | 3,07 | 3,10 | 0,12 | 0,04 | 3,41 |
| 2b | 312 | 2,95 | 3,03 | 3,03 | 0,12 | 0,02 | 3,24 |
| 2c | 311 | 3,10 | 3,25 | 3,25 | 0,00 | 0,04 | 3,44 |
| | 310 | 3,05 | 3,21 | 3,21 | 0,00 | 0,04 | 3,40 |
| 2d | 309 | 2,95 | 2,96 | 2,96 | 0,00 | 0,01 | 3,12 |
| | 308 | 2,95 | 3,04 | 3,04 | 0,00 | 0,02 | 3,21 |
| | 307 | 3,00 | 3,18 | 3,18 | 0,00 | 0,02 | 3,35 |
| 3a** | 304 t/m 306 | 3,00 | 3,14 | 3,14 | 0,00 | 0,03 | 3,32 |
| 3b** | 304 t/m 306 | 3,40 | 3,21 | 3,40 | 0,00 | 0,00 | 3,55 |
| 4a | 306 | 3,05 | 3,17 | 3,17 | 0,00 | 0,01 | 3,33 |
| | 305 | 3,10 | 3,06 | 3,10 | 0,00 | 0,01 | 3,26 |
| | 304 | 3,15 | 3,12 | 3,15 | 0,00 | 0,02 | 3,32 |
| 4b | 303 | 3,20 | 3,21 | 3,21 | 0,00 | 0,03 | 3,39 |
| | 302 | 3,10 | 3,26 | 3,26 | 0,00 | 0,03 | 3,44 |
| | 301 | 3,20 | 3,28 | 3,28 | 0,00 | 0,03 | 3,46 |
| 4c | 300 | 3,15 | 3,25 | 3,25 | 0,00 | 0,01 | 3,41 |
| | 299 | 3,15 | 3,23 | 3,23 | 0,00 | 0,01 | 3,39 |
| | 298 | 3,05 | 2,97 | 3,05 | 0,00 | 0,00 | 3,20 |
| | 297 | 3,05 | 2,94 | 3,05 | 0,00 | 0,00 | 3,20 |
| | 296 | 3,00 | 2,92 | 3,00 | 0,00 | 0,00 | 3,15 |
| 4d | 295 | 2,95 | 2,91 | 2,95 | 0,12 | 0,01 | 3,23 |
| | 294 | 2,95 | 2,93 | 2,95 | 0,12 | 0,01 | 3,23 |
| | 293 | 2,95 | 2,94 | 2,95 | 0,12 | 0,01 | 3,23 |
| | 292 | 2,95 | 2,93 | 2,95 | 0,12 | 0,01 | 3,23 |
| | 291 | 3,00 | 2,94 | 3,00 | 0,12 | 0,02 | 3,29 |
| | 290 | 3,00 | 2,95 | 3,00 | 0,12 | 0,02 | 3,29 |
| | 288 | 3,05 | 3,17 | 3,17 | 0,12 | 0,02 | 3,46 |
| | 287 | 3,05 | 3,16 | 3,16 | 0,12 | 0,02 | 3,45 |
| 5a | 286 | 3,10 | 3,19 | 3,19 | 0,12 | 0,01 | 3,47 |
| | 285 | 3,10 | 3,19 | 3,19 | 0,12 | 0,01 | 3,47 |
| | 244 | 3,10 | 3,19 | 3,19 | 0,12 | 0,01 | 3,47 |

| Deel-traject | Uitvoer-punt | Overslagcriterium 10 l/s/m' bij trajectnorm* | GEKB bij Door-snede-eis | Maat-gevend* | Autonome bodem-daling | Rest-zetting | Opleverhoogte *** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 283 | 3,10 | 3,16 | 3,16 | 0,12 | 0,01 | 3,44 |
| | 282 | 3,10 | 3,17 | 3,17 | 0,12 | 0,01 | 3,45 |
| | 281 | 3,10 | 3,18 | 3,18 | 0,12 | 0,01 | 3,46 |
| | 280 | 3,10 | 3,16 | 3,16 | 0,12 | 0,01 | 3,44 |
| | 279 | 3,05 | 2,97 | 3,05 | 0,12 | 0,00 | 3,32 |
| | 278 | 3,05 | 2,97 | 3,05 | 0,12 | 0,00 | 3,32 |
| | 277 | 3,05 | 2,97 | 3,05 | 0,12 | 0,00 | 3,32 |
| | 276 | 3,05 | 2,96 | 3,05 | 0,12 | 0,00 | 3,32 |
| | 275 | 3,05 | 2,96 | 3,05 | 0,12 | 0,00 | 3,32 |
| 5b | 267 | 3,10 | 3,18 | 3,18 | 0,00 | 0,01 | 3,34 |
| | 266 | 3,15 | 3,21 | 3,21 | 0,00 | 0,01 | 3,37 |
| | 265 | 3,15 | 3,21 | 3,21 | 0,00 | 0,01 | 3,37 |
| | 264 | 3,10 | 3,19 | 3,19 | 0,00 | 0,01 | 3,35 |
| | 263 | 3,15 | 3,23 | 3,23 | 0,00 | 0,01 | 3,39 |
| | 262 | 3,20 | 3,23 | 3,23 | 0,00 | 0,01 | 3,39 |
| | 261 | 3,20 | 3,23 | 3,23 | 0,00 | 0,01 | 3,39 |
| | 260 | 3,20 | 3,23 | 3,23 | 0,00 | 0,01 | 3,39 |

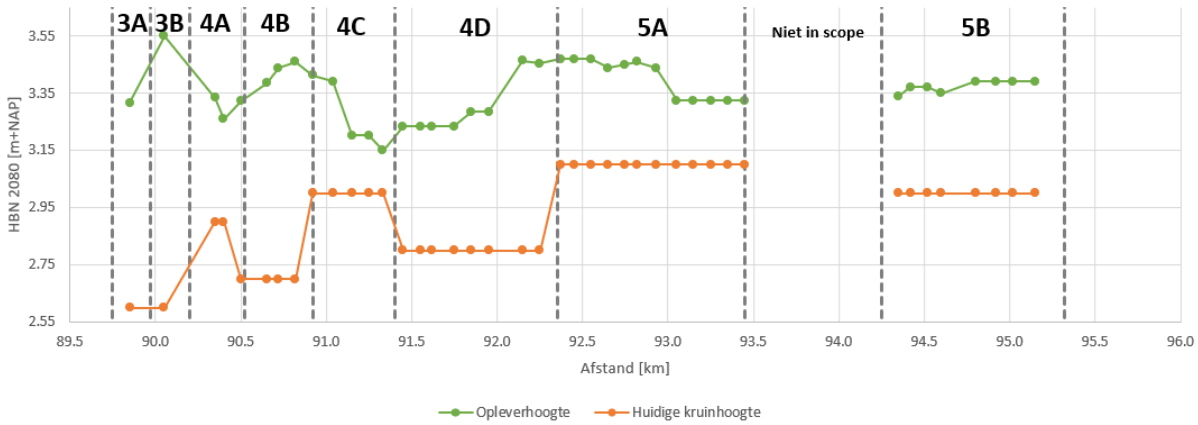
*Waarden zijn afgerond op 5 cm

**Bepaald op basis van extrapolatie van uitvoerpunten ter plaatse van deeltraject 4a

***Inclusief modelleertoeslag van 15cm




**Figuur 3-3 Grafische weergaven berekende opleverhoogte voor deeltrajecten 1a t/m 2b**




**Figuur 3-4 Grafische weergave berekende opleverhoogte voor deeltraject 3a t/m 5b**

Uit de berekeningsresultaten blijkt dat het afhangt van de locatie welke van de twee scenario's maatgevend is. Het maximale verschil in HBN binnen het projectgebied is ca. 0,45 m. Dit verschil is relatief beperkt.

Dit kan worden verklaard doordat het IJsselmeerpeil maatgevend is voor het HBN: golfwerking heeft een beperkte invloed op het HBN. Bij deeltrajecten met een hoger HBN is het aandeel van de golfaanval in verhouding hoger dan bij de locaties met een lager HBN, waar de oriëntatie haaks staat op de maatgevende windrichting of de strijklengte zeer beperkt is.

De benodigde kruinverhoging is het grootst in deeltrajecten 1a t/m 2d (0,8 – 0,9 m). Dit komt doordat de kruinhoogte in de huidige situatie ca. 0,4 – 1,0 m lager ligt ten opzichte van de deeltrajecten meer naar het noorden (4a t/m 5b). Geconcludeerd wordt dat het geschematiseerde voorland ter plaatse van het Balkengat een gunstige werking heeft: de potentiële strijklengte is voor dit profiel groot ten opzichte van de naastliggende deeltrajecten, echter is de benodigde ophoging fors lager. Voor deeltrajecten 3a en 3b zijn de voorziene ophogingen ook relatief fors, gezien de relatief lage ligging van het maaiveld in de huidige situatie. Naar het noorden toe neemt de benodigde ophoging af, met name omdat de kruin van de dijk in de huidige situatie op een hoger niveau ligt.

### Deeltrajecten en secties met verticale wanden

Op sommige deeltrajecten (zoals 1b en 2a) bestaat de voorkeursvariant uit een wandconstructie. In sommige secties (langs de Russenweg in deeltraject 1a of bij de Klooienberg in deeltraject 4b/4c) verzorgt lokaal een constructie met verticale wand de kruinhoogte. Voor deze sectie is de kruinhoogte / het HBN indicatief bepaald voor de VO-fase. Er is voor enkele locaties een HBN berekening gemaakt vergelijkbaar met deeltraject 3b. Hieruit blijkt dat de benodigde hoogte met een verticale wand circa 0,1 m hoger is dan met een buitentalud van 1v:3h. Het beperkte verschil wordt voornamelijk veroorzaakt door de beperkte strijklengtes en daarmee beperkte golfhoogtes in betreffende deeltrajecten.

### Parkeerterrein Scania (deeltraject 1a)

Lokaal loopt de kering in deeltraject 1a over het parkeerterrein van Scania. Vanwege het functioneel gebruik van het terrein zijn hier zeer flauwe taluds (flauwer dan 1v:10h) aanwezig. Dit is in de berekeningen gemodelleerd als een buitentalud met helling 1v:6h (flauwer is niet mogelijk). Dit levert een HBN op dat circa 0,1m lager is dan met talud 1v:3h. Lokaal wordt daarmee de benodigde kruinhoogte (opleverhoogte) NAP +3,20 m.

### Locatie Blaloweg

Het dijkversterkingsproject wordt doorsneden door de Blaloweg en de Blalobrug (aan de zuidzijde begrenzing deeltraject 2d; aan de noordzijde grens tussen deeltrajecten 3b en 4a). Met een gedetailleerde analyse is gekeken of de huidige hoogte op deze locatie voldoende is. De analyses zijn uitgebreid beschreven in een tweetal memo's die zijn bijgevoegd als Bijlage 22 en Bijlage 23. De hoogte aan de zuidzijde voldoet tot zichtjaar 2080. Dat maakt dat geen aanpassingen noodzakelijk zijn. De hoogte aan de noordzijde voldoet tot circa zichtjaar 2055. De noordelijke rijbaan / aansluiting met deeltraject 4a heeft daarna onvoldoende hoogte. Het wordt aanbevolen deze verhoging mee te nemen in groot onderhoud en/of reconstructie van de Blaloweg tussen nu en 2050.

## 3.4 Conclusies en aanbevelingen

### conclusies

In de VO fase van de planuitwerkingsfase is het maatgevende HBN berekend, op basis waarvan de opleverhoogte bepaald wordt. Op basis van de berekeningsresultaten zijn ontwerphoogtes per traject bepaald voor de VO fase. Deze zijn samengevat in tabel 3-2.

**Tabel 3-2 Samenvatting keuze ontwerp kruinhoogte in de VO fase**

| Deeltraject | Huidige kruinhoogte [m+NAP] | Ophoging | Opleverhoogte [m+NAP] |
|---|---|---|---|
| 1a | 2,5 | 0,80 | 3,30 |
| 1b | 2,5 | 0,90 | 3,40 |
| 2a | 2,5 | 0,90 | 3,40 |
| 2b | 2,8 | 0,50 | 3,30 |
| 2c | 2,5 | 0,90 | 3,40 |
| 2d | 2,7 | 0,70 | 3,40 |
| 3a | 2,6 | 0,70 | 3,30 |
| 3b | 3,4 | 0,20 | 3,40 |
| 4a | 2,9 | 0,40 | 3,30 |
| 4b | 2,7 | 0,80 | 3,50 |
| 4c (start tot 91,05) | 3,0 | 0,40 | 3,40 |
| 4c (91,05 tot eind) | 3,0 | 0,20 | 3,20 |
| 4d (start tot 91,95) | 2,8 | 0,50 | 3,30 |
| 4d (91,95 tot eind) | 2,8 | 0,70 | 3,50 |
| 5a (start tot 93,00) | 3,1 | 0,40 | 3,50 |
| 5a (93,00 tot eind) | 3,1 | 0,20 | 3,30 |
| 5b | 3,0 | 0,40 | 3,40 |

Bestaande uit modelleertoeslag (0,15m), restzetting, autonome bodemdaling en verschil HBN2080-huidige kruinhoogte

### Aandachtspunten DO-fase

In deze fase is voor de berekening van de benodigde kruinhoogte van de damwand in deeltraject 3b (verzorgt zelfstandig de waterkerende functie) een schematisatie van een talud van 1v:1h gebruikt. Deze wijze is vooralsnog gekozen om binnen het project voor alle deeltrajecten op een eenduidige wijze probabilistisch het HBN te kunnen bepalen. Verwacht wordt dat – gezien de beperkte golfhoogte – deze werkwijze een goede benadering vormt voor de benodigde hoogte. Alternatieve methoden zijn

het schematiseren van de damwand als kunstwerk (puntconstructie), en met Ringtoets probabilistisch het overslagdebiet te bepalen of de werkwijze te volgen zoals vermeld in Werkwijzer Langsconstructies Waterkerende Kunstwerken van Waterschap Limburg. In ontwerploop 2 wordt de berekende hoogte geverifieerd met een van deze methoden. Dit geldt ook voor de andere trajecten waar een verticale wand (deels) de waterkerende hoogte verzorgt.

De situatie ter plaatse van de overgangen dient nog verder uitgewerkt te worden. Nu is alleen rekening gehouden met geometrische overgangen (knikpunten in het talud, zoals de overgang van het binnentalud naar een binnenberm). Lokale overgangen ter plaatse van Niet-waterkerende objecten (NWO's) of bijzondere overgangen zijn in deze ontwerploop nog niet beschouwd. Het is gepland om deze in de volgende ontwerploop (ontwerploop 2) te behandelen. Er wordt vanuit gegaan dat lokale erosiebestendige maatregelen rond NWO's kunnen worden genomen om de erosiebestendigheid van de dijk ter plaatse van de NWO te kunnen garanderen en niet de hoogte van de dijk door de aanwezigheid van een NWO te laten bepalen.

De noordelijke rijbaan / aansluiting van de Blaloweg met deeltraject 4a heeft na 2055 onvoldoende hoogte. Het wordt aanbevolen deze verhoging mee te nemen in groot onderhoud en/of reconstructie van de Blaloweg tussen nu en 2050.

# 4. Macrostabiliteit

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van de berekeningen voor macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) en macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) gerapporteerd. Per deeltraject zijn berekeningen uitgevoerd, al dan niet met varianten en/of aanvullende profielen. Het doel van dit hoofdstuk is een overzicht van resultaten te geven met toelichtingen van ontwerpkeuzes en bijzondere situaties.

De macrostabiliteitsberekeningen zijn opgezet op basis van hoofdstuk 6.3 en 7 van de Technische Uitgangspuntennotitie [2], waarin de algemene uitgangspunten zijn uitgewerkt. Om de stabiliteitsanalyses eenduidig uit te kunnen voeren, is de TUN [2] aangevuld met een werkwijzer macrostabiliteit [Bijlage 3]. Deze werkwijzer bevat een nadere detaillering van de uitgangspunten en schematiseringskeuzes. Daarnaast is voor STBU een faalpadanalyse uitgevoerd, waarvan alleen een klein deel toegelicht is in dit hoofdstuk. Voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar het Achtergrondrapport STBU in Bijlage 17.

In deeltrajecten waar zich langsconstructies bevinden, zijn geen macrostabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De stabiliteit bij langconstructies is separaat beschouwd in hoofdstuk 6. Locaties waar kolken vlak voor of achter de dijk liggen, zijn beschouwd als maatwerklocaties en niet opgenomen in dit hoofdstuk.

De berekeningen zijn uitgevoerd met softwareprogramma D-Stability versie 20.2.1.0. Deze versie wijkt af van de versie zoals gerapporteerd in de TUN (Bijlage 1)vanwege tussentijdse software updates. Dit vormt geen belemmering aangezien resultaten uit beide versies gelijk zijn.

## 4.1 Randvoorwaarden en uitgangspunten

In voorliggend hoofdstuk zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten nader toegelicht. De opzet van de macrostabiliteitsberekeningen is uitgebreid beschreven in de werkwijzer [Bijlage 3]. In dit hoofdstuk worden de analysestappen beschreven die niet expliciet in de werkwijzer [Bijlage 3] staan.

### Geometrie

Over het gehele dijktraject zijn geometrische profielen gegenereerd per 25 m, resulterend in 341 profielen. In tabel 4-1 is per deeltraject de scheiding in metrering aangegeven, die gebruikt is voor de indeling van de profielen. Ook is te zien hoeveel profielen er in een deeltraject zitten.

**Tabel 4-1 Grenzen metrering voor geometrische profielen en hoeveelheid per deeltraject. Metrering begint niet op 0 m aangezien sommige profielen niet tot een deeltraject behoren en buiten de scope van dit project vallen.**

| Deeltraject | Start [m] | Eind [m] | Aantal profielen |
|---|---|---|---|
| 1a | 189 | 1518 | 53 |
| 1b | 1518 | 1795 | 9 |
| 2a | 1795 | 2094 | 11 |
| 2b | 2094 | 2419 | 13 |
| 2c | 2419 | 2549 | 5 |
| 2d | 2549 | 2896 | 14 |

| Deeltraject | Start [m] | Eind [m] | Aantal profielen |
|---|---|---|---|
| 3x | 2896 | 3784 | 3 |
| 3a | 3784 | 4150 | 15 |
| 3b | 4150 | 4335 | 7 |
| 4a | 4406 | 4672 | 10 |
| 4b | 4672 | 5095 | 17 |
| 4c | 5095 | 5461 | 15 |
| 4d | 5461 | 6482 | 41 |
| 5a | 6482 | 8018 | 60 |
| 5b | 8018 | 9497 | 59 |

Voordat een berekening wordt opgesteld, moet een maatgevend profiel worden geselecteerd. Op basis van de volgende voorwaarden zijn maatgevende profielen gekozen:

1. Helling: profielen met een steilere, huidige helling zijn maatgevender. In geval van damwanden wordt de berekening van de helling opgedeeld in een helling voor en na de damwand.
2. Ophoopslag: profielen waar meer opgehoogd moet worden, zijn maatgevender.

Opgemerkt wordt dat met deze aanpak voor één deeltraject twee geometrische profielen gevonden kunnen worden: één voor STBI en één voor STBU. In de resultaten is daarom ook de nummering van het geometrische profiel opgenomen.

### Dijkontwerp

De minimale dijkversterking is, conform de TUN [1], per profiel geschematiseerd. Hierbij zijn in het algemeen de kruinbreedte 4 m en binnen- en buitentaludhellingen gelijk aan 1v:3h. Indien dit niet een voldoende grote stabiliteitsfactor oplevert voor STBI, is een binnenberm geschematiseerd conform de TUN [2]. Voor STBU zijn er geen buitenbermen toegepast.

Er is gekeken naar de mogelijkheid om in plaats van een berm een taludverflauwing toe te passen. Uit gevoeligheidsanalyses voor een paar profielen bleek dat een taludverflauwing in het algemeen tot voldoende grote stabiliteitsfactoren leidt bij hellingen kleiner dan 1v:4h. Aangezien dit vaak leidt tot problemen met het beperkte ruimtebeslag, is er voor gekozen taludverflauwingen niet te beschouwen als alternatieve oplossingen voor bermen.

Opgemerkt wordt dat de ontwerpoplossingen in de berekeningen mogelijk kunnen afwijken van de varianten. In de berekeningen geldt de minimale oplossing: indien in varianten de hellingen flauwer zijn, de kruinbreedte breder is etc. geldt dat indien de minimale oplossing stabiel is, de meer gunstige varianten ook zullen voldoen.

### Bodemopbouw

Bij elk maatgevend dwarsprofiel is de bodemopbouw geschematiseerd. De bodemopbouw is geschematiseerd op basis van het geotechnisch lengteprofiel en de daarbij behorende boringen en sonderingen. De maatgevende bodemopbouw is te vinden waar de dikste, cohesieve lagen voorkomen. Per deeltraject is gekozen voor een maatgevende bodemopbouw. Hierbij is gekeken naar de laagdiktes van de cohesieve lagen in het voorland, bij de buitenteen, onder de kruin, bij de binnenteen en in het achterland.

### Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden zijn per scenario uitgewerkt. Een kort overzicht van deze scenario's is hieronder gegeven.

### Scenario's

Voor de faalmechanismes STBU en STBI zijn de volgende scenario's aangehouden:

- STBI
    - Hoog water: buitenwaterstand is gelijk aan Waterstand bij de Norm (WBN).
    - Overslag: hoge buitenwaterstand (leidend tot een overslag van 1 l/s/m) in combinatie met golfoverslag, wat leidt tot volledige verzadiging van de dijk [4].
- STBU
    - Val na hoog water: na hoog water een val van de buitenwaterstand van 2 m.
    - Extreme neerslag: verzadiging door neerslag leidend tot opbolling van freatische lijn onder de kruin.
    - Laagwaterstand 1 op 10 jaar: freatische lijn onder normale omstandigheden met buitenwaarts een waterstand die 1 op 10 jaar voorkomt.

In het geval van STBU zijn niet alle scenario's berekend voor alle profielen. Uit gevoeligheidsanalyses voor een paar profielen bleek dat het scenario 'val na hoog water' maatgevend was. Dit scenario is wel voor alle profielen berekend.

### Stijghoogte

Bij het faalmechanisme STBI is de stijghoogte geschematiseerd conform de werkwijzer [Bijlage 3]. Ten grondslag aan deze schematisatie is gebruik gemaakt van bijlage 1 en 4 van het Technisch Rapport Waterspanning bij dijken [5]. De uit de peilbuizen bepaalde responsfactoren [2] zijn hierin ook verwerkt.

Aangezien er geen peilbuizen in deeltrajecten 1 en 2 aanwezig waren, is besloten de hoogste responsfactor te gebruiken uit de huidige peilbuizenanalyse in de nabij gelegen deeltrajecten. Dit heeft geresulteerd in een gehanteerde waarde van 0,86 voor de responsfactor in deeltrajecten 1 en 2. Voor deeltrajecten 4 en 5 is aan de hand van de locatie van het maatgevend profiel de dichtstbijzijnde raai aan peilbuizen aangehouden.

### Scenario STBU - 1 op 10 jaar laagwaterstand

Precieze informatie over de 1 op 10 jaar laagwaterstand binnen het projectgebied van Stadsdijken Zwolle is niet voorhanden. Daarom is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd met een 1 op 10 jaar laagwaterstand die geldt voorbij de monding van de Vecht. Dit is steekproefsgewijs gedaan voor deeltrajecten 1a en 4a. De stabiliteitsfactoren voor dit scenario zijn meer dan 50% hoger dan voor de andere STBU scenario's. Op basis hiervan is het scenario '1 op 10 jaar laagwaterstand' niet maatgevend geacht en daarom niet verder beschouwd voor andere deeltrajecten.

### Veiligheidsfilosofie

Voor het ontwerpen van een veilige en betrouwbare waterkering zijn in de TUN [2] minimaal vereiste stabiliteitsfactoren afgeleid. Deze zijn gebaseerd op de volgende doorsnede-eisen:

- Macrostabiliteit binnenwaarts: 1/1.891.650 per jaar (schadefactor 1,14)
- Macrostabiliteit buitenwaarts: 1/189.165 per jaar (schadefactor 1,07)

Om tot een goede waarde van de schematiseringsfactor voor STBI te komen, is ervoor gekozen om - uitgaande van de basisschematisering – rekening te houden met 4 verschillende afwijkingen van de verwachte situatie. Dit betreft afwijkingen t.a.v.:

1) Aanwezigheid van slappe lagen,
2) Dikte van aanwezige slappe lagen,
3) Diepteligging van slappe lagen,
4) variatie in de stijghoogte in de eerste zandlaag.

Deze variaties, gecombineerd met een inschatting van het voorkomen er van, leidden conform de voorgeschreven werkwijze tot een schematiseringsfactor van 1,05 voor STBI.

De schematiseringsfactor voor STBU is afgeleid voor drie profielen. Het dijksmateriaal bestaat uit respectievelijk klei, zand en een heterogene opbouw. Voor deze drie profielen zijn zes scenario's beschouwd die vervolgens zijn vergeleken met het basisscenario. Op basis van deze scenario's is de schematiseringsfactor bepaald. Uit de analyse volgt een schematiseringsfactor van 1,05 voor STBU. Er is ruimte voor optimalisatie omdat de schematiseringsfactor afgerond is op 0,05. Voor een uitgebreide beschrijving wordt verwezen naar Bijlage 17.

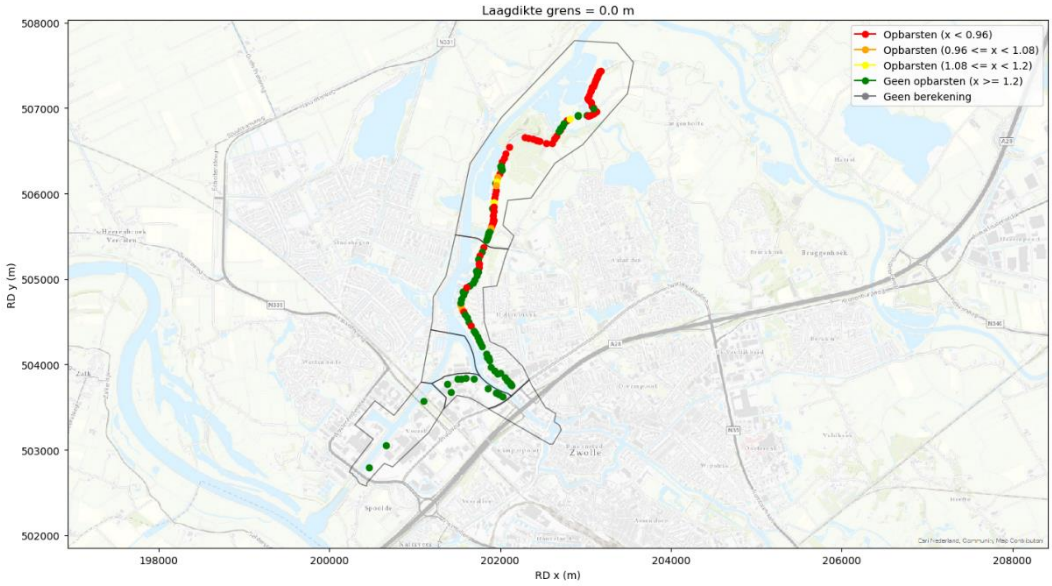
De vereiste stabiliteitsfactoren zijn bepaald conform de vergelijkingen uit de TUN [2]. Voor STBI geldt een stabiliteitsfactor van 1,27 en voor STBU geldt een stabiliteitsfactor van 1,19. Bij het scenario overslag zijn conform KPR factsheet “Macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag”[4] nieuwe factoren afgeleid. Deze factoren zijn afhankelijk op de overschrijdingskans van golfoverslag groter dan 1 l/s/m en zijn daarom per deeltraject anders.

## 4.2 Analyse opbarsten

Voordat een analyse van de stabiliteit kan worden uitgevoerd, moet inzichtelijk worden waar er een risico is met betrekking tot het opbarsten van de deklaag. Binnen een aantal deeltrajecten is er namelijk sprake van een dunne deklaag. Voor profielen waar er een risico op opbarsten is, is een andere opzet in de berekening nodig. Dit is uitgebreid beschreven in de werkwijzer [Bijlage 3].

Om het risico op opbarsten te identificeren, is een analyse gemaakt per handboring (om de 50 m in de binnenteen van de waterkering) waarbij geometrische profielen gekoppeld zijn aan handboringen op de binnenteen.

In de praktijk worden lagen in rekening gebracht vanaf een laagdikte van ongeveer 10-20 cm. Zonder rekening te houden met een bepaalde grens in de laagdiktes van de cohesieve lagen, is het risico op opbarsten weergeven in figuur 4-1. Er is aangehouden dat opbarsten verwaarloosbaar is wanneer de opbarstfactor groter is dan 1,2. In figuur 4-1 is duidelijk dat het risico op opbarsten vooral plaatsvindt in het noorden van het projectgebied (deeltraject 5b) en deels in het midden (deeltrajecten 4c en 4d). In de berekeningen met een opbarstfactor kleiner dan 1,2 zijn opbarstzone's gedefinieerd. Deze opbarstzone's zijn gekarakteriseerd door geen sterkte toe te kennen aan het grondmateriaal (i.e. alleen volumiek gewicht geldt voor lagen boven watervoerend pakket)




**Figuur 4-1 Vlakdekkende risico analyse opbarsten t.b.v. STBI**

## 4.3 Alternatieve analyses STBU

Voor een groot aantal STBU berekeningen zijn met de standaard werkwijze stabiliteitsfactoren gevonden die niet voldeden aan de minimale eis. Echter, de berekende resultaten komen niet overeen met de verwachtingen en met expert-judgement, omdat veel dijken taluds van 1v:3h hebben en buitenwaartse instabiliteit bij dijken nauwelijks wordt waargenomen. Dit verschijnsel, dat de STBU niet voldoet bij een ontwerp met taluds van 1 op 3, is breder bekend. Aangezien de berekeningsresultaten niet in de lijn der verwachting liggen, zijn drie navolgende analyses uitgevoerd:

1) Optimalisatie freatische lijn met Plaxis
2) Stap 1 aangescherpt met KPR factsheet ‘Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit’
3) Faalpadanalyse

In de eerste analyse zijn berekeningen met het softwarepakket Plaxis uitgevoerd om de freatische lijn in de STBU scenario te optimaliseren. Dit heeft geleid tot voldoende grote stabiliteitsfactoren voor 50% van de profielen.

Voor de resterende profielen is een tweede analyse uitgevoerd waarbij de werkwijze uit de eerste analyse aangescherpt is met aanbevelingen uit KPR Factsheet ‘Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit’ [7]. Aangezien dit niet tot een voldoende resultaat heeft geleid, is een derde analyse toegepast. Met een faalpadanalyse zijn de profielen die niet stabiel genoeg waren nader onderzocht. Uiteindelijk heeft dit geleid tot één profiel dat niet voldoet, namelijk het profiel voor deeltraject 2b. Het advies is om voor dit profiel een damwand toe te passen. Een gedetailleerde uitwerking van de gebruikte werkwijze, inclusief toelichting op de drie analyses, is te vinden in Bijlage 17.

## 4.4 Berekeningsresultaten

In de volgende tabellen zijn per deeltraject en aanvullend profiel(en) de resultaten weergeven voor de STBI [tabel 4-2] en STBU [tabel 4-3] berekeningen. Een rode kleur geeft aan dat een stabiliteitsfactor kleiner is dan de vereiste stabiliteitsfactor. Opgemerkt wordt dat niet alle berekeningen in deze tabellen zijn opgenomen (i.e. specifieke locaties met maatwerkoplossingen).

In de laatste kolom van tabel 4-2 staat de uiteindelijke ontwerpoplossing. Er is altijd een minimale dijkversterking met binnentalud 1v:3h conform de TUN [2] bepaald. De uitvoerresultaten van de berekeningen zijn te vinden in Bijlage 4 voor STBI en Bijlage 5 voor STBU.

**Tabel 4-2 Overzicht stabiliteitsfactoren voor STBI per profiel en deeltraject. De minimaal vereiste stabiliteitseis voor het scenario overslag is tussen haakjes aangegeven.**

| | | STBI | | |
|---|---|---|---|---|
| **Deel-traject** | **Profiel (metrering)** | **Hoog water** | **Verzadigd** | **Oplossing** |
| **1a** | 325 | 1,28 | 0,89 (0,89) | Talud 1v:3h |
| | 1275 | 1,86 | n.v.t. | Talud 1v:3h |
| **1b** | 1775 | 1,57 | 1,28 (0,99) | Wandconstructie |
| **2a** | - | nvt | nvt | Wandconstructie |
| **2b** | 2275 | 1,38 | 1,26 (1,01) | Talud 1v:3h<br>Lokaal ophogen i.v.m. voorkomen opbarsten |
| **2c** | 2475 | 1,34 | 1,10 (1,01) | Talud 1v:3h en grondkering/stabiliteitsscherm (locatie Zandbergen), zie hoofdstuk 6 |
| **2d** | 2725 | 1,47 | 1,21 | Talud 1v:3h en stabiliteitsscherm, zie hoofdstuk 6 |
| **4a** | 4475 | 1,36 | 0,96 (0,94) | Talud 1v:3h |
| **4b** | 4825 | 1,62 | 1,09 (1,01) | Talud 1v:3h |
| **4c** | 5375 | 1,39 | 0,98 (0.95) | Talud 1v:3h |
| **4d-Zuid (start-hm91.87)** | 5825 | 1,30 | 1,25 (0,93) | Talud 1v:3h en binnenberm met lengte 7 m en beginhoogte 2,0 m + NAP |
| **4d-Noord (hm91.87-eind)** | 6375 | 1,38 | n.v.t. | Talud 1v:3h en stabiliteitsscherm, zie hoofdstuk 6 |
| **5a** | 7125 / 7225 | 1,31 | 1,20 (1,01) | Talud 1v:3h en stabiliteitsscherm, zie hoofdstuk 6 |
| **5b** | 8525 | 1,61 | 1,06 (0,99) | Talud 1v:3,5h |
| | 8875 | 1,32 | 1,27 (0,99) | Buitenwaartse asverplaatsing huidige dijk, talud 1v:3h en binnenberm met lengte 7 m en beginhoogte 1,9 m + NAP |

| Deel-traject | Profiel (metrering) | STBI Hoog water | Verzadigd | Oplossing |
|---|---|---|---|---|
| | 9050 | 1.69 | n.v.t. | Talud 1v:3h en stabiliteitsscherm, zie hoofdstuk 6 |
| | 9350 | 1,28 | 1,02 (0,99) | Buitenwaartse asverplaatsing huidige dijk + binnen berm met lengte 5 m en begin hoogte 2,3 m + NAP |

**Tabel 4-3 Overzicht stabiliteitsfactoren voor STBU per profiel en deeltraject.**

| Deeltraject | Taludhelling v:h[3] [-] | STBU[1 2] Profiel | Val na hoog water | Extreme neerslag | Faalpadanalyse |
|---|---|---|---|---|---|
| **1a** | 1:3 | 325 | 0,67 | 1,18 | voldoet |
| | 1:3 | 1275 | 0,71 | 1,15 | voldoet |
| **1b** | 1:3 | 1775 | 1,40 | 2,64 | n.v.t. |
| **2b** | 1:3 | 2275 | 0,81 | 0,88 | voldoet niet[4] |
| **4a** | 1:3 | 4475 | 1,21 | 1,47 | n.v.t. |
| **4b** | 1:3 | 4825 | 1,55 | 1,81 | n.v.t. |
| **4c** | 1:3 | 5200 | 1,25 | 1,42 | voldoet |
| **4d** | 1:3 | 5625 | 0.94 | 1,59 | voldoet |
| **5a** | 1:5.7 [5] | 6775 | 1,33 | 1,59 | n.v.t. |
| | 1:5 [5] | 7550 | 1,28 | 1,47 | n.v.t. |
| **5b** | 1:3 | 8675 | 1,44 | 2,14 | n.v.t. |
| | 1:5 | 9350 | 1.37 | 1,59 | n.v.t. |

[1] Voor nadere toelichting wordt verwezen naar Bijlage 17.
[2] Voor sommige deeltrajecten en profielen zijn geen STBU berekeningen gemaakt aangezien deze niet van toepassing waren door damwanden of gevoeligheidsanalyses.
[3] In het scenario 'val na hoog water' zijn hellingen verschillend van de 1v:3h buitentaludhelling toegepast in het ontwerpprofiel.
[4] Profiel voldoet niet, geadviseerd wordt om voor dit profiel een constructie (damwand) toe te passen. Daarmee voldoet stabiliteit buitenwaarts wel.
[5] In het VO is een buitentalud 1v:4h opgenomen. Er wordt verwacht dat de stabiliteit hiervan voldoende is; dit is nog niet met een analyse aangetoond.

## 4.5 Conclusies en aandachtspunten

### Conclusies

Voor het project Stadsdijken Zwolle zijn diverse berekeningen voor macrostabiliteit binnen- en buitenwaarts uitgevoerd. De resultaten van deze berekeningen zijn samengevat in tabel 4-2 en tabel 4-3 en terug te vinden in bijlage 4 voor STBI en bijlage 5 voor STBU. Voor STBI geldt dat niet overal een minimale dijkversterkingsoplossing (taluds 1v:3h) kan worden toegepast. Waar dit niet mogelijk is, is gekozen voor een binnenwaartse stabiliteitsberm al dan niet met een asverplaatsing van de waterkering.

### Aandachtspunten DO fase

- De buitenwaartse stabiliteit (STBU) van taludhelling 1:4 in deeltraject 5a dient nog met een berekening onderbouwd te worden. Gezien de ruime marge in stabiliteitsfactor van een talud 1:5 wordt hiermee geen probleem verwacht.
- In de loop van de VO fase zijn de resultaten van aanvullend laboratoriumonderzoek beschikbaar gekomen. Bij de start van ontwerploop 2 wordt dit onderzoek gebruikt om de bestaande proevenverzameling te verifiëren / te updaten.
- Opbarsten is beschouwd per deeltraject. Dit betekent dat van de raaien binnen een deeltraject de raai met de grootste karakteristieke responsfactor gekozen is als representatieve waarde. Een mogelijke optimalisatie is om de deeltrajecten verder op te delen en per nieuw vak de maatgevende responsfactor van dat vak te hanteren.

# 5. Piping

In dit hoofdstuk is de analyse van de berekeningen voor het faalmechanisme piping gerapporteerd. Voor piping zijn drie type berekeningen uitgevoerd:
Ten eerste is gecontroleerd of het faalmechanisme opbarsten optreedt en of niet op andere wijze een uittredepunt aanwezig is. Indien dit niet het geval is treedt piping ook niet op. Wanneer opbarsten niet is uitgesloten is bepaald of er een kwelweglengtetekort is. Afhankelijk van dit kwelweglengtetekort is vervolgens een berm of heavescherm ontworpen.

Het doel van dit hoofdstuk is een overzicht van resultaten met toelichtingen van ontwerpkeuzes en bijzondere maatwerk situaties te bieden. Voor de pipingberm is de lengte bepaald aan de hand van een maatgevende doorsnede. De verticale lengte van het heavescherm is bepaald aan de hand van de responsfactor en de ligging van de deklaag. In loop 2 zal de materialisatie en het detailontwerp van de heaveschermen worden uitgewerkt. De belangrijkste punten die in loop 2 moeten worden behandeld zijn:

- Aansluitingen van maatregelen
    - De aansluiting met kunstwerken
    - Wegkruisingen
    - Kabels en leidingen
- Materiaal van heaveschermen
    - Maximale doorlatendheid van de schermen
- Locatie
    - In bovenaanzicht
    - In dwarsdoorsnede

De piping berekeningen zijn opgezet op basis van hoofdstuk 6.4 en 7 van de Technische Uitgangspuntennotitie (TUN) [2], waarin de algemene uitgangspunten zijn uitgewerkt. De TUN is aangevuld met enkele uitgangspunten. Voor deze uitgangspunten en de berekeningen voor de resultaten die hier gepresenteerd zijn wordt verwezen naar Bijlage 6.

## 5.1 Uitgangspunten

De opzet van de pipingberekeningen is uitgebreid beschreven in Bijlage 6. In dit hoofdstuk zijn de belangrijkste specifieke uitgangspunten beschreven.

### Faalkanseis

Voor het faalmechanisme piping geldt een faalkanseis van 1/1.388.750 per jaar.

### Geometrie

Er zijn drie aspecten van de geometrie van belang voor de piping berekeningen. Dit zijn de maaiveldhoogte in voor en achterland en de breedte van dijkbasis en het voorland. Per vak zijn de maatgevende waardes voor deze drie afgeleid. Een overzicht hiervan is gepresenteerd in Bijlage 6. In enkele vakken is er een relatief grote variatie in maaiveldhoogte, dit is zo in vak 1a en 4d-1. Hier kan door verder opsplitsen van deze vakken nauwkeuriger worden ontworpen.

### Bodemopbouw

De bodemopbouw is per vak geschematiseerd op basis van het geotechnisch lengteprofiel en de daarbij behorende boringen en sonderingen. Per profiel is gekozen voor een maatgevende bodemopbouw per deeltraject. Bij het bepalen van de maatgevende bodemopbouw is gekeken naar de laagdiktes van de cohesieve lagen in het voorland, bij de buitenteen, onder de kruin, bij de binnenteen en in het achterland. Over het algemeen is er weinig variatie in de ligging van de onderkant van de deklaag per vak. Alleen in vak 4d3 en 4d4 varieert de deklaagdikte significant. Hier kan het opsplitsen van de vakken leiden tot een geoptimaliseerd ontwerp, echter worden deze vakken dan wel zeer klein. In verband met uitvoerbaarheid zijn deze vakken niet verder opgesplitst.

De doorlatendheid en de dikte van het watervoerendpakket is afgeleid uit het HPT-(A)MPT onderzoek. Hieruit blijkt dat het de voor piping relevante watervoerende laag op ca. NAP -13 m eindigt.

### Stijghoogte

Bij het faalmechanisme opbarsten en heave is de stijghoogte aan de binnenteen geschematiseerd conform het OI [9]. De methode die hierin staat is niet eenduidig. In dit project is de volgende interpretatie gebruikt:

$$\Delta\phi = \phi_{exit} - h_{exit} = \left(\left(h - h_{polder}\right) * r_{exit} + h_{polder}\right) - h_{exit}$$

Waarin:

| Parameter | Toelichting | Eenheid |
|---|---|---|
| $\Delta\phi$ | Optredend stijghoogte verschil | [m] |
| $h$ | Buitenwaterstand | [m NAP] |
| $h_{polder}$ | Polderpeil | [m NAP] |
| $r_{exit}$ | Responsfactor bij binnenteen | [-] |
| $h_{exit}$ | Maaiveld bij binnenteen | [m NAP] |

De responsfactoren zijn afgeleid uit peilbuisdata, de gebruikte responsfactoren staan in [2].

Aangezien er geen peilbuizen in deeltrajecten 1, 2 en 3 aanwezig waren, is besloten de responsfactor te gebruiken uit de huidige peilbuizenanalyse waarbij het profielen het meest overeenkomen. In dit geval is dit raai 2 van de peilbuisanalyse. Deze ligt in vak 4b. Hier is ook een damwand aan de buitenteen aanwezig en is er vrijwel geen voorland. Hier is de responsfactor 0,86. Dit is de hoogste responsfactor die voor het dijktraject is afgeleid. Hierdoor is deze responsfactor voor deeltrajecten 1,2 en 3 conservatief. Voor deeltrajecten 4 en 5 is aan de hand van de locatie van het maatgevend profiel de dichtstbijzijnde raai aan peilbuizen aangehouden.

### Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactoren die zijn gebruikt in de pipinganalyse zijn afgeleid conform het OI [9]. Voor opbarsten, heave en piping zijn verschillende schematiseringfactoren afgeleid. Deze zijn afgeleid aan de hand van enkele scenario's. Deze scenario's en de kans van voorkomen zijn weergeven in tabel 5-1.

Voor opbarsten en heave is een schematiseringsfactor voor het gehele dijktraject afgeleid. Deze zijn te zien in tabel 5-2. Voor piping is per vak een schematiseringsfactor afgeleid, deze ligt tussen de 1,01 en 1,05. Deze factoren zijn per vak te zien in Bijlage 6.

Tabel 5-1 Schematiseringsfactor scenario's

| Faalmechanisme | Scenario | Kans van voorkomen |
|---|---|---|
| **Opbarsten** | Volumiek gewicht grond 20% lager | 0,10 |
| | Deklaag 50cm dunner | 0,02 |
| | Polderpeil 10cm hoger | 0,1 |
| | Responsfactor 10% hoger | 0,05 |
| **Heave** | Deklaag 50cm dikker | 0,05 |
| | Polderpeil 10cm hoger | 0,1 |
| | Responsfactor 25% hoger | 0,01 |
| **Piping** | Hydrologische basis dieper (80 m) | 0,05 |
| | Voorland 10 % minder breed | 0,1 |
| | Maaiveld 10 cm lager | 0,1 |

Tabel 5-2 Schematiseringsfactor

| Faalmechanisme | Schematiseringsfactor |
|---|---|
| **Opbarsten** | 1,06 |
| **Heave** | 1,03 |
| **Piping** | 1,01 – 1,05 |

## 5.2 Methodiek berekeningen

### Opbarsten

Binnen een aantal deeltrajecten is er sprake van een relatief dunne deklaag. Door deze deklagen bestaat het risico dat de deklaag opbarst bij de waterstand bij de norm.

Om het risico op opbarsten te identificeren, zijn handboringen om de 50 m in de binnenteen van de waterkering geanalyseerd. Hiervoor zijn geometrische profielen gekoppeld aan handboringen op de binnenteen. Deze handboringen zijn omgezet in een bodemopbouw de eerste cohesieve laag van onderaf de onderkant van de deklaag berekent. Indien een sloot direct achter de dijk ligt, en hier volgens de handboringen geen opbarsten plaats vindt, is een nadere analyse uitgevoerd waarbij is bepaald of opbarsten in de sloot optreedt. Indien opbarsten plaatsvindt bij een vak met een teensloot is aangenomen dat het opbarsten in deze sloot plaatsvindt.

### Piping

Indien het vak niet voldoet aan opbarsten is de benodigde kwelweglengte berekend waarbij piping uitgesloten kan worden. Dit is gedaan met de methode van Sellmeijer conform het OI [9]. Hiervoor is doorlatendheid van verschillende lagen binnen het watervoerend pakket en de anisotropie uit het HPT-(A)MPT onderzoek omgerekend naar een effectieve (bulk)doorlatendheid van het gehele watervoerend pakket. Voor aanwezige kwelweglengte is de effectieve voorlandlengte berekend en is de dijkbasis bepaald. Hiermee is het kwelweglengtetekort bepaald. Er zijn vervolgens pipingmaatregelen ontworpen indien er een kwelwegtekort is.

### Ontwerpmaatregelen

Indien het kwelweglengtetekort kleiner is dan 25 is een pipingberm ontworpen. Bij een kwelweglengtetekort van meer dan 25 m is een heavescherm beter inpasbaar en economisch voordeliger dan een pipingberm. In deeltraject 1 en 2 zijn in verband met beperkte ruimte alleen heaveschermen ontworpen.

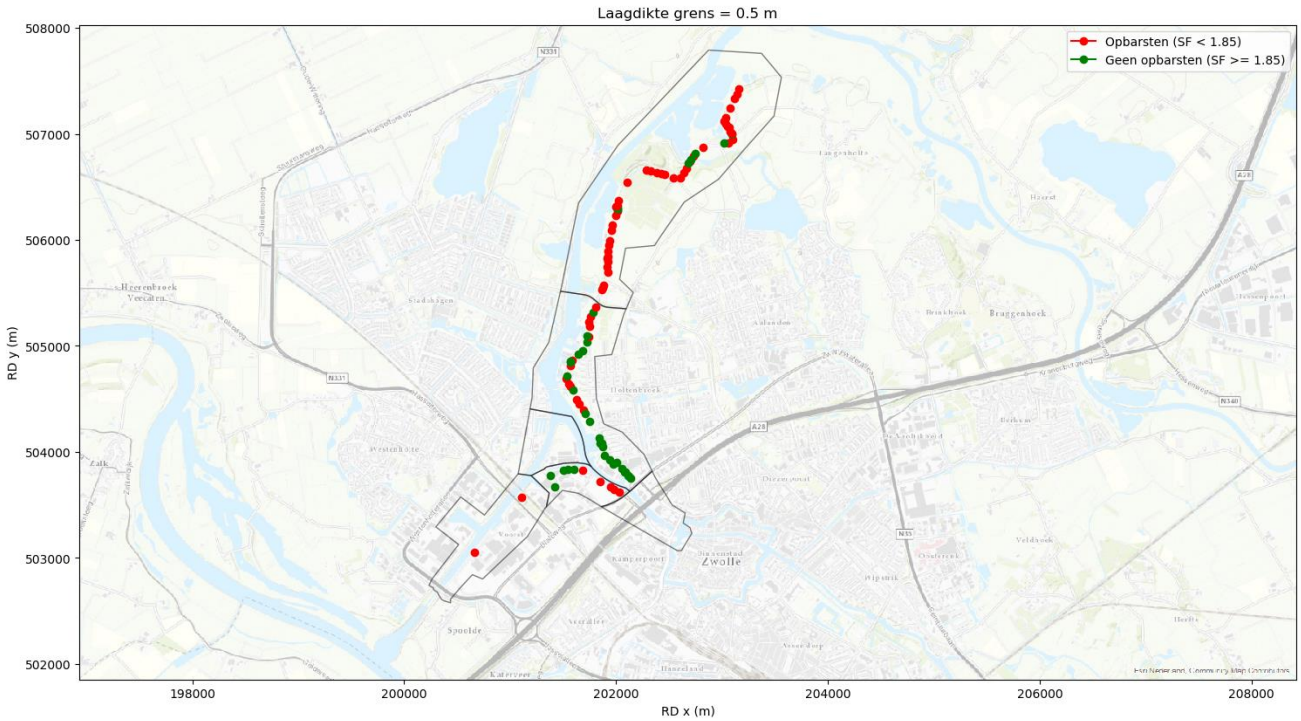
### Ontwerpeis

Voor het ontwerpen van een veilige en betrouwbare waterkering zijn in de TUN minimaal vereiste stabiliteitsfactoren afgeleid. Voor piping geldt een schadefactor van 1,76 voor opbarsten en 1,43 voor piping. De schematiseringfactoren die zijn gebruikt zijn per vak afgeleid en zijn weergegeven in Bijlage 6.

## 5.3 Overzicht resultaten berekeningen

Voor het dijktraject is berekend waar opbarsten kan worden uitgesloten. In de vakken waar dit niet het geval is, is bepaald of maatregelen nodig zijn om piping te voorkomen. Indien dit het geval is zijn of een pipingberm of een heavescherm ontworpen.

In deelgebieden 1 en 2 vindt in enkele vakken opbarsten plaats. In vak 2c ligt het VARO terrein waarop een tankput ligt met een laag maaiveld waardoor opbarsten niet kan worden uitgesloten. In deeltraject 2d staat het Hornbach terrein in het achterland. De Hornbach is gebouw op een op palen gefundeerde betonplaat. Onder deze plaat kan een zettingsspleet ontstaan. Onder deze betonnen plaat kan opbarsten niet worden uitgesloten. Deelgebied 3 heeft een hoog achterland waardoor opbarsten hier kan worden uitgesloten. Ook in deelgebieden 4a en 4b vindt geen opbarsten plaats. In deelgebieden 4d en 4c vindt gedeeltelijk opbarsten plaats. In deelgebied 5 vindt overal opbarsten plaats. Een overzicht van waar opbarsten niet kan worden uitgesloten is te zien in figuur 5-1 en is per vak weergeven in Bijlage 6. Er zijn geen deeltrajecten waar een teensloot aanwezig is maar waar geen opbarsten plaats vindt. Een nadere analyse hiervoor is dus niet nodig.




**Figuur 5-1 Vlakdekkende analyse voor opbarsten**

In tabel 5-3 staat een overzicht van het ontwerp van de deeltrajecten. Wanneer opbarsten kan worden uitgesloten is de opbarstfactor van dit vak weergegeven. Indien piping niet kan worden uitgesloten voldoet het deeltraject niet en zijn maatregelen ontworpen om piping te voorkomen. Voor de berm is de lengte en het verloop van de hoogte van de berm berekend. Hoe verder van de dijk vandaan hoe lager de berm kan zijn. Dit verloop van hoogte is berekend met de methode van Sellmeijer en is te zien in Bijlage 6. Voor een heavescherm is de lengte en de hoogte van de bovenkant van het scherm berekend.

**Tabel 5-3 Overzichtstabel maatregelen piping**

| Dijkvakbeschrijving Deel-traject | Vak | Km van | tot | Maatregel nodig? | Type maatregel | Dimensies pipingmaatregel |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1a** | 1 | 46,70 | 47,06 | Ja | Heavescherm | L:3,3m, kop op NAP+2,3m |
| | 2 | 47,06 | 47,14 | Nee, zanddijk op zand | | |
| | 3 | 47,14 | 47,45 | Nee opbarstfactor = 2.18 | | |
| | 4 | 47.45 | 47.85 | Ja | Heavescherm | L:2,5m, kop op NAP +1,8m |
| | 5 | 47,85 | 48,00 | Ja | Heavescherm | L:6,5m, kop op NAP +1,0m |
| | | | | | Berm | L:35m H:1,2 m NAP |
| **1b** | | 48,00 | 48,25 | Ja | Heavescherm | L:1,0m, kop op NAP +2,9m |
| **2a** | | 48,25 | 48,50 | Ja | Heavescherm | L:1,0m, kop op NAP +2,7m |
| **2b** | | 48,50 | 48,85 | Nee opbarstfactor = 3.84 | | |

| Dijkvakbeschrijving Deel-traject | Vak | Km van | tot | Maatregel nodig? | Type maatregel | Dimensies pipingmaatregel |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **2c** | | 48,85 | 48,95 | Ja | Heavescherm | L:3,6m, kop op NAP -0,4m |
| **2c/2d** | | 48,95 | 49,00 | Ja | Heavescherm | L:3,1m, kop op NAP 0,0m |
| **2d** | | 49,00 | 49,25 | Ja | Heavescherm | L:3,0m, kop op NAP -0,5m |
| **Overgang Blalobrug** | | | | Maatwerk | | |
| **Overgang Keersluis Zwolle** | | | | Maatwerk | | |
| **3a** | | 89,75 | 89,91 | Nee opbarstfactor = 10.8 | | |
| **Overgang A28** | | 89,91 | 89,97 | Maatwerk | | |
| **3b** | | 89,97 | 90,12 | Nee opbarstfactor = 10.8 | | |
| **Overgang Blalobrug** | | 90,12 | 90,26 | Maatwerk | | |
| **4a** | | 90,26 | 90,51 | Nee opbarstfactor = 2.09 | | |
| **4b** | | 90,51 | 90,91 | Nee opbarstfactor = 3.98 | | |
| **4c** | 1 (VL) | 90,91 | 91,11 | Nee opbarstfactor = 2.54 | | |
| | 2 (meer VL) | 91,11 | 91,31 | Nee, voldoende kwelweg | | |
| **Overgang Twistvliet-brug** | | 91,31 | 91,43 | Ja | Berm | L:4.0m H:1.2 m NAP |
| **4d** | 1 (geen VL) | 91,43 | 91,77 | Ja | Berm | L:30m H:1,8 m NAP |
| | | | | | Heavescherm | L:4,0m, kop op NAP +0,5m |
| | 2 | 91,77 | 91,91 | Nee opbarstfactor =2.23 | | |
| | 3 (geen VL) | 91,91 | 92,15 | Ja | Heavescherm | L:7,5m, kop op NAP +1,0m |
| | 4 (VL) | 92,15 | 92,30 | Ja | Heavescherm | L:7,0m, kop op NAP +1,0m |
| **Overgang Mastenbroekerbrug** | | 92,25 | 92,35 | Maatwerk | | |
| **5a** | 1 (geen VL) | 92,35 | 92,50 | Ja | Heavescherm | L:5,5m, kop op NAP +1,0m |
| | 2 (VL) | 92,50 | 92,80 | Ja | Heavescherm | L:5,5m, kop op NAP +1,0m |
| | 3 (geen VL) | 92,80 | 93,45 | Ja | Heavescherm | L:5,5m, kop op NAP +1,0m |
| **5b** | 1 (gemaal) | 94,25 | 94,40 | Maatwerk | | |
| | 2 | 94,40 | 94,60 | Nee, zanddijk op zand | | |
| | 3 (geen VL) | 94,60 | 95,10 | Ja | Heavescherm | L:5,0m, kop op NAP +1,0m |
| | 4 (VL) | 95,10 | 95,32 | Ja | Heavescherm | L:5,0m, kop op NAP +1,0m |

Om pipevorming langs de heaveschermen te voorkomen moeten de heaveschermen verder worden doorgezet dan het vak waarvoor ze ontworpen zijn. De precieze locatie waar de heaveschermen beginnen en eindigen is bepaald in [10]. Een overzicht hiervan is weergegeven in Tabel 5-4.

**Tabel 5-4 Begin- en eindpunten heaveschermen**

| Deel-traject | Vak | Begin DP | Einde DP | Onderkant [m NAP] | Opmerking |
|---|---|---|---|---|---|
| **1a** | 1 | 46,87 | 47,08 | -1,0 | Einde gaat over in zand op zand dijk |
| | 4 | 47,42 | 47,56 | -0,7 | |
| | 4 | 47,63 | 47,70 | -0,7 | Afhankelijk van nog te kiezen voorkeursvariant |
| **1b** | | 48,02 | - | +1,9 | |
| **2a** | | - | x | -3,8 | Afhankelijk van nog te kiezen voorkeursvariant (diepte bepaald door ontgrondingskuil waterleiding (Tabel 7-3)) |
| **2c** | | 48,83 | 48,97 | -4 | Heavescherm aansluiten op het stabiliteitsscherm vanaf 48,97 |
| **2c** | | 48,97 | 49,01 | -9 (-3,1) | Stabiliteitsscherm is tot NAP -9 m |
| **2d** | | 49,01 | 49,23 | -3,5 | Heavescherm aansluiten op het stabiliteitsscherm op 49,01 |
| **4d** | 1 | 91,39 | 91,77 | -3,5 | |
| | 3 | 91,83 | 91.99 | -6,5 | Heavescherm voorbij diepste punt deklaag (DP 91,96) |
| | 4 | 91.99 | 92,35 | -6,0 | |
| **5a** | 1 | 92,35 | - | -4,5 | |
| | 2 | - | - | -4,5 | |
| | 3 | - | 93.61 | -4,5 | |
| **5b** | 3 | 94,64 | - | -4,0 | V1: Heavescherm doortrekken tot in de zanddijk. V2: Heavescherm doorzetten in het achterland. 5 m voorland aanwezig. |
| | 4 | - | 95,3 | -4,0 | Einde projectgebied |

## 5.4 Conclusies en aandachtspunten

### Conclusies

Aan de hand van de bodemopbouw, geometrie en de doorlatendheden uit het HPT-(A)MPT onderzoek is per vak bepaald of kans op piping groter is dan de geëiste maximale faalkans. In vier van de vijf deeltrajecten is er kans op het ontstaan van piping. Hier zijn maatregelen ontworpen. Er zijn twee type maatregelen toegepast: de pipingberm en het heavescherm. Het resultaat van het ontwerp is weergegeven in tabel 5-3 en Tabel 5-4

### Aandachtspunten DO fase

Voor de volgende ontwerploop worden onderstaande punten aanbevolen:

- De lengte van een berm kan worden geoptimaliseerd door deze berm vlakdekkend in GIS te tekenen. Hierdoor kunnen de veranderingen in maaiveldhoogte worden meegenomen in het ontwerp van de berm.
- De lengte van de heaveschermen kan worden geoptimaliseerd in PLAXIS. Deze zijn nu ontworpen aan de hand van de responsfactor. Echter heeft het heavescherm zelf invloed op deze responsfactor. Door de aanwezigheid van het heavescherm wordt de responsfactor lager, waardoor het heavescherm weer korter kan zijn.

- Voor het heavecriterium is een standaardwaarde uit het OI gebruikt. Deze kan geoptimaliseerd worden met grond- en laboratoriumonderzoek. Hiervoor moeten een aantal proctorcurves worden gemaakt. Het grondonderzoek dat hiervoor nodig is, is al uitgevoerd. Een geoptimaliseerd heavecriterium leidt tot kortere heaveschermlengtes.

# 6. Langsconstructies

Binnen het project zijn diverse langsconstructies aanwezig die zijn beoordeeld op sterkte. Op een aantal locaties is er sprake van reeds aanwezige damwanden die voldoen voor het zichtjaar 2080. Op een aantal andere plekken is er een nieuw ontwerp opgesteld. De gehanteerde algemene uitgangspunten en methode is opgeschreven in bijlage 7: werkwijzer langconstructies. De locatie specifieke uitgangspunten zijn per locatie gebundeld in bijlage 8. In tabel 6-1 zijn de resultaten per (nieuwe en bestaande) damwandlocatie samengevat. Voor de aan te houden (ontwerp) waterbodemhoogtes is een beslismemo opgesteld. Deze is opgenomen als Bijlage 21.

**Tabel 6-1 Resultaten langsconstructies**

| Naam damwand | Profiel | Planklengte [m] | Veran-kering | Opmerkingen | Behouden / vervangen / nieuw / vervallen |
|---|---|---|---|---|---|
| Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal (OBJ-00140) | AZ18-700 (S240) | 12,4 | Ja | Nieuw ontwerp | Vervangen |
| Damwand onder brug (OBJ-00209) | AZ18-700 (S240) | 13,0 | Ja | Inschatting | Vervangen |
| Opslagplaats sluisdeuren (OBJ-00176) | AZ18-700 (S240) | 13,0 | Ja | Inschatting + discussiememo | Vervangen |
| Damwand haven Grote Voorst / Rederij de Keur (OBJ-00173) | AZ18-700 | 12,5 | Ja | Inschatting | Vervangen |
| Waterkerende damwand Russenweg (OBJ-00196) | AZ18-700 | 9,3 | Nee | Inschatting | Nieuw |
| Damwand haven Gasthuislanden/ Katwolderhaven deel 1 (Van der Kamp) (OBJ-00148) | AZ24-700 (S355) / AZ36-700N (S355) | 16,5 / 19 | Ja | D-Sheet berekening; 2 type profielen i.v.m. verschillen maaiveldbelasting Aanvaarrisico beschouwd i.v.m. ligging to.v. kanaal (Bijlage 20) | Vervangen |
| Damwand haven Gasthuislanden/ Katwolderhaven deel 2 (IJzerleeuw) (OBJ-00181) | AZ24-700 (S355) | 16,5 | Ja | D-Sheet berekening; profiel bij huidige maaiveldhoogte | Vervangen |
| Damwand Balkengat (buitenzijde) (OBJ-00172) | AZ18-700 | 8 | Nee | Inschatting | Nieuw |
| Damwand Varo deel 1 (OBJ-00156) | AZ24-700 | 15 | Nee | Inschatting | Vervangen |

| Naam damwand | Profiel | Planklengte [m] | Veran-kering | Opmerkingen | Behouden / vervangen / nieuw / vervallen |
|---|---|---|---|---|---|
| Damwand Varo deel 2 (15) | PZC26 | 14 | Nee | Bestaande damwand voldoet | Behouden |
| Damwand Varo deel 3 (16) | Larssen 601 | 7 | Ja | Bestaande damwand voldoet | Behouden |
| Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo (OBJ-00072) | AZ12-700 | 7,4 | Nee | Nieuw ontwerp o.b.v. berekening | Nieuw |
| Grondkering Zandbergen (OBJ-00157) | AZ24-700 | 11,5 | Nee | Inschatting | Nieuw |
| Damwand Zandbergen kruin (OBJ-00154) | AZ12-700 | 7,4 | Nee | Nieuw ontwerp o.b.v. berekening | Nieuw |
| Damwand achter Hornbach (OBJ-00158) | AZ18-700 | 12 | Ja | Ontwerp o.b.v. expert judgement, variant met verankering ook mogelijk | Vervangen |
| Stabiliteits- en heavescherm achter Hornbach (OBJ-00182) | AZ18-700 | 10 | Nee | Inschatting | Nieuw |
| Kademuur Achmea OBJ-00073) | AZ18-700 | 13 | Ja | Nieuwe ontwerp KV1[1], KV3[1] is 2 meter korter | Vervangen |
| Damwand Blaloweg -A28 (OBJ-0078) | AZ18-700 | 13 | Ja | Nieuw ontwerp | Vervangen |
| Damwand haven Leenman (OBJ-00183) | VL601 | 7 | Ja | Bestaande damwand blijft behouden, nieuwe ankers bijplaatsen. | Behouden |
| Damwand Klooienberg 1 (OBJ-00191) | AZ12-700 | 5 | Nee | Ontwerp o.b.v. expert judgement | Vervangen |
| Damwand Klooienberg 2 (OBJ-00162) | AZ18-700 | 9 | Nee | Ontwerp o.b.v. expert judgement | Vervangen |
| Damwand Klooienberg 3 | - | - | - | Oude damwand vervallen | Vervallen |
| Stabiliteitsscherm DT4d noord (OBJ-00164) | AZ18-700 | 9 | Nee | Nieuw scherm, KV2[1] | Nieuw |
| Zwolsch Watersportcentrum Zuid (OBJ-00184) | AZ18-700 | 12 | Nee | Inschatting o.b.v. Jachthaven de Hanze | Nieuw |
| Zwolsch Watersportcentrum Noord (OBJ-00185) | AZ18-700 | 12 | Nee | Inschatting o.b.v. Jachthaven de Hanze | Nieuw |
| Damwand jachthaven de Hanze (OBJ-00185) | AZ18-700 | 12 | Nee | Nieuw ontwerp | Nieuw |

| Naam damwand | Profiel | Planklengte [m] | Veran-kering | Opmerkingen | Behouden / vervangen / nieuw / vervallen |
|---|---|---|---|---|---|
| Damwand kolk 91.9 (OBJ-00104) | AZ18-700 | 9 | Nee | Inschatting o.b.v. damwand DT4d noord | Nieuw |
| Damwand kolk 92.1 (OBJ-00105) | AZ18-700 | 9 | Nee | Nieuwe damwand; inschatting o.b.v. damwand DT4d noord | Nieuw |
| Damwand Kolk 5a (binnendijks) (OBJ-00111) | AZ18-700 | 9 | Nee | Nieuwe damwand in lijn stabiliteitsscherm DT5a noord | Vervangen |
| Damwand kolk 5a (buitendijks) (OBJ-00167) | AZ18-700 | 7 | Nee | Inschatting | Nieuw |
| Stabiliteitsscherm DT5a zuid (OBJ-00166) | AZ18-700 | 8 | Nee | Ontwerp o.b.v. expert judgement, KV2[1] | |
| Stabiliteitsscherm DT5a noord (OBJ-00119) | AZ18-700 | 9 | Nee | Ontwerp o.b.v. expert judgement, KV2[1] | |
| Damwanden kolk 5b (buitendijks) (OBJ-00187) | AZ12-700 | 8 | Ja | Inschatting | Vervangen |
| Damwanden kolk 5b (binnendijks) (OBJ-00188) | AZ12-700 | 8 | Ja | Inschatting; bestaande damwanden naast kolk behouden, nieuwe ankers bijplaatsen | Vervangen |
| Stabiliteitsscherm DT5b (alluviaal bosje) (OBJ-00169) | AZ18-700 | 8 | Nee | Inschatting | Nieuw |

1 Zie [1] voor details KV

## 6.1 Conclusies en aandachtspunten

### Conclusies

Tijdens de VO fase is een inventarisatie uitgevoerd van de bestaande en nieuw aan te brengen damwanden. Van een aantal damwanden is conform de PPE/PPL in Plaxis een ontwerp opgesteld om de dimensies/planktypes vast te stellen en om te onderzoeken of verankering noodzakelijk is. De resultaten hiervan zijn samengevat in Tabel 6-1.

### Aandachtspunten DO fase

In de VO fase is gestart met een inventarisatie en gedeeltelijke berekeningen van de langsconstructies voor het project Stadsdijken Zwolle. Er zijn veel eigenschappen en zaken waarmee bij een damwandontwerp rekening moet worden gehouden die nog niet zijn behandeld in het VO. Voor het DO zijn daarom onderstaande aandachtspunten opgesteld:

- Een groot aantal dimensies en damwandtypes zijn geschat op basis van expert judgement of verkend met D-sheet berekeningen. Voor het opstellen het VO inclusief raming is dit voldoende. In de DO fase worden deze damwanden nader beschouwd met een Plaxis

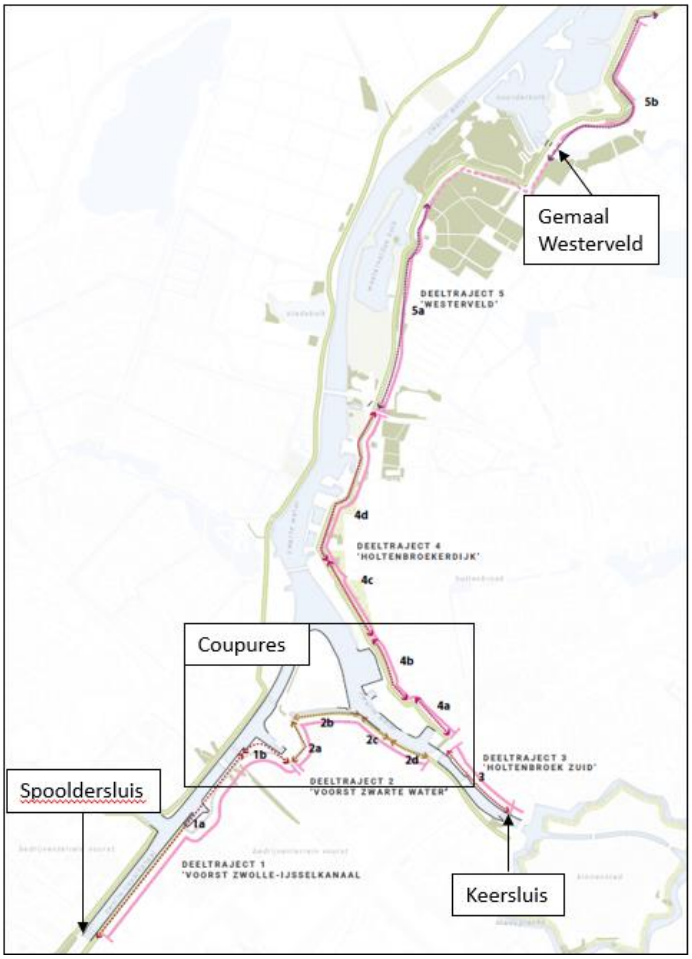
berekening conform PPL(POVM publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies) en PPE(POVM publicatie Eindige Elementen toepassing binnen het ontwerp);

- In alle berekeningen is nu rekening gehouden met een schematiseringsfactor van 1,1. In de nadere uitwerking van de damwanden wordt de schematiseringsfactor per damwand afgeleid;
- Nadere detaillering voor binnendijkse damwanden met overslag en afleiding van de daarbij horende de schadefactor per damwand;
- Tijdens de uitwerking van het VO zijn er wijzigingen geweest met betrekking tot de toetsing van de verticale stabiliteit van een damwand in de PPE/PPL. In ontwerploop 2 dient met behulp van deze nieuwe wijzigingen de verticale stabiliteit van de damwanden te worden gecontroleerd;
- Nadere dimensionering van het ankerontwerp;
- Controle zakkende grond op ankerstangen;
- Controle van de inhei- en intrilbaarheid.

# 7. Waterkerende kunstwerken

In het dijkversterkingstraject Stadsdijken Zwolle bevinden zich verschillende waterkerende kunstwerken. Het betreft een tiental coupures en gemaal Westerveld.

De locaties van de genoemde kunstwerken zijn te vinden in Figuur 7-1.




**Figuur 7-1: locaties waterkerende kunstwerken binnen dit project**

Dit hoofdstuk gaat in op de waterkerende aspecten van deze kunstwerken waarbij onderscheid wordt gemaakt in de volgende vier faalmechanismen voor waterkerende kunstwerken:

- hoogte kunstwerk (HTWK),
- sterkte en stabiliteit kunstwerk (STKWp),
- betrouwbaarheid sluiting kunstwerken (BSKW) en
- piping bij kunstwerk (PKW)

Buiten de scope van dit project, maar wel aangrenzend aan het projectgebied zijn de Keersluis Zwolle (richting de binnenstad van Zwolle) en de Spooldersluis (schutsluis in het Zwolle-IJsselkanaal). De

Keersluis Zwolle is als een separaat versterkingsproject door het HWBP opgenomen. De Spooldersluis wordt beheerd door Rijkswaterstaat, die een renovatieproject van de sluis is gestart.

## 7.1 Algemene uitgangspunten

In de TUN [2] zijn een aantal uitgangspunten opgenomen: de faalkanseisen per faalmechanisme zijn afgeleid en daarnaast zijn uitgangspunten ten aanzien van de levensduur per onderdeel opgenomen. Aanvullend wordt uitgegaan van onderstaande algemene uitgangspunten. Specifieke uitgangspunten voor de afzonderlijke faalmechanismen worden in de betreffende paragrafen beschreven.

***Ontwerpzichtjaar***
De binnen dit hoofdstuk relevante civieltechnische (niet-vervangbare) onderdelen van de constructie worden ontworpen met een levensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125).

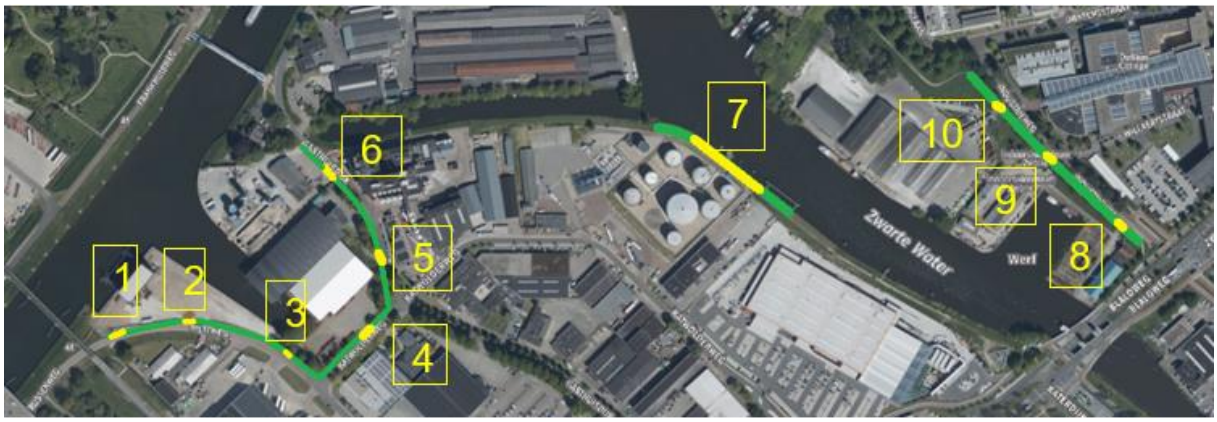
***Ontwerpwaterstanden***
Ontwerpwaterstanden zijn bepaald met Hydra-NL versie 2.7.1 voor zichtjaren 2023, 2050 en 2100 in de ontwerpmodus bij een maximaal toelaatbare overstromingskans (normklasse) van 1/3000 jaar. Met behulp van deze data zijn de waterstanden in 2125 bepaald. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen drie periodes:

- 2023 - 2050: toename waterstand als gevolg van klimaatscenario W+, die staat voor met name windopzet
- 2050 - 2080: toename waterstand als gevolg van klimaatscenario W+ en 30 centimeter meerpeilstijging op het IJsselmeer. Aangenomen wordt dat deze 30 cm meerpeilstijging zich niet volledig doorvertaalt naar Zwolle vanwege de afstand en de beperkte breedte van het tussenliggende watersysteem. Daarom wordt ingeschat dat het aanhouden van 30 cm voor de toename van de waterstand tussen 2050 en 2080 als gevolg van de meerpeilstijging én klimaatscenario W+ een goede inschatting is.
- 2080 - 2125: toename waterstand als gevolg van klimaatscenario W+, die staat voor met name windopzet

Voor de extrapolatie tussen 2100 en 2125 is aangenomen dat de lineaire stijgingsgradiënt in deze periode gelijk is aan die van de periode tussen 2023 en 2050.

## 7.2 Coupures

De locaties van de tien coupures zijn in Figuur 7-2 weergegeven en de bijbehorende namen, genoemd naar de nabij gelegen bedrijven, in Tabel 7-1. In deze loop is beschouwd aan welke eisen het ontwerp van de coupures moet voldoen wat betreft hoogte, piping, sterkte en stabiliteit en betrouwbaarheid sluiting.




**Figuur 7-2 locaties van de coupures**

**Tabel 7-1: locatie omschrijving en variantnummers per coupure**

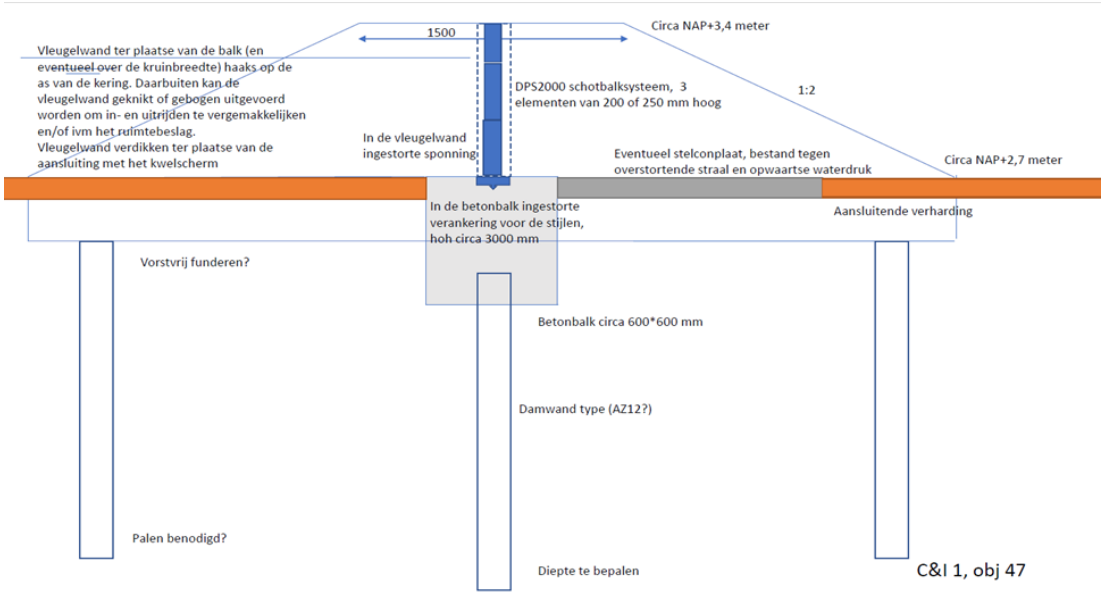
| | Naam | Object code |
|---|---|---|
| Coupure 1 | C&I 1 | **OBJ-00047** |
| Coupure 2 | C&I 2 | **OBJ-00048** |
| Coupure 3 | IJzerleeuw 1 | **OBJ-00049** |
| Coupure 4 | IJzerleeuw 2 | **OBJ-00058** |
| Coupure 5 | IJzerleeuw 3 | **OBJ-00059** |
| Coupure 6 | Van der Kamp | **OBJ-00060** |
| Coupure 7 | VARO | ***volgt in DO*** |
| Coupure 8 | Leenman 1 | **OBJ-00080** |
| Coupure 9 | Leenman 2 | **OBJ-00082** |
| Coupure 10 | Triferto | **OBJ-00083** |

In de huidige situatie zijn coupures aanwezig bij Leenman en Triferto (coupure 8, 9 en 10). In de VO-fase is aangehouden dat deze coupures vervangen worden vanwege grote aanpassingen aan het dijklichaam.

Voor coupure 1 t/m 7 geldt dat deze nieuw aangelegd moeten worden, hier zijn immers nog geen coupures aanwezig in de huidige situatie. Op het terrein van C&I komen verschillende coupures. Er is echter nog onzekerheid over het aantal en de exacte locaties ervan. Voor nu wordt uitgegaan van 2 coupures. Deze coupures, coupure 1 en 2, maken onderdeel uit van deeltraject 1b. Coupure 3 tot en met 6 bevinden zich binnen deeltraject 2a. Voor deze vier coupures geldt dat ze onderdeel zijn van het traject binnen KV2 (huidige tracé kering). Variant KV4b heeft een afwijkend tracé.

### Ontwerp coupures

Aan weerszijden van de coupure komt een betonnen vleugelwand met ingestorte sponning op de overgang naar de aansluitende waterkering in grond. De vleugelwanden worden verbonden met een betonbalk van 60x60cm, die ook fungeert als drempel. Onder deze balk wordt een stalen damwand geplaatst, zowel tegen piping (onderloopsheid) als voor de stabiliteit. De breedte van de balk wordt voornamelijk bepaald door de afmetingen van de stalen damwand onder de balk. De damwand wordt ook doorgezet in het grondlichaam tegen achterloopsheid. Onderstaande figuur geeft een schematische weergave van de coupures.




**Figuur 7-3: zijaanzicht coupure opbouw (schematisch)**

### Hoogte (HTKW)

Zoals al eerder genoemd wordt voor de hoogte van het hydraulisch belastingniveau (HBN) van de aansluitende dijktrajecten aangehouden. In Tabel 7-3 is het HBN van deze dijktrajecten ter plaatse van de coupures weergegeven. In deze ontwerpnota wordt niet verder in gegaan op de benodigde kerende hoogte. In de volgende fase wordt dit nader beschouwd.

### Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)

De beheerder heeft aangegeven voor het type keermiddel van de coupures voorkeur te hebben voor een enkele schotbalkkering.

De betrouwbaarheid sluiting van coupures moet voldoen aan de vastgestelde faalkanseis van 1/750.000 jaar ($1{,}33 \cdot 10^{-6}$ per jaar) [2]. De kans op niet sluiten van de coupure ($P_{ns}$) per sluitvraag volgt uit het invullen van de scoretabellen uit de Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen [19], waarmee voor een coupure met schotbalken (handmatig te sluiten) een waarde van $1{,}21 \cdot 10^{-4}$ per vraag volgt. De scoretabellen, evenals een uitgebreide onderbouwing van de analyse van betrouwbaarheid sluiting, zijn opgenomen in Bijlage 9. Daar zijn ook de aandachtspunten voor het beheer opgenomen.

Met de faalkanseis en de bovengenoemde waarde voor $P_{ns}$ volgt dat de overschrijdingsfrequentie van de buitenwaterstand van het drempelniveau van de coupure maximaal $1{,}33 \cdot 10^{-6}$ / $1{,}21 \cdot 10^{-4}$ = circa 1/91 jaar mag bedragen. In Tabel 7-2 zijn de drempelhoogtes van de coupures en de waterhoogtes bij een overschrijdingsfrequentie van 1/91 jaar weergegeven.

**Tabel 7-2 Coupures en de bijbehorende maaiveldhoogtes in 2125 en het waterniveau bij de overschrijdingsfrequentie van 1/91 jaar**

| | Objectcode | Omschrijving Locatie | Drempelhoogte 2125 [NAP + m]** | Niveau bij overschrijdingsfrequentie 1/91 jaar [NAP + m] |
|---|---|---|---|---|
| Coupure 1 | **OBJ-00047** | C&I 1 | 2,50 | 2,47 |
| Coupure 2 | **OBJ-00048** | C&I 2 | 2,42 | 2,47 |
| Coupure 3 | **OBJ-00049** | IJzerleeuw 1 | 2,38 | 2,47 |
| Coupure 4 | **OBJ-00058** | IJzerleeuw 2 | 2,17* | 2,47 |
| Coupure 5 | **OBJ-00059** | IJzerleeuw 3 | 2,14* | 2,47 |
| Coupure 6 | **OBJ-00060** | Van der Kamp | 2,27* | 2,47 |
| Coupure 7 | ***volgt in DO*** | VARO | 1,47 | 2,31 |
| Coupure 8 | **OBJ-00080** | Leenman 1 | 1,52 | 2,31 |
| Coupure 9 | **OBJ-00082** | Leenman 2 | 1,45 | 2,31 |
| Coupure 10 | **OBJ-00083** | Triferto | 1,55 | 2,31 |

***** t/m 2125 23cm bodemdaling is meegenomen, zoals beschreven in de TUN

** Binnendijks mv aangehouden, met uitzondering van coupure 4, 5 en 6: drempelhoogte uit ontwerp coupures aangehouden ter optimalisatie

Bij coupure 2, 3 en 6 ligt het waterniveau bij de overschrijdingsfrequentie van 1/91 jaar tot 5 tot 20 centimeter hoger dan het drempelhoogte 2125 (maaiveldniveau in zichtjaar 2125). Met een lichte ophoging van de drempel voldoen deze coupures aan het criterium van de betrouwbaarheid sluiting. Dit moet nader ingepast worden in de volgende ontwerploop. Voor coupure 4 en 5 geldt dat een grotere ruimte zit tussen het drempelhoogte 2125 (respectievelijk 30 en 33 cm). Voor deze coupures geldt dat in de volgende ontwerploop (indien relevant i.v.m. keuze voorkeursvariant) nader beschouwd moet worden of een drempelverhoging inpasbaar is of dat analoog aan coupures 8 t/m 10 beschouwd moet worden of een aanrijbeveiliging in het ontwerp moet worden opgenomen (zie onderstaande beschouwing).

Voor coupure 8 tot en met 10, de coupures bij Leenman en Triferto, is het verschil tussen de maaiveldhoogte en het waterniveau bij de overschrijdingsfrequentie ordegrootte 0,80m: dit is niet op te lossen door het verhogen van de drempel. In overleg met het waterschap is daarom een foutenboom met logboek opgesteld om de faalkans beter in beeld te brengen en eventueel maatregelen te treffen in het ontwerp om de betrouwbaarheid van het sluitproces te vergroten. Uit deze analyse (volledig opgenomen in Bijlage 9) blijkt dat de kans van aanrijding van de sponning met significante schade maatgevend is voor de faalkans. Onder significante schade wordt verstaan :

- de schotbalken kunnen niet meer geplaatst worden EN/OF
- de krachten van de hoogwaterbelasting kunnen niet meer afgedragen worden

Op basis van de beschikbare waterstandsstatistiek volgt dat met de huidige drempelhoogte (circa NAP+1,45m) en bovengenoemde faalkanseis de waarde van $P_{ns}$ maximaal $3{,}73*10^{-5}$ per vraag mag bedragen. Wanneer in het ontwerp maatregelen getroffen worden om aanrijding te voorkomen met dusdanige schade aan de sponning wordt de waarde van $P_{ns}$ teruggebracht tot $2{,}45*10^{-5}$ per vraag, waarmee de situatie voldoet.

### Sterkte en stabiliteit (STKWp)

Zoals beschreven in de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken (WOWK, hoofdstuk 7, [16]) wordt het ontwerp van de coupures ten aanzien van constructief falen (sterkte en stabiliteit) geverifieerd op basis van de betrouwbaarheidseis uit het Bouwbesluit en de Waterwet. De vereiste betrouwbaarheid in de Waterwet is daarbij enkel bij zeer strenge normen maatgevend ten opzichte van het Bouwbesluit. Dat is op dit traject niet het geval. Dat het Bouwbesluit in dit geval maatgevend is ten opzichte van de Waterwet, is nader onderbouwd in de memo in Bijlage 12. Voor belastingsituaties bij hoogwater wordt gerekend met eisen volgens Consequence Class 3, omdat de kans op economische schade op deze trajecten zeer groot is bij een overstroming. In de gebruiksfase wordt gerekend met Consequence Class 1, aangezien de kans op levensbedreigende situaties klein is en ook de kans op economische schade klein is als de coupures bezwijken op een ander moment dan tijdens hoogwater (bijvoorbeeld als gevolg van verkeersbelasting).

Voor sterkte en stabiliteit zijn in het ontwerp de volgende belastingen van belang:

- Tijdens de hoogwaterfase grijpt er een horizontaalkracht en een moment aan op de bovenzijde van de balk als gevolg van de waterbelasting (CC3). Hierbij is er geen verkeersbelasting achter de coupure
- In de gebruiksfase (indien er geen schotbalken geplaatst zijn) wordt de funderingsbalk neerwaarts belast door verkeer (CC1)

Meer informatie over de berekeningen en gemaakte keuzes zijn te vinden in Bijlage 13.

De coupures zijn opgedeeld in drie groepen:

- Coupure 1 t/m 6 met een kerende hoogte van 0,8m, waarbij voorlopig alleen de stalen damwand onder de drempel bij coupure 1 (C&I 1) is berekend en voor coupure 2 t/m 6 hetzelfde wordt aangehouden. Deze worden in het DO apart beschouwd.
- Coupure 8 t/m 10 met een kerende hoogte van 1,75m, waarbij voorlopig alleen de stalen damwand onder de drempel bij coupure 8 (Leenman 1) is berekend en voor coupures 9 en 10 hetzelfde wordt aangehouden. Deze worden in het DO apart beschouwd.
- Coupure 7 valt in de damwand bij VARO. Daar waren ten tijde van de berekeningen nog niet genoeg gegevens van beschikbaar. Bovendien is die coupure niet bedoeld voor groot verkeer.

De lengte van de damwand (AZ12-770, S240) onder coupure 1, C&I 1, en daarmee ook coupure 2 t/m 6 is bepaald op 3m. Bij Leenman 1 en daarmee ook coupure 9 en 10 is eenzelfde type damwand van 6 m nodig. In de toetsing bleek dat in geval spreiding van de bovenbelasting gerekend kan worden over 6 in plaats van 3 meter, de rekenwaarde van de belasting 90 kN/m is, waarmee de verticale draagkracht voldoet. Aangenomen wordt dat dit in het DO verder aangetoond kan worden, zeker voor coupure 1 t/m 6, aangezien de grond direct onder de gording draagkrachtig is. Zo nodig moet de damwand iets langer gekozen worden of moeten stalen palen opgenomen worden tussen de damwanden (bijvoorbeeld zoals bij een combiwand) of in damwandkassen waarvoor de balk aan de onderzijde plaatselijk verzwaard moet worden.

### Piping (PKW)

Voor het ontwerp van de lengte van het kwelscherm onder de constructie (onderloopsheid) is, vanwege de zeer beperkte horizontale kwelweglengte, het heavecriterium [15] leidend. Vanwege de knikken in

de horizontale kwelweg is het model van Bligh het meest geschikte model voor de bepaling van de schermlengte voor achterloopsheid (schermlengte naast constructie) [15].

De faalkanseis voor het ontwerp voor piping is 1/1.388.750 per jaar [2]. Echter, conform de huidige werkwijze worden kunstwerken voor piping niet ontworpen met een faalkanseis, maar moet een toets van het optredende verval (bij WBN) aan het kritiek verval.

Maaiveldniveau:
Huidige maaiveldhoogtes bij de coupures zijn conservatief bepaald met AHN3. Zoals beschreven in de TUN [2] is er op deeltrajecten 2a en 2b (coupure 4, 5 en 6) sprake van een bodemdaling van 2,2mm/jaar als gevolg van actieve grondwateronttrekking. Tot ontwerpzichtjaar 2125 daalt de bodem daardoor met (2125-2020)*2,2mm/jaar = 231mm. Dit wordt meegenomen bij de desbetreffende coupures.
Verder wordt op deeltraject 2a een ontgrondingskuil beschouwd als gevolg van een eventuele leidingbreuk van de waterleiding die langs de waterkerende constructie aan de Gasthuisdijk ligt. De locatie van de waterleiding als ook de berekening van de afmetingen van de ontgrondingskuil zijn opgenomen in Bijlage 10. De diepte van de ontgrondingskuil van 1,4m, bepaald conform de NEN 3651 [18], wordt in mindering gebracht op de maaiveldhoogtes in 2125 voor de berekening van de schermlengte voor onder- en achterloopsheid. Dit is een conservatief uitgangspunt.

Bodemopbouw:
Voor het afleiden van de lokale bodemopbouw is gebruik gemaakt van het beschikbare grondonderzoek [14]. Grofweg bestaat de bodem uit zand, matig grof tot matig fijn, met op deeltraject 2a, 2c en 4a, voor coupure 6 t/m 10 een kleilaag van NAP -1 m tot NAP -2m en dieper. Verder is de dijkopbouw relevant voor de mogelijkheid van optreden van achterloopsheid en het ontwerp van de kwelschermen daartegen; deze opbouw is in deze ontwerploop nog niet bekend en daarom wordt uitgegaan van het meest conservatieve scenario. De gebruikte boringen per locatie uit het beschikbare grondonderzoek zijn weergegeven in Bijlage 11.

*Kwelschermen onder de constructie (o.b.v. heavecriterium)*
De kwelschermlengtes onder coupures zijn bepaald met het heavecriterium. Daarbij wordt gerekend met een kritiek verhang $i_c$ van 0,5 [15]. Grofweg kunnen de coupures op basis van hun locatie en daarmee gelijkwaardige parameters worden opgedeeld in vier groepen:

- Coupure 1 t/m 3: bodemdaling en de ontgrondingskuil spelen geen rol, wat leidt tot een relatief klein optredend verval: een schermlengte van 1,3 meter onder het maaiveld voldoet.
- Coupure 4 t/m 6: bodemdaling en de ontgrondingskuil (coupure 5 en 6) hebben effect op de maaiveldhoogte in zichtjaar 2125, wat leidt tot een schermlengte van maximaal 4,5m.
- Coupure 7: komt in de constructie achter VARO in de vorm van een deur voor voetgangers. Het verval is kleiner dan voor coupure 5 en 6.
- Coupure 8 t/m 10: het verval is hier groter dan bij coupure 1 t/m 3 vanwege een lagere ligging van het maaiveld aan de binnenzijde. Om aan het heavecriterium te voldoen is een schermlengte van maximaal 2,8m voldoende.

**Tabel 7-3: Schermlengtes onder de constructie**

| | Object code | Hoogte dijktraject (HBN) [m] | Maaiveld-hoogte 2125 [NAP + m] | Ontwerpwater-stand 2125 [NAP + m] | Optredend verval [m] | Schermlengte onder constructie o.b.v. heave [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Coupure 1 | **OBJ-00047** | 3,4 | 2,50 | 2,99 | 0,49 | 1,0 |
| Coupure 2 | **OBJ-00048** | 3,4 | 2,42 | 2,99 | 0,57 | 1,2 |
| Coupure 3 | **OBJ-00049** | 3,4 | 2,38 | 2,99 | 0,61 | 1,3 |
| Coupure 4 | **OBJ-00058** | 3,4 | 2,17* | 2,99 | 2,22 | 1,7 |
| Coupure 5 | **OBJ-00059** | 3,4 | 0,74** | 2,99 | 2,25 | 4,5 |
| Coupure 6 | **OBJ-00060** | 3,4 | 0,87** | 2,99 | 2,12 | 4,3 |
| Coupure 7 | ***volgt in DO*** | 3,4 | 1,47 | 2,83 | 1,36 | 2,7 |
| Coupure 8 | **OBJ-00080** | 3,3 | 1,52 | 2,84 | 1,32 | 2,7 |
| Coupure 9 | **OBJ-00082** | 3,3 | 1,45 | 2,84 | 1,39 | 2,8 |
| Coupure 10 | **OBJ-00083** | 3,3 | 1,55 | 2,84 | 1,29 | 2,6 |

***** t/m 2125 23cm bodemdaling is meegenomen, zoals beschreven in de TUN

** t/m 2125 23cm bodemdaling, zoals beschreven in de TUN, en ontgrondingskuil (1,4m) als gevolg van een waterleiding langs het traject zijn meegenomen

*Schermlengte naast de constructie (achterloopsheid o.b.v. Bligh)*

De kwelschermlengte aan beide zijdes naast de constructie, tegen achterloopsheid, zijn sterk afhankelijk van de bodemopbouw van de ondergrond en van het dijklichaam. Echter, in deze fase is nog niet bekend hoe de dijk wordt opgebouwd. Voor de dijkopbouw zijn een aantal scenario's denkbaar:

- Zand dijk op zand ondergrond (zand-op-zand): in deze situatie hebben de kwelschermen voor achterloopsheid dezelfde lengte naast de constructie als de diepte van de schermen onder de constructie, zoals beschreven in paragraaf 6.5.2 van de WOWK [16].
- Dijk bestaande uit klei op een zandondergrond: de situatie in de kering zelf is niet gevoelig voor achterloopsheid en ook niet pipinggevoelig als deze goed aansluit op de damwand die zorgt voor de stabiliteit aan de zijkant van de constructie: over de hoogte van het kleilichaam is een praktische maat van een scherm met een lengte van 2m naast constructie voldoende. Echter, onder het grensvlak tussen de kleidijk en de zandondergrond kan wel een doorgaande pipe ontstaan om de damwand onder de constructie. Daarom is het hier noodzakelijk de schermen tegen onderloopsheid (bepaald obv heavecriterium) door te zetten naast de constructie. De lengte waarover dat nodig is wordt bepaald met de rekenregel van Bligh.
- Situatie zand met kleilagen (bijv. zanddijk op een oorspronkelijke deklaag op een zandondergrond): de lengte van de kwelschermen worden bepaald met rekenregel van Bligh.

Binnen deze ontwerploop is de keuze gemaakt om te ontwerpen met de rekenregel van Bligh om zo de maximale afmeting per schermte berekenen. De resultaten van de berekeningen zijn opgenomen in Tabel 7-4. Aangenomen is dat bij toepassing van zand matig fijn zand wordt gebruikt met een bijbehorende creepfactor voor Bligh van 15 (matig fijn/zwak fijn zand) en 18 (zeer fijn zand), afhankelijk van de locatie zoals te zien in Bijlage 11 . Voor coupure 7, bij VARO, is geen kwelschermlengte bepaald omdat de coupure zich tussen doorlopende damwanden bevindt. In de volgende ontwerploop moet worden afgestemd wat de dijkopbouw gaat worden en indien zand gebruikt wordt, welk type dat dan is.

**Tabel 7-4: kwelschermlengtes tegen achterloopsheid**

| | Object code | Kwelschermlengte achterloopsheid [m] |
|---|---|---|
| Coupure 1 | OBJ-00047 | 3,7 |
| Coupure 2 | OBJ-00048 | 4,3 |
| Coupure 3 | OBJ-00049 | 5,5 |
| Coupure 4 | OBJ-00058 | 7,4 |
| Coupure 5 | OBJ-00059 | 7,7 |
| Coupure 6 | OBJ-00060 | 6,5 |
| Coupure 8 | OBJ-00080 | 9,9 |
| Coupure 9 | OBJ-00082 | 10,5 |
| Coupure 10 | OBJ-00083 | 9,7 |

Afhankelijk van de locatie kunnen de achterloopsheidschermen gestaffeld worden aangebracht met een gradiënt van 1:3. Dit is nog niet beschouwd in deze ontwerploop en wordt in de volgende ontwerploop meegenomen indien dat relevant blijkt (m.n. bij aansluiting op grondlichamen).

## 7.3 Gemaal Westerveld

Gemaal Westerveld wordt door het Waterschap vervangen. Binnen het project Stadsdijken Zwolle geldt dat als een meekoppelkans. Om de versterkingsopgave vanuit waterveiligheid van de huidige situatie bij gemaal Westerveld scherp te krijgen worden alle faalmechanismen hieronder kort beschouwd. Grotendeels volgt de opgave uit de Nadere analyse veiligheid (NAV, [20]) die het waterschap voorafgaand aan de verkenningsfase heeft uitgevoerd. Echter, voor piping is een gedetailleerde analyse uitgevoerd van de lokale situatie met de verschillende damwanden.

Onderstaande figuur geeft de situatie rondom gemaal Westerveld weer. Het omlijnde gebied is nader beschouwd. Het betreft de zone tussen de twee damwanden aan de binnen- en buitenzijde, met daarbinnen zowel het huidige gemaal Westerveld als de huidige inlaat Westerveld.



**Figuur 7-4: Overzichtstekening gemaal Westerveld**

### Hoogte (HTKW)

Het dijklichaam voorziet hier in de kerende hoogte. Binnen het kunstwerkenspoor wordt hoogte daarom niet verder beschouwd.

### Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)

Conform de NAV [20] voldoet de situatie op het faalmechanisme betrouwbaarheid sluiting. Betrouwbaarheid sluiting van het huidige gemaal en de inlaat worden daarom niet verder beschouwd.

### Sterkte en stabiliteit (STKWp)

Conform de NAV [20] voldoen zowel de inlaat als het gemaal op het faalmechanisme sterkte en stabiliteit.

De sterkte en stabiliteit van de damwanden worden beschouwd in het hoofdstuk Langsconstructies (Hoofdstuk 6).

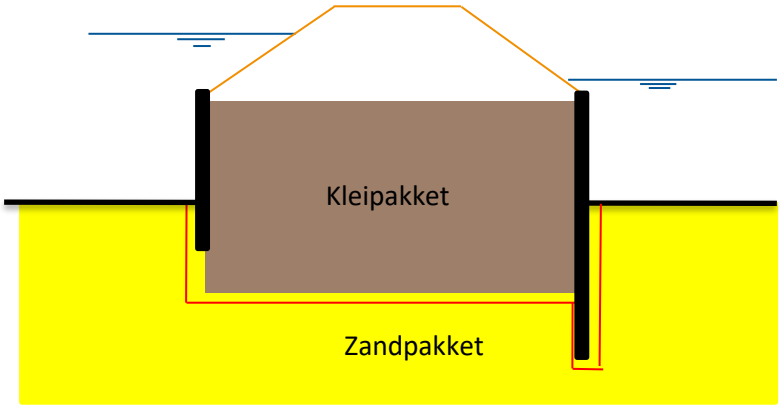
### Piping (PKW)

De situatie is in eerste instantie beschouwd met het heavecriterium. Wanneer de situatie niet voldoet is vervolgens het model van Lane gebruikt.

De situatie rondom het gemaal is weergegeven in Figuur 7-6. Figuur 7-6 geeft de schematisatie van de bodemopbouw rondom het gemaal. De aanwezige damwanden zijn in verschillende kleuren weergegeven en genummerd (33 t/m 38). De damwanden aan de binnenzijde (33, 34, 35, 38) zijn beschouwd met het heavecriterium. De groene lijnen geven de dwarsdoorsnedes weer waarover de kwelwegen beschouwd zijn met het model van Lane. Daarnaast is ook beschouwd of schuine kwelwegen (niet haaks op de damwand) maatgevend zijn, dat blijkt echter niet het geval.




**Figuur 7-5: Damwanden rondom gemaal Westerveld met kwelwegen in groen aangeduid. De damwanden zijn genummerd van 33 t/m 38. Kwelwegen verwijzen naar de damwandnummers.**




**Figuur 7-6: schematische weergave van de bodemopbouw t.p.v. gemaal (rechts), met kwelweg in rood, het kleipakket (bruin) tussen de twee damwanden (dikke zwarte lijn) en het aangenomen zandpakket eromheen**

*Uitgangspunten*

Een uitgebreide beschrijving van de uitgangspunten en resultaten zijn opgenomen in Bijlage 14. De belangrijkste uitgangspunten:

- Binnenwaterstand: NAP -0,30 m
- Ontwerpwaterstand 2125: NAP + 2,98 m
- $C_{w,creep}$ tbv Lane: 7
- Kritiek verhang tbv het heavecriterium $i_c$ van 0,5 [15]

- Zoals in Figuur 7-6 (rechts) is geschematiseerd, wordt aangenomen dat er een kleipakket tussen de twee damwanden ligt, omsloten door een matig grof, matig fijn zandpakket.

De resultaten zijn opgenomen in Tabel 7-5.

Resumerend:

- De damwanden 33 (niveau onderkant damwand: NAP -9,6 m ) en 38 (niveau onderkant damwand: NAP -9,6 m) voldoen aan het heavecriterium op basis van een conservatieve beschouwing.
- Ter plekke van het gemaal en de inlaat, bij damwand 34 (niveau onderkant damwand: NAP -5,5 m) en 35 (niveau onderkant damwand: NAP -4,4 m), zijn de damwanden korter dan damwand 33 en 38. De kortere damwanden voldoen niet aan het heavecriterium. Ook voldoet de maatgevende kwelweg niet op basis van het model van Lane. Wanneer de damwanden aan de binnenzijde worden vervangen met damwanden met een niveau onderkant op NAP -6,9 m, voldoet de situatie op het heavecriterium.

**Tabel 7-5 Resultaten heave/Lane**

| | Heave | Lane |
|---|---|---|
| Damwand 36 - 33 | Voldoet | |
| Damwand 36 - 34 | Voldoet niet | Voldoet niet |
| Damwand 37 - 35 | Voldoet niet | Voldoet niet |
| Damwand 37 - 38 | Voldoet | |

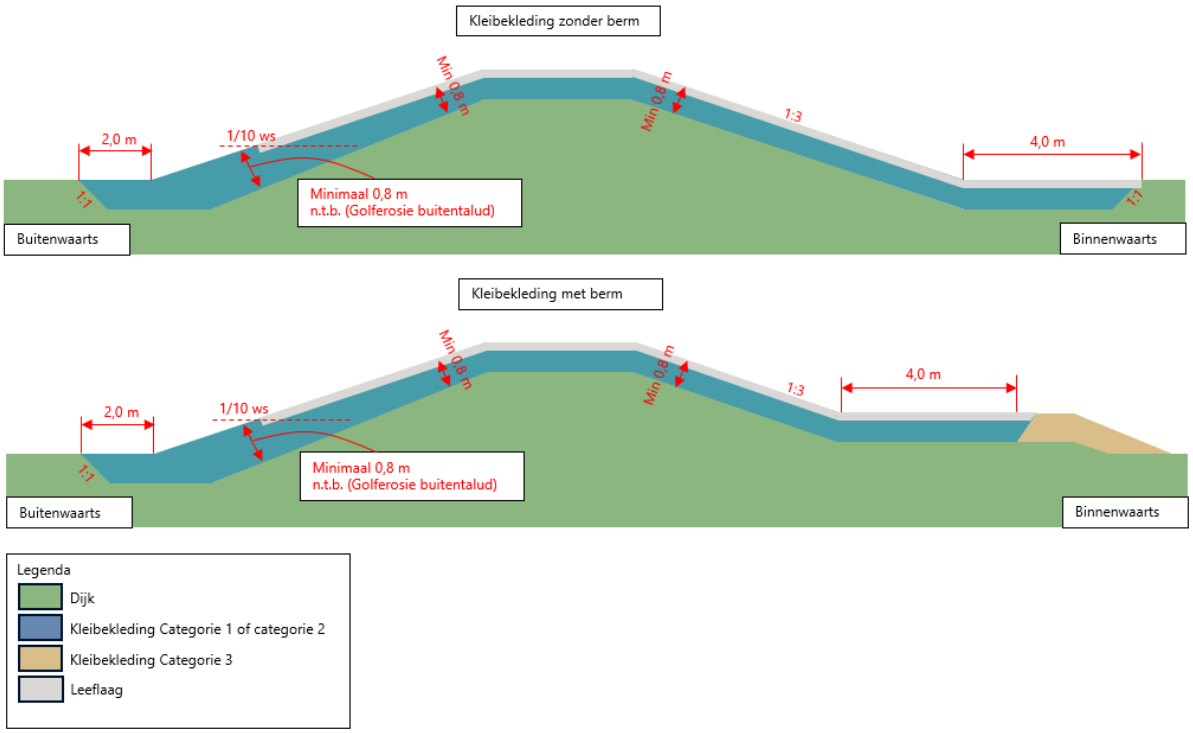
# 8. Bekleding

Het ontwerp van dijkversterking Zwolle is momenteel zodanig uitgewerkt dat het ruimtebeslag en de dimensies van gekozen varianten bekend zijn. In dit hoofdstuk is aan de hand van een principeprofiel de materialisatie van de waterkering uitgewerkt en getoetst voor de verschillende deeltrajecten. In dit hoofdstuk wordt alleen ingegaan op de grasbekleding. Harde bekledingen zijn buiten beschouwing gelaten omdat deze voor de waterveiligheid in deze fase van het project niet relevant zijn.

Dit onderwerp vergt bijzondere aandacht, omdat het nieuw is dat rivierdijken overslagbestendig worden ontworpen. Met de term “overslagbestendig” wordt bedoeld dat het toelaatbaar overslagdebiet zodanig groot is dat dit leidt tot extra eisen aan de binnenbekleding van de dijk. Daarnaast is het nieuw, dat in de overstromingsbenadering niet wordt ontworpen op het begin van bezwijken, maar op het voorkomen van een overstroming door bezwijken. Dijken worden ontworpen op het voorkomen van een bres met overstroming tot gevolg; voor dat bezwijkpunt mag schade zijn ontstaan.

## 8.1 Principeprofiel en materialisatie

In figuur 8-1 is een doorsnede van de waterkering weergegeven met en zonder berm. In deze doorsnede is de materialisatie van de bekleding weergegeven. De kern van de kering (veelal de oude waterkering) bestaat uit klei en/of zand.



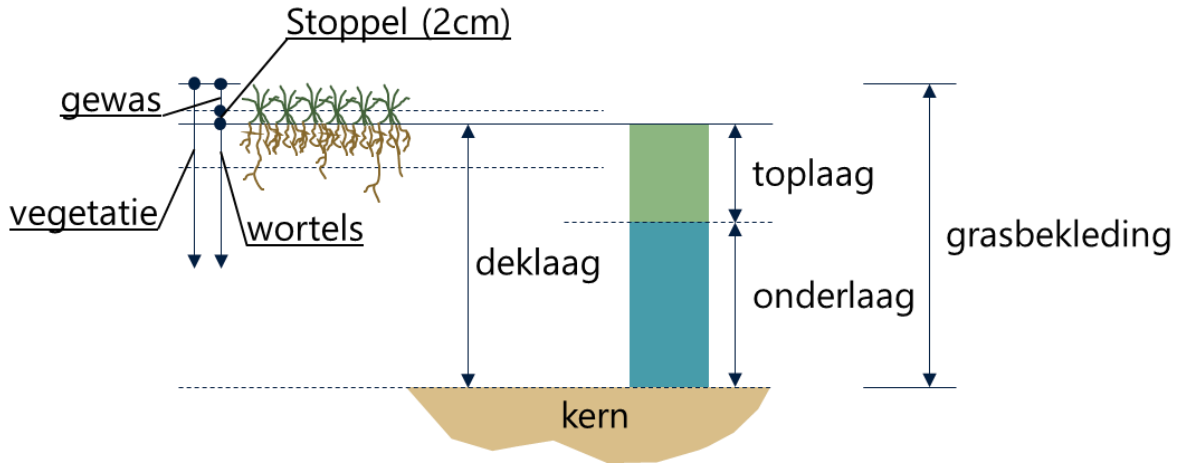

**Figuur 8-1: Principeprofiel van de dijk met een kleibekleding (met en zonder berm)**

In het voorland wordt de kleibekleding circa 2,0 m en in het achterland 4,0 m doorgezet. Om op de juiste diepte te komen kan de klei worden aangebracht onder een helling van 1 verticaal en 1

horizontaal. De functie van deze wig is het voorkomen van uitspoeling aan de onderzijde van de bekleding. Het kan natuurlijk voorkomen dat deze laag al aanwezig is.

## 8.2 Opbouw grasbekleding

De grasbekleding van waterkering bestaat uit een in grond gewortelde graslandvegetatie. De vegetatie bestaat bovengronds uit de stoppel en het gewas en ondergronds uit wortels. In de vegetatie kunnen naast veel grassen, ook kruidachtige gewassen voorkomen. Goed ontwikkelde en onderhouden grasbekleding (gesloten zode) is erosiebestendiger dan minder ontwikkelde en onderhouden grasbekleding (open zode). Deze erosiebestendigheid komt voort uit de ontwikkelde wortelstructuur. In dit hoofdstuk is gerekend met een gesloten zode.




**Figuur 8-2: opbouw en indeling van de grasbekleding**

In loop van de tijd staat de grasbekleding bloot aan invloeden vanuit de omgeving. De eigenschappen van een grasbekleding worden mede door deze beïnvloeding bepaald. Naast omgevingsinvloeden heeft een goede uitvoering ook invloed op de eigenschappen van de grasbekleding.

De totale dikte van de deklaag bestaat uit de toplaag en de onderlaag. De toplaag, het doorwortelde deel van de deklaag dat bestaat uit een substraat van klei, zand en wortels heeft een laagdikte van circa 0,3 m. De dikte van de onderlaag is variabel zodat aan de minimale dikte van de bekleding wordt voldaan.

De eisten ten aanzien van de toplaag worden in overleg met het waterschap vastgesteld en uitgewerkt in ontwerploop 2.

## 8.3 Toetsing bekledingsontwerp

De grasbekleding wordt getoetst aan de volgende 4 deelfaalmechanismen:

- Grasafschuiven binnentalud (GABI);
- Graserosie kruin en binnentalud (GEKB);
- Grasafschuiven buitentalud (GABU);
- Graserosie buitentalud (GEBU).

### Grasbekleding afschuiven binnentalud (GABI)

Het faalmechanisme afschuiven binnentalud heeft een sterke relatie met het faalmechanisme micro-instabiliteit. Bij een overslagdebiet dat bij de norm groter is dan 0,1 l/s/m kunnen de waterspanningen in de dijk extra snel stijgen. De waterspanningstoename als gevolg van golfoverslag moeten worden meegenomen bij de beoordeling van de stabiliteit van de bekleding op het binnentalud. Als het overslagdebiet groter is dan 0,1 l/s/m dan is de beoordeling van GABI maatgevend over de beoordeling van microstabiliteit. Om een eerste inschatting te verkrijgen van de veiligheid bij een minimaal aangehouden kleilaagdikte van 0,80 m zijn verkennende berekeningen uitgevoerd. Per dijktraject is een representatief profiel geselecteerd door te letten op de maximale waarde voor $\Delta h$ (verschil in stijghoogte ten opzichte van referentieniveau) en te kijken naar de beschikbare varianten. Voor de berekeningen is uitgegaan van de formules uit de gedetailleerde toets voor grasbekleding afschuiven binnentalud [3]. Parameters die gelden voor het alle deeltraject zijn opgenomen in tabel 8-1.

**Tabel 8-1 Aangehouden parameters in toetsing van het ontwerp op GABI**

| Parameter | Waarde |
|---|---|
| $\tan\varphi'$ (tangens van hoek van inwendige wrijving) | 22,5° |
| $\gamma_{m,\varphi}$ (partiële veiligheidsfactor op $\tan\varphi'$) | 1,1 |
| $c'$ (cohesie) | 2 kPa |
| $\gamma_{m,c}$ (partiële veiligheidsfactor op cohesie) | 1,25 |
| $\rho_g$ (volumieke massa natte grond) | 1650 kg/m3 |
| $\rho_w$ (volumieke massa water) | 1000 kg/m3 |
| $\gamma_{m,p}$ (partiële veiligheidsfactor op volumiek gewicht) | 1,0 |
| $\alpha$ (taludhelling) | 18,41° |
| $g$ (zwaartekrachtversnelling) | 9,81 m/s2 |
| $\gamma_n \cdot \gamma_d$ (Modelfactor x schadefactor) | 1,20[*1] |
| **1) Conform schematiseringshandleiding microstabiliteit dient hier een waarde van 1,21 te worden aangehouden. Echter op basis van vraag en antwoord 428 aan helpdesk water kan voor het bovenrivierengebied een waarde van 1,20 worden aangehouden.** | |

In tabel 8-2 zijn de resultaten van de beoordeling van GABI samengevat. Als minimale kleilaagdikte is 0,80 m aangehouden en benodigde laagdikten zijn afgerond op 0,05 m.

**Tabel 8-2 Resultaten beoordeling GABI per dijkvak**

| dijktraject | Representatief dwarsprofiel en variant | $SF_{opdrukken}$ | Benodigde dikte kleibekleding [m] | Opmerkingen |
|---|---|---|---|---|
| 1a | 3 (KV3) | **1,25** | 0,80 | |
| 1b | 15 (KV3) | **2,23** | 0,80 | |
| 2a | Mechanisme niet van toepassing in dit dijkvak, geen oplossing in grond. | | | |
| 2b | 22 & 23 (KV1) | **1,69** | 0,80 | |
| 2c | 27a (KV2) | **5,11** | 0,80 | |
| 2d | 29 (KV1) | **1,12** | 0,80 | Aandachtspunten: overgangen Zandbergen – Hornbach en Hornbach - Blaloweg |
| 3a | 33 (KV1) | 1,88 | 0,80 | |
| 3b | Mechanisme niet van toepassing in dit dijkvak, geen oplossing in grond. | | | |

| dijktraject | Representatief dwarsprofiel en variant | $SF_{opdrukken}$ | Benodigde dikte kleibekleding [m] | Opmerkingen |
|---|---|---|---|---|
| 4a | 43 (KV1) | **0.76** | 1,05 | Ter hoogte van scheepswerf een laagdikte van 1,20 m toepassen (DWP 42) |
| 4b | 46 (KV1) | **0,80** | 1,05 | Ter hoogte van warmtecentrale volstaat 0,80 m |
| 4c | 55 (KV1) | **0,72** | 1,10 | |
| 4d zuid | 59 (KV1) | **1,32** | 0,80 | |
| 4d noord | 66 (KV2) | **1,20** | 0,80 | |
| 5a (constructie) | 75 (KV2) | **1,20** | 0,80 | |
| 5b (gemaal) | 76 | | 1,20 | Inschatting, nog nader te bepalen als oplossingsrichting bekend is |
| 5b (kolk tot Brinkhoekweg) | Mechanisme niet van toepassing, zanddijk op zand (kilometrering 53-94,4 tot circa 53-94,6); dikte 0,80 m voldoet | | | |
| 5b (Brinkhoekweg) | 79 (KV1) | | 0,80 | |
| 5b (Alluviale bosjes) | 80(KV2) | **0,75** | 1,10 | |
| 5b (noord) | 81(KV1) | **1,05** | 0,80 | |

Op basis van de berekeningen per dijktraject kunnen de volgende conclusies worden opgemaakt:

- Bij dijktraject 1 tot en met 3 kan worden volstaan met een kleilaagdikte van 0,80 m. Uitzondering hierop is een klein deel groene waterkering net voor de keerwand bij de Hornbach. Hier is een dikte van 1,05 m vereist.
- Bij dijktraject 4a tot en met 4c kan niet worden volstaan met 0,80 m klei op het binnentalud. De benodigde kleilaagdikte ligt tussen de 1,05 m en 1,10 m
- Voor deeltraject 5 is niet een eenduidig antwoord te geven het traject is opgedeeld in 4 delen.

### Graserosie kruin en binnentalud (GEKB)

De waterkering bij stadsdijken Zwolle is ontworpen met een overslagdebiet. Dit betekent dat water over de dijk heen kan slaan. Het gevolg hiervan is dat erosie kan ontstaan van de kruin of het binnentalud. Bij het bepalen van de benodigde kruinhoogte is rekening gehouden met het feit dat de grasbekleding op de kruin of het binnentalud niet mag bezwijken. De waterkering is dus voldoende hoog ontworpen zodat de kans van het optreden van dit faalmechanisme binnen de norm valt. Verdere toetsing of uitwerkingen van dit deelfaalmechanisme zijn daarom niet relevant. Voor een uitwerking van de bepaling van de kruinhoogte wordt verwezen naar hoofdstuk 2.

### Grasbekleding afschuiven buitentalud (GABU)

Het afschuiven van de bekledingslaag van het buitentalud kan plaatsvinden als gevolg van golfwerking in combinatie met een hoge grondwaterstand in het zand onder de bekleding. Op het moment van maximale golfterugtrekking heerst er een ongunstig buitenwaarts gericht verhang over de bekledingslaag waardoor deze kan opdrukken of afschuiven. Dit mechanisme speelt alleen bij een zanddijk met kleibekleding. Indien de kern van de dijk uit klei bestaat dan is dit mechanisme niet relevant.

Aan de hand van een empirische regel uit de bijlage iii sterkte en veiligheid [11] wordt beoordeeld of de kans op afschuiven voldoende klein is. Bij het invullen van de formule zijn de volgende parameters gebruikt:

**Tabel 8-3 Aangehouden parameters in toetsing van het ontwerp op GABU**

| Parameter | |
|---|---|
| $H_{m0}$ | 1,30 m (maximale golfhoogte Q-variant) |
| $\Delta_g$ | 0,65 |
| $d_{klei}$ | 0,8 m |
| $\alpha$ | 18,41° |

De uitkomst van de formule moet kleiner zijn dan 3,0. In dit geval komt er 2,7 uit de formule en is het oordeel voldoende. De minimale dikte voor de kleibekleding die noodzakelijk is om te voldoen is 0,73 m.

### Graserosie buitentalud (GEBU)

Erosie van de grasbekleding op het buitentalud kan optreden als gevolg van twee typen belasting: golfklapbelasting en de golfoploopbelasting. Een golfklap door een brekende golf op het talud geeft een kortdurende lokale hoge waterdruk op het talud. De stroming van de oplopende en neergaande golf (golfoploop) is turbulent, waardoor de grasbekleding wordt onderworpen aan een snel wisselende waterdruk.

**Uitgangspunten**

Om het ontwerp van de bekleding op het buitentalud te verifiëren zijn conform de OIv4 GEBU-berekeningen uitgevoerd. Algemene uitgangspunten zoals norm en lengte-effectfactor zijn benoemd in de TUN [2]. Aanvullende uitgangspunten zijn onderstaand weergegeven:

- Standaardprofiel met buitentalud 1 op 3, uitgezonderd de profielen U261 en U284 die een flauwer talud hebben (1 op 5), ter plekke van de gelijkgenummerde HR.-punten;
- Er is gerekend met HydraNL, versie 2.4.1, testmodus, en de database *WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite*. Met statistiek van 2050 en 2100, zodat de waarde voor 2080 bepaald kan worden. Voor de Q-variant is niet gerekend met de waarde in 2080, maar in 2100;
- In HydraNL is gerekend met:
  - Meerpeilstijging (2050: 0,0 m, 2100: 0,5 m);
  - Reductiefactor voor de golfinval (c β = 0,67);
  - Onzekerheid conform het WBI;
- Ondergrens van de Q-variant berekening is, conform schematiseringshandleiding Grasbekleding [3], gelegd op de 1/10jr waterstand. Dit is voor het hele traject gelijkgetrokken op NAP+1,50 m op basis van historische meetgegevens [https://waterinfo.rws.nl];
- De bovengrens voor de Q-variant is, conform schematiseringshandleiding Grasbekleding [3], vastgesteld op de $H_{dsn;\ GEBU}$. Deze is gelijkgetrokken voor de verschillende trajecten, zodat er twee waarden overblijven, of NAP+3,15 m of NAP+3,45 m;
- Voor de stijging van het water is uitgegaan van stappen van 0,5 m;
- De defaultparameters van BM Grasbekleding zijn overgenomen uit de schematiseringshandleiding grasbekleding [3]. Er is gerekend met een gesloten zode;
- Het stormverloop is toegepast zoals afgestemd met het Adviesteam Dijken, zie ook mailwisseling met A. Smale [Bijlage 15]. Deze werkwijze is in lijn met de schematiseringshandleiding grasbekleding [3] met als verschil dat er geen toetsing is

uitgevoerd onder de 1/10 jaar waterstand in plaats van de dagelijkse waterstand. Voor de stormduur is 35 uur aangehouden;

In onderstaande tabel zijn de berekende veiligheidsfactoren per berekeningslocatie weergegeven. Een waarde onder de 1,0 betekent een onvoldoende oordeel. Locaties waar de berekeningen niet van toepassing waren zijn buiten de tabel gehouden. Een voorbeeld hiervan is een kadeconstructies die zijn doorgezet tot de kerende hoogte.

**Tabel 8-4 Resultaten GEBU berekening**

| Berekening | Resultaat | Aangehouden taludhelling |
|---|---|---|
| ZW_1_53-3_dk_00260 | 0,838 | 1 op 5 |
| ZW_1_53-3_dk_00261 | 0,303 | 1 op 5 |
| ZW_1_53-3_dk_00262 | 0,318 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00263 | 1,775 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00264 | 2,757 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00265 | 1,363 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00266 | 0,552 | 1 op 5 |
| ZW_1_53-3_dk_00267 | 2,024 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00275 | 3,686 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00276 | 3,497 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00277 | 3,157 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00278 | 3,563 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00279 | 3,497 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00280 | 2,199 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00281 | 2,909 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00282 | 3,156 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00283 | 2,141 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00284 | 3,081 | 1 op 4 |
| ZW_1_53-3_dk_00286 | 3,352 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00287 | 2,573 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00288 | 2,802 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00290 | 3,182 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00291 | 2,526 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00292 | 3,668 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00293 | 3,432 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00294 | 2,573 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00295 | 5,376 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00296 | 5,196 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00297 | 2,908 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00298 | 2,920 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00299 | 1,562 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00300 | 1,188 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00301 | 1,045 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00302 | 2,449 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00303 | 2,176 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00304 | 2,687 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00305 | 2,744 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00306 | 2,559 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00307 | 4,625 | 1 op 3 |

| Berekening | Resultaat | Aangehouden taludhelling |
|---|---|---|
| ZW_1_53-3_dk_00308 | 10 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00309 | 10 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00310 | 2,591 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00311 | 1,791 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00312 | 8,477 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00314 | 3,026 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00314trj2 | 8,516 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00315 | 6,697 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00316 | 7,217 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00317 | 7,76 | 1 op 3 |
| ZW_1_53-3_dk_00318 | 9,431 | 1 op 3 |

Op basis van de uitgevoerde berekeningen zijn er 4 locaties waar niet wordt voldaan. Dit zijn de locaties 260 tot en met 262 en 266. Op locatie 262 heeft het buitentalud een helling van 1:3. Bij de overige locaties heeft het buitentalud een helling van 1:5.

**Reststerkte buitentalud**

Bij de toetsing van de grasbekleding wordt alleen uitgegaan van de standtijd van de grasmat en de eerste 50 cm klei onder de toplaag. De klei onder de toplaag heeft een bepaalde erosiesterkte. Deze sterkte kan in rekening worden gebracht middels een reststerktebenadering. Dit betekent dat erosie van deze kleilaag wordt toegestaan zolang de waterveiligheid niet in het geding komt. Op basis van een reststerkteberekening wordt in de DO-fase bepaald wat de benodigde dikte van de kleilaag moet zijn om op deze locaties aan de eisen te voldoen. Een eerste indicatieve berekening is uitgevoerd waaruit blijkt dat op alleen op locatie 262 (deeltraject 5b) een kleilaag van meer dan 0,8 m nodig is.

**IJsselmeerscenario**

Uit een mailwisseling met A. Smale [Bijlage 15] blijkt dat het aannemelijk is dat een relatief hoog IJsselmeerpeil gecombineerd met een lange windduur met relatief lage snelheden een realistisch scenario is. Daarom is een controleberekening uitgevoerd voor dit scenario. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- IJsselmeerpeil NAP +1,5m
- Windrichting tussen 260 en 320 graden zodat golven de juiste kant op staan;
- Strijklengte van 600 m
- Waterdiepte van 2,0 m

Met een Bretschneider-berekening levert dit een significante golfhoogte op van circa 0,32 m. Gezien de beperkte golfhoogte is dit scenario niet maatgevend. Daarnaast zullen golven van 0,32 m praktisch geen schade opleveren. In de schematiseringshandleiding grasbekleding is ook gesteld dat golven onder de 0,25 m geen schade opleveren.

## 8.4 Conclusies en aandachtspunten

### Conclusies

Geconcludeerd kan worden dat:

- Met betrekking tot GABI een bekledingslaag van 0,80 m niet overal voldoet. Om wel te voldoen is per dijktraject een beoordeling uitgevoerd van het maatgevende profiel. De resultaten hiervan zijn samengevat in tabel 8-2. Over het algemeen kan worden gesteld dat 0,80 m wel voldoet maar er zijn strekkingen waar een dikkere bekledingslaag benodigd is. De

maximaal benodigde dikte van de bekleding is 1,2 m bij het gemaal Westerveld. Het ontwerp van het gemaal dient nog nader te worden uitgewerkt. De maximale bekledingsdikte bij de overige trajecten is 1,1 m.

- Met betrekking tot GEKB voldoet de waterkering. De hoogte van de waterkering is zo afgeleid dat de grasmat op de kruin en het binnentalud voldoende sterkte heeft.
- Met betrekking tot GABU een bekledingslaag van 0,80 m overal voldoet.
- Met betrekking tot GEBU een bekledingslaag van 0,80 m overal voldoet met uitzondering van locatie 262 (in deeltraject 5b-Noord). Hier is nog maatwerk benodigd.

### Aandachtspunten DO fase

- Afstemming met de beheerorganisatie van WDOD over aannames en conclusies met betrekking tot samenstelling van materiaaleigenschappen en onderhoudsaspecten.
- Nadere uitwerking van het doorzetten van de substraatlaag in het buitentalud in overleg met beheerorganisatie WDOD. Nu is deze gelegen op de 1/10 waterstand.
- Nadere uitwerking van het bekledingsvraagstuk ter hoogte van gemaal Westerveld zodra hier het ontwerp bekend is.
- Nadere uitwerking van de 4 onvoldoende locaties GEKB door het meenemen van reststerkte in de onderlaag.
- Maatwerk bij de locatie die niet voldoet op GEBU in deeltraject 5b.

# 9. Niet Waterkerende Objecten(NWO's)

Dit hoofdstuk betreft de beoordeling van de invloed van niet waterkerende objecten op de mechanismen die leiden tot falen van de waterkering. Het NWO betreft de beoordeling van een indirect mechanisme. De beoordeling van alle NWO's is uitgevoerd conform bijlage III bij de Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 [11]. Afhankelijk van het type NWO wordt onderscheid gemaakt tussen verschillende sporen op basis van de onderstaande objectclusters. De werkwijze, resultaten en aandachtspunten bij deze clusters worden in de navolgende paragrafen behandeld.

- Bebouwingen (NWObe);
- Begroeiingen (NWObo);
- Kabels en leidingen (NWOkl);
- Overige constructies (NWOoc).

## 9.1 Bebouwingen - NWObe

Bebouwing op of nabij de kering heeft mogelijk invloed op de waterveiligheid van de waterkering. Met name zeer nabijgelegen bebouwing of bebouwing met een kelder kan hierbij een rol spelen.

**Methode**

De werkwijze die gevolgd wordt ten aanzien van nabijgelegen bebouwing, is conform §25.2 van Bijlage III [11]. In genoemde paragraaf is de eenvoudige toets beschreven die geldt voor bebouwing die (mogelijk) een raakvlak hebben met het ontwerp of binnen de invloedszone van het ontwerp vallen. Het proces van toetsen, conform het WBI, kan als volgt worden omschreven:

Stap E.1: Waterkering zonder NWO voldoet:

- De beoordeling van de NWO's is alleen relevant als het ontwerp van de waterkering op alle relevante faalmechanismen voldoet.

Stap E.2.1: NWO ligt buiten de invloedzone van de waterkering:

- Enkel gebouwen binnen de invloedzone dienen te worden beoordeeld. Hierbij wordt gekeken of het verstoringsprofiel binnen de invloedzone van de waterkering is gelegen. De bepaling van het verstoringsprofiel is onderstaand nader toegelicht bij stap E2.4.1. Indien het verstoringsprofiel buiten de invloedzone is gelegen dan is het aandeel van de NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

Stap E.2.2: Compenserende voorziening aanwezig:

- Bij deze stap wordt gecontroleerd of er compenserende maatregelen aanwezig zijn die kunnen leiden tot een voldoende oordeel van de NWO. Hierbij wordt gekeken naar reeds aanwezig compenserende maatregelen alsook maatregelen die zijn opgenomen in het ontwerp. Voorbeelden van compenserende maatregelen zijn: stabiliteitsschermen, heaveschermen, kleiingravingen etc.

Stap E.2.3: Compenserende voorziening voldoet:

- Bij deze stap wordt gecontroleerd of de aanwezige compenserende maatregel ook leidt tot een voldoende oordeel van de NWO.

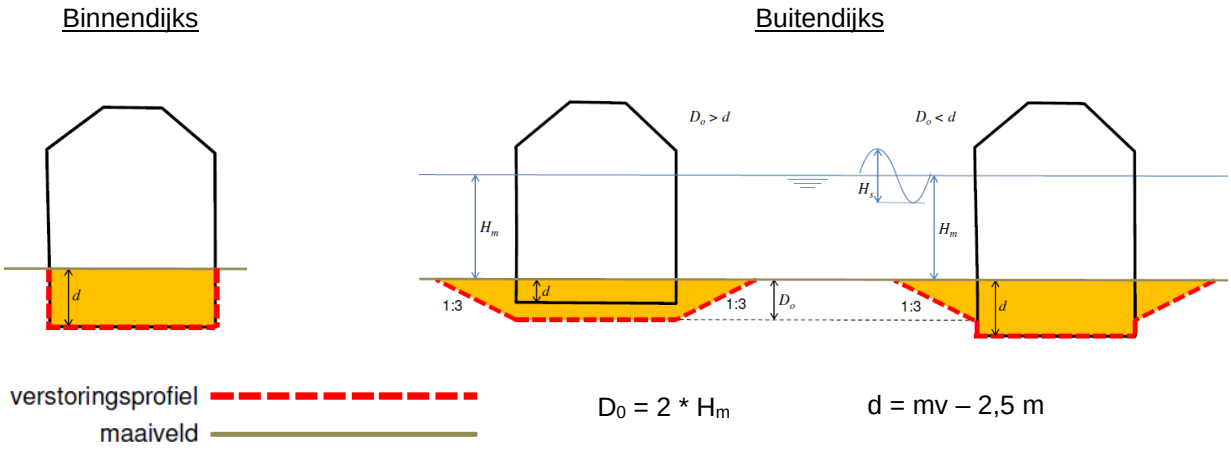
Stap E.2.4: Voldoet op basis van schadelijkheids- en optredingscriterium:

- Deze stap bestaat uit de deelstappen E2.4.1 tot en met E 2.4.4.

Stap E.2.4.1: Controle doorsnijding beoordelingsprofiel door verstoringsprofiel

- Er wordt eerst naar de stappen E.2.4.2 tot en met E.2.4.4 gekeken alvorens deze stap uit te voeren. Wanneer een NWO aan geen van deze stappen voldoet, wordt gekeken of het

beoordelingsprofiel doorsneden wordt door het verstoringprofiel. Het bepalen van het verstoringsprofiel is in onderstaande afbeelding weergegeven.




**Figuur 9-1 bepaling van het verstoringsprofiel [11]**

Stap E.2.4.2: Controle bebouwingsoppervlak

- Indien het bebouwingsoppervlak kleiner of gelijk is aan 15 m2, is de bijdrage aan de overstromingskans van de waterkering verwaarloosbaar. Als het oppervlak groter is dan 15 m2, dan gaat de beoordeling verder met stap E.2.4.3.

Stap E.2.4.3: Controle bebouwing buiten de 4-H zone

- In deze stap wordt gekeken of de bebouwing invloed heeft op de stabiliteit van de waterkering. Als de bebouwing binnen 4 maal het verschil tussen de kruinhoogte en maaiveld staat, dan kan op basis van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld. Indien de bebouwing buitendijks buiten deze zone staat dan is de bijdrage aan de overstromingskans verwaarloosbaar. Indien de bebouwing binnendijks buiten deze zone staat, dan wordt stap E.2.4.4 uitgevoerd.

Stap E.2.4.4: Opbarstveiligheid ≥ 1,2

- In deze stap wordt de veiligheidsfactor voor opbarsten gecontroleerd. Indien deze binnendijks bij een NWO groter of gelijk is aan 1,2 kan opdrijven worden uitgesloten. Bij het beoordelingsprofiel is rekening gehouden dat het profiel niet opbarst of opdrijft. Indien een gebouw inclusief ontgrondingskuil boven dit beoordelingsprofiel blijft is opbarsten dus uitgesloten.

### Uitgangspunten

Bij de beoordeling zijn de volgende uitgangspunten aangehouden:

- Er wordt aangenomen dat de waterkering, na versterken, voldoet zonder NWO. Immers daar is de waterkering nu op gedimensioneerd en ontworpen.
- De invloedszone is vooralsnog aangehouden op 10 m buiten de contourlijnen van het voorkeursalternatief. Hierbij is ook de klei-ingraving in het voor- en achterland inbegrepen. De 10 m afstand is gebaseerd op een inschatting aan de hand van de resultaten uit de stabiliteitsberekeningen. Hieruit is naar voren gekomen dat de glijcirkels maximaal 5,0 m uit de binnen- of buitenteen zijn gelegen. Veiligheidshalve is deze afstand verdubbeld om ook rekening te houden met verstoringsprofielen in het voorland. Ten behoeve van de definitieve beoordeling in het DO wordt beschermingszone A (legger) aangehouden.

- Aangenomen is dat compenserende maatregelen, die onderdeel zijn van het ontwerp, zodanig ontworpen worden dat deze voldoen. Dit betekent dat indien er een compenserende maatregel aanwezig is voor zowel macrostabiliteit als STPH de bijdrage van het object aan de faalkans verwaarloosbaar is.
- Bij bebouwingen waarover in de VO fase geen duidelijkheid verkregen kon worden over de aanwezigheid van kelders of kruipruimten is een kelderniveau aangehouden van 2,5 m onder maaiveld.
- Bij de Sellmeijer berekeningen voor STPH ligt het intredepunt bij de buitenteen van de waterkering. Een uitzondering hierop is dijktraject 4c (zie ook bijlage 6). Daar is wel voorlandlengte meegenomen. Echter is binnen dit dijktraject geen bebouwing aanwezig in het voorland. Algemeen kan dus gesteld worden dat bebouwingen in het voorland geen negatieve invloed heeft op de verplaatsing van het intredepunt en hoeven derhalve niet te worden getoetst op piping.
- Bij de toetsing van buitendijkse NWO's is uitgegaan van beperkte stroming van water. Dit betekent dat de ontgrondingsdiepte niet gelijk is gesteld aan 2 maal de waterdiepte maar 2 maal de significante golfhoogte. Het is immers aannemelijk dat het water in het Zwolle-IJsselkanaal en het Zwarte Water niet afvoergedomineerd zijn, maar dat de waterstanden het gevolg zijn van opstuwing door wind. Dit wordt onder andere geregeld door de volgende kunstwerken:
    - De Ramspolkering wordt gesloten bij een waterpeil boven 0,50 m NAP en een stromingsrichting naar het oosten gericht.
    - De keersluis Zwolle treedt in werking bij een waterstand van NAP 1,0 m of hoger en wanneer de stromingsrichting gericht is op de binnenstad.
    - De Spooldersluis is een schutsluis en heeft daardoor weinig invloed op de waterstanden.

### Resultaten

In totaal zijn er 24 locaties geïnventariseerd waar de bebouwing binnen de invloedzone is gelegen. De resultaten van de beoordeling van deze locaties zijn weergegeven in onderstaande tabel. Voor de volledige beoordeling wordt verwezen naar bijlage 18.

**Tabel 9-1: Resultaten beoordeling NWObe**

| Locatie | Adres | Perceelcode | Oordeel |
|---|---|---|---|
| **1** | Russenweg 5T/1 | ZLE00E 05557 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **2** | Russenweg 14-14T/1 | ZLE00E 04501 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **3** | Russenweg 18-24 | ZLE00E 04531 | Geen voldoende oordeel op piping; heavescherm opgenomen in VO |
| **4** | Gasthuisdijk 25-25D | ZLK00N 03074 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **5** | Gasthuisdijk 17 | ZLE00E 04899 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **6** | Gasthuisdijk 15 | ZLE00E 04265 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |

| Locatie | Adres | Perceelcode | Oordeel |
|---|---|---|---|
| **7** | Gasthuisdijk 44 | ZLE00E 05329 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Maatwerk noodzakelijk; Toets op maat volgt in DO. |
| **8** | Pompgebouw Varo | ZLE00E 04339 | Voldoet op stabiliteit. Geen voldoende oordeel op piping; heavescherm opgenomen in VO |
| **9** | Katwolderweg 6 | ZLE00E 05625 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **10** | Burgemeester Roelenweg 9 | ZLE00A 09201 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **11** | Burgemeester Roelenweg 13-13G | ZLE00A 08660 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Maatwerk noodzakelijk; Toets op maat volgt in DO. |
| **12** | Burgemeester Roelenweg 19-25 | ZLE00H 01160 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **13** | Industrieweg 29-31 | ZLE00H 01053 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **14** | Industrieweg 33 | ZLE00H 01053 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Erosiescherm opgenomen in VO |
| **15** | Holtenbroekerdijk 40B | ZLE00H 03083 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **16** | Klooienberglaan 1-1T/1 | ZLE00H 03148 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **17** | | ZLE00H 02212 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **18** | Holtenbroekerdijk 42 | ZLE00T 00170 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Erosiescherm opgenomen in VO |
| **19** | Holtenbroekerdijk 42A | ZLE00T 00170 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Erosiescherm opgenomen in VO |
| **20** | Holtenbroekerdijk 45 | ZLE00T 00161 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **21** | Holtenbroekerdijk 46 | ZLE00T 00162 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **22** | Holtenbroekerdijk 100 | ZLE00T 00276 | Geen oordeel op basis van gedetailleerde toets. Erosiescherm opgenomen in VO |
| **23** | Brinkhoekweg 1 | ZLE00T 00129 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |
| **24** | Brinkhoekweg 1 | ZLE00T 00129 | Invloed op faalkans verwaarloosbaar |

### Compenserende voorzieningen in VO

Op een aantal locaties wordt een onvoldoende oordeel verkregen en dienen compenserende voorzieningen te worden getroffen. Voor NWO's die buitendijks zijn gelegen is gekozen voor het

toepassen van een erosiescherm en bij NWO's die binnendijks zijn gelegen wordt een heavescherm toegepast. Onderstaand is een overzicht gegeven van de onvoldoende locaties en de gekozen maatregel. Per maatregel is ook een inschatting gemaakt van de benodigde dimensies. Een nadere beschouwing van deze locaties volgt in ontwerploop 2.

**Tabel 9-2: Compenserende voorzieningen VO bij onvoldoende beoordeelde NWO's.**

| Locatie | Adres | Compenserende voorziening | Verticale lengte [m] | Horizontale lengte [m] |
|---|---|---|---|---|
| **3** | Russenweg 18-24 | Heavescherm | 9,4 | **71** |
| **7** | Gasthuisdijk 44 | Noodzaak maatregel nog vast te stellen. Deze locatie wordt in ontwerploop 2 nader beschouwd. | | |
| **8** | Pompgebouw Varo | Heavescherm | 11,0 | 39,0 |
| **11** | Burgemeester Roelenweg 13-13G | Heavescherm | 9,6 | 148,0 |
| **14** | Industrieweg 33 | Erosiescherm | 3,0 | 18,0 |
| **18** | Holtenbroekerdijk 42 | Erosiescherm | 4,0 | 39,0 |
| **19** | Holtenbroekerdijk 42A | Erosiescherm | 3,0 | 38,0 |
| **22** | Holtenbroekerdijk 100 | Erosiescherm | 4,0 | 57,0 |

### Conclusies

Voor het project Stadsdijken Zwolle is een inventarisatie uitgevoerd van de aanwezige NWO's – categorie bebouwing - binnen de invloedszone van de waterkering. Hieruit zijn 24 gebouwen naar voren gekomen die getoetst dienen te worden op NWObe. Op basis van de beoordeling zijn de volgende conclusies op te maken:

- Bij 16 van de 24 geïdentificeerde NWO locaties is de invloed van de NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.
    - Bij 4 locaties die niet voldoende zijn beoordeeld betreft het een NWO die buitendijks is gelegen en waarvan het ontgrondingsprofiel de waterkering snijdt. Een oplossing op deze locatie kan worden gevonden in het plaatsen van een erosiescherm.
        - Het scherm kan worden aangebracht ter hoogte van de bebouwing.
        - De lengte van het scherm wordt ingeschat op circa 3,0 m á 4,0 m op basis van de optredende golfhoogte en het talud 1:3 van het ontgrondingsprofiel.
        - Het scherm dient ook circa 6,0 m (talud 1:3 met een maximale diepte van de ontgrondingsdiepte van 2,0 m op basis van 2 maal de significante golfhoogte) voorbij de bebouwing te worden doorgezet. Door per locatie te kijken naar de significante golfhoogte kan dit in de DO fase nog worden aangescherpt.
    - Van de overige 4 locaties worden er 3 afgekeurd op piping en 1 op de combinatie stabiliteit en piping. Om een voldoende oordeel te verkrijgen op de nu nog afgekeurde locaties zijn compenserende voorzieningen in het ontwerp opgenomen. Deze maatregelen passen binnen het huidige ruimtebeslag van het ontwerp en hebben daarmee ook geen invloed op de bebouwing. Voor piping is een van de volgende maatregelen opgenomen in het VO:
        - Toepassen van een verticale oplossing. Bijvoorbeeld een heavescherm;
        - Het verwijderen van de cohesieve laag zodat piping nooit bij de bebouwing kan ontstaan. Bij deze oplossing dient wel een heavescherm te worden aangebracht;
        - Aanleggen van drainageconstructie
        - Een combinatie van bovenstaande oplossingen

- Voor stabiliteit is geen extra maatregel nodig. Er is 1 locatie (kantoorgebouw Achmea) dat niet voldoet op stabiliteit. Deze locatie is 0,7 m te dicht op de waterkering gelegen. De kruinverhoging is op deze locatie gering. Verwacht wordt dat met een toets op maat deze locatie kan worden goedgekeurd.

### Aandachtspunten DO

Op basis van de resultaten worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2:

- Controle van de invloedszone door alle bebouwing binnen beschermingszone A van de legger de beoordelen.
- Uitvoeren van een toets op maat bij de locaties die met een onvoldoende zijn beoordeeld.
- Bij een aantal locaties is buitendijks ook een damwand gelegen. Het ontgrondingsprofiel doorsnijdt deze damwand. Mogelijk neemt hierdoor de kerende hoogte van de damwand toe doordat het ontgrondingsprofiel de passieve zone doorsnijdt. Hiermee is in voorliggende rapportage nog geen rekening gehouden. Verwacht wordt dat de impact op het ontwerp klein is. Aanbevolen wordt om in ontwerploop 2 wel een controle voor alle locaties uit te voeren.
- Naast de bovenstaande 24 locaties zijn er nog een aantal locaties aan te merken die niet naar voren zijn gekomen uit de eerste inventarisatieronde. Het betreft hier de volgende objecten:
    - Wateropslagtank en brandstofopslagtanks bij Varo
        - Van de opslagtanks is aangenomen dat deze op maaiveld zijn gefundeerd. Derhalve zal het falen van deze locaties niet leiden tot erosiekuilen waardoor de invloed van deze objecten op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar is. In de DO fase zal dit in overleg met Varo worden gecontroleerd.
    - Betonnen gebouw bij Coöperatie Koninklijke Cosun U.A. waarvan de functie nog onbekend is.
        - Het gebouw ligt op circa 8 m van de teen van de waterkering (inclusief 4 m klei-ingraving). Van dit bijgebouw is verder geen informatie aanwezig. Aanbevolen wordt om deze locatie te beoordelen in ontwerploop 2. Dit kan worden meegenomen in het uitwerken van de gehele locatie van de Coöperatie Koninklijke Cosun U.A.
    - Schuur op Gasthuisdijk 25-25D
        - Van de schuur op Gasthuisdijk 25-25D is nog geen informatie beschikbaar. Het is onwaarschijnlijk dat deze schuur een kelder heeft en de schuur is buitendijks gelegen. De invloed van deze schuur op de faalkans van de waterkering zal in geval er geen kelder aanwezig is verwaarloosbaar zijn. Aanbevolen wordt om dit in ontwerploop 2 na te gaan.

## 9.2 Begroeiingen - NWObo

Begroeiing kan een negatief effect hebben op de sterkte van de waterkering. Hierbij gaat het vooral om bomen die invloed kunnen hebben. De invloed van lage begroeiing (struiken) wordt verwaarloosbaar geacht.

### Methode

Voor het beoordelen van de aanwezige bomen binnen het project is de eenvoudige toets uit bijlage III gevolgd. Omdat het om zeer veel bomen binnen het projectgebied gaat, is de analyse geautomatiseerd uitgevoerd via GIS.

Stap E.1: Waterkering zonder NWO voldoet:

- De beoordeling van de NWO's is alleen relevant als het ontwerp van de waterkering op alle relevante faalmechanismen voldoet. Er wordt aangenomen dat de waterkering, na versterken, voldoet zonder NWO. Immers daar is de waterkering nu op gedimensioneerd en ontworpen.

Stap E.2.1: Controle ligging verstoringszone binnen invloedzone waterkering:

- Enkel bomen waarvan de verstoringszone binnen de invloedszone ligt, hoeven verder te worden beoordeeld. Voor de invloedszone is vooralsnog een afstand van circa 5 m uit de binnenteen aangehouden, gebaseerd op de grootste glijcirkels binnenwaarts. Gecombineerd met een verstoringszone van 4 m uit het hart van de begroeiing (conform [11]) leidt dit (afgerond) tot een zone van 10 m uit de binnenteen waarbinnen alle bomen beoordeeld worden. Dezelfde afstand is vooralsnog aangehouden voor buitendijkse bomen; dit is conservatief. De gecombineerde zone is extra ruim genomen door niet uit te gaan van de binnen- (of buiten-) teen, maar van de ontwerpcontour, inclusief klei-ingravingen buiten de teen. In de DO-fase wordt een controle uitgevoerd van alle bomen binnen de invloedszone A.

Stap E.2.2: Compenserende voorziening aanwezig

- In de GIS-analyse is deze stap niet meegenomen (dus: nergens een compenserende voorziening aanwezig). In het ontwerp zijn in deelgebied 4a (bomen Industrieweg) en in deelgebied 4c (bomen Klooienberg) wel compenserende voorzieningen aanwezig. Hier is in de integrale beoordeling (zie hieronder) rekening mee gehouden.

Stap E.2.3: Compenserende voorziening voldoet

- Indien aanwezig (zie vorige stap) voldoet deze, omdat de compenserende voorziening daarop binnen dit dijkversterkingsproject ontworpen is.

Stap E.2.4.1: Controle kenmerken begroeiing

- Lage begroeiing (blijvend minder dan 5 m hoog) en met kleine stamdiameter (kleiner dan 0,15 m) heeft een verwaarloosbare bijdrage aan de overstromingskans. Deze stap is niet expliciet in de GIS-analyse meegenomen, omdat er vanuit gegaan is dat alle geïdentificeerde bomen binnen een periode van 10 tot 20 jaar (tot de volgende beoordelingsronde) dusdanig kunnen groeien dat ze wel invloed hebben.

Stap E.2.4.2: Locatie boom heeft invloed op de sterkte van de waterkering

- Deze stap is overgeslagen omdat aan geen enkele van de genoemde voorwaarden wordt voldaan.

Stap E.2.4.3: De scheefstand is kleiner of gelijk aan 15 graden

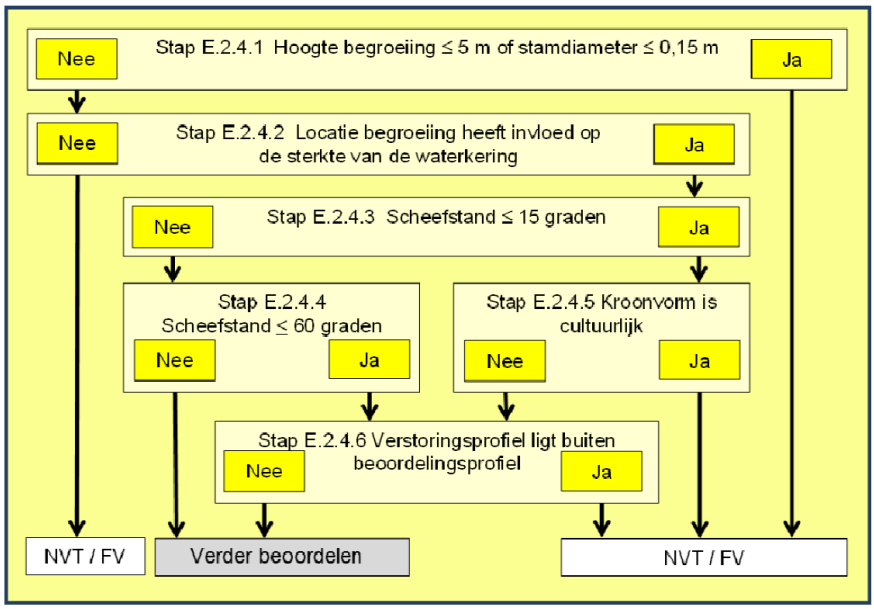
- Er is vooralsnog uitgegaan dat alle bomen aan deze voorwaarde voldoen, omdat er in dit stadium onvoldoende gegevens over de scheefstand bekend zijn. Dit is niet conservatief, maar voldoende nauwkeurig voor het VO.

Stap E.2.4.5: De kroonvorm is cultuurlijk

- Deze stap is overgeslagen omdat er momenteel geen gegevens bekend zijn over de kroonvorm.Uitgaan van een niet-cultuurlijke kroonvorm is conservatief.

Stap E.2.4.6: Het verstoringsprofiel ligt buiten beoordelingsprofiel

- Voor deze stap zijn per boom de afmetingen van een ontgrondingskuil bepaald. Hierbij is uitgegaan van tabel 25-3 en een grondwaterstand dieper dan 0,5 m onder maaiveld. De stamdiametercategorieën zijn dusdanig aangepast zodat er rekening is gehouden met groei de komende 10 à 20 jaar. Er is rekening gehouden met dat een ontgrondingskuil de volgende faalmechanismen beïnvloedt:
    - Macrostabiliteit (STBI en STBU); hiervoor zijn per deeltraject invloedzones bepaald;
    - Piping; bij deeltrajecten met bomen en zonder pipingmaatregel is beoordeeld of een ontgrondingskuil tot piping kan leiden. Dit geldt alleen voor deeltraject 4b waar met een ontgrondingskuil opbarsten kan optreden en zonder niet.
    - Grasbekleding (GEKB/GEBU): vanwege erosiebestendigheid wordt de kleibekleding 4 m voorbij de binnenteen doorgezet (op trajecten zonder binnenberm) en 2 m voorbij de buitenteen. Een ontgrondingskuil kan deze zones verstoren.




**Figuur 9-2 Detaillering Stap E.2.4 van eenvoudige toets begroeiing (NWObo)**

Binnen de GIS-analyse vormen de bovenstaande 3 beoordelingen binnen stap E.2.4.6 de beoordeling op waterveiligheid (NWObo). De beoordeling kon leiden tot twee uitkomsten (per boom):

- Te behouden (geen conflict met waterveiligheid)
- Potentieel te kappen (wel conflict met waterveiligheid)

Naast waterveiligheid zijn alle bomen rondom de dijkversterking nog op 3 andere aspecten beoordeeld in de GIS-analyse: vitaliteit na dijkversterking, beheer en realisatie. Deze beoordeling staat uitgebreid beschreven in de rapportage Bomen inventarisatie en conflict analyse [22]

### Resultaten

De resultaten van de GIS-analyse zijn gevisualiseerd in kaarten per deeltraject. Deze zijn opgenomen in de rapportage Bomen invenatarisatie en conflict analyse [22] die een bijlage vormt bij het Ontwerp Projectplan Waterwet (oPpWw). Vervolgens is er een integrale afweging gemaakt waarbij ook de status / kwaliteit van de bomen is meegewogen en er per boom / bomengroep is bepaald in welke van de drie categorieën deze valt:

1. Te behouden
2. Te kappen
3. Conflict, Uit een nadere beoordeling moet blijken of de boom/bomen toch behouden kunnen blijven. Deze nadere beoordeling wordt in ontwerploop 2 uitgevoerd.

### Heavescherm deeltraject 4b

De bomen langs deeltraject 4b zijn beoordeeld op het op het risico op piping in het geval van het omvallen van een van de bomen. Uit deze beoordeling is gebleken dat bij het ontstaan van een ontgrondingskuil het voorkomen van opbarsten niet meer kan worden uitgesloten. Uit de uitgevoerde GIS-analyse is gebleken dat de aanwezige kwelweglengte niet voldoet.

Omdat deze bomen in de integrale afweging zijn beoordeeld als ‘te behouden’, zijn maatregelen ontworpen. Om te voorkomen dat een doorgaande pipe ontstaat bij het omvallen van een boom is een heavescherm ontworpen. Dit is gedaan conform de methode beschreven in [23]. Een nadere uitwerking kan worden gevonden in [23].

Tussen dijkpaal 90,48 en 90,89 komt een heavescherm van 5,2 m lang met de onderkant op NAP -4,2 m.

## 9.3 Kabels en leidingen - NWOkl

### Methode

Voor de beoordeling van kabels en leidingen wordt onderscheid gemaakt tussen kabels en leidingen aangelegd conform de Pijpleidingcode (1972) of de daaruit ontstane NEN3650/3651 serie en kabels en leidingen die zijn aangelegd vóór 1972.

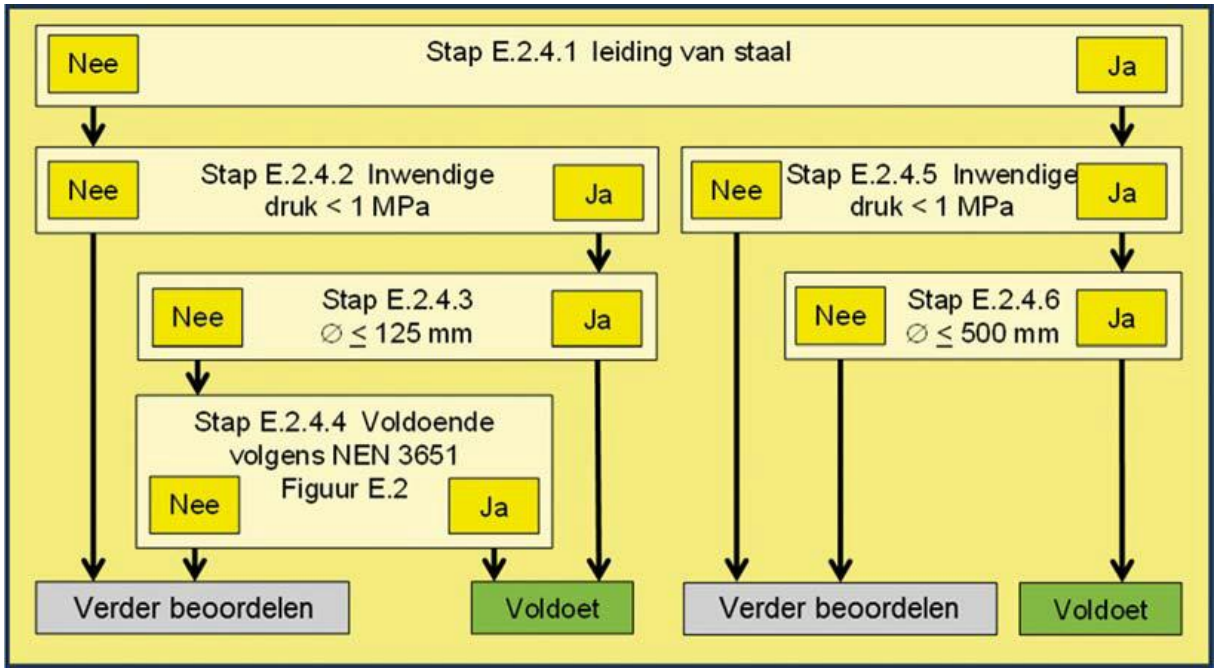
### Leidingen ontworpen voor 1972

Voor de beoordeling van leidingen van voor 1972 zijn rekenmethoden en beoordelingsgrafieken te vinden in NEN 3651 (NEN, 2012), bijlage E. Daar waar nodig voor de eenvoudige, de gedetailleerde toets en de toets op maat zijn dan ook verwijzingen opgenomen.

De eenvoudige toets van kabels en leidingen vindt plaats volgens het schema in figuur 25-1 van Bijlage III [11]. Een uitzondering wordt gemaakt voor:

- Kabels. De invloed van kabels op de veiligheid van waterkeringen wordt verwaarloosbaar geacht. Kabels hoeven daarom niet te worden beoordeeld. De mantelbuizen waarin de kabel of kabelbundels zijn gelegd, dienen wel te worden beoordeeld als leiding.
- Oude pijpleidingen die niet meer in gebruik zijn. Nagegaan moet worden of zij uit de waterkering zijn verwijderd, dan wel zijn dichtgezet met cement-klei of cement-bentoniet en niet meer van invloed zijn op het waterkerende vermogen. In dat geval kunnen zij buiten beschouwing worden gelaten. Indien zij nog aanwezig zijn en niet afgedicht, dan dienen zij wel te worden beoordeeld als leiding.
- Leidingen gelegd door horizontaal gestuurde boringen (HDD). De eenvoudige toets van HDD leidingen gaat niet verder dan Stap E.2.1. Daarbij moet worden nagegaan of het intree- en uittreepunt buiten de invloedszone (beschermingszone A) van de waterkering ligt, is de bijdrage van het toetsspoor NWOkl aan de overstromingskans van de waterkering verwaarloosbaar. Indien niet wordt voldaan, kan op basis van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld.
- Hogedruk (>10 bar) leidingen. Stap E.2.4 is niet van toepassing voor hoge druk leidingen. Voor hogedruk leidingen is alleen een gedetailleerde toets beschreven.

Voor leidingen waarbij de verstoringszone binnen de stabiliteitszone ligt wordt onderstaande figuur uit Bijlage III [11] gehanteerd om te bepalen of een leiding al dan niet voldoet.




**Stap E.2.4.1 Leiding van staal.**
Als het leidingmateriaal staal is, dient de beoordeling door te gaan met Stap E.2.4.5. Als het een niet-stalen lagedruk leiding betreft, dient de beoordeling door te gaan met Stap E.2.4.2.

**Stap E.2.4.2 Niet-stalen lagedruk-leiding.**
Als de leiding een lagedruk-leiding is, met andere woorden als de bedrijfsdruk kleiner is dan 1 MPa (=10 Bar), dan dient de beoordeling door te gaan met Stap 2.4.3. Als het een hogedruk-leiding betreft, kan op grond van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld.

**Stap E.2.4.3 Leidingdiameter kleiner of gelijk aan 125 mm.**
Als de lagedruk-leiding een diameter heeft kleiner of gelijk aan 125 mm, dan is de bijdrage van het toetsspoor NWOkl aan de overstromingskans van de waterkering verwaarloosbaar. Als de leidingdiameter groter is dan 125 mm, dient de beoordeling door te gaan met Stap 2.4.4.

**Stap E.2.4.4 Voldoende volgens NEN 3651 figuur E.2.**
Als de lagedruk-leiding met een diameter groter dan 125 mm voldoende scoort volgens figuur E.2 van 3651 (NEN, 2012), dan is de bijdrage van het toetsspoor NWOkl aan de overstromingskans van de Figuur 25-7 Detaillering Stap E.2.4 van eenvoudige toets NWO kabels en leidingen (NWOkl) waterkering verwaarloosbaar. Anders kan op grond van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld.

**Stap E.2.4.5 Stalen lagedruk-leiding.**
Als de stalen leiding een lagedruk-leiding is, met andere woorden als de bedrijfsdruk kleiner is dan 1 MPa (= 10 Bar), dan dient de beoordeling door te gaan met Stap E.2.4.6. Als de stalen leiding een hogedruk-leiding betreft, kan op grond van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld.

**Stap E.2.4.6 Leidingdiameter kleiner of gelijk aan 500 mm.**

Als de stalen lagedruk-leiding een diameter heeft kleiner of gelijk aan 500 mm, dan is de bijdrage van het toetsspoor NWOkl aan de overstromingskans van de waterkering verwaarloosbaar. Als de leidingdiameter groter is dan 500 mm, kan op grond van de eenvoudige toets geen oordeel worden geveld.

Voor alle relevante leidingen is de eenvoudige toets uitgevoerd voor de huidige situatie (dus zonder versterking) en zijn de resultaten opgenomen in iGIM. In de overzichtstabel in Bijlage 19 is dit resultaat per leiding opgenomen.

### Leidingen ontworpen na 1972

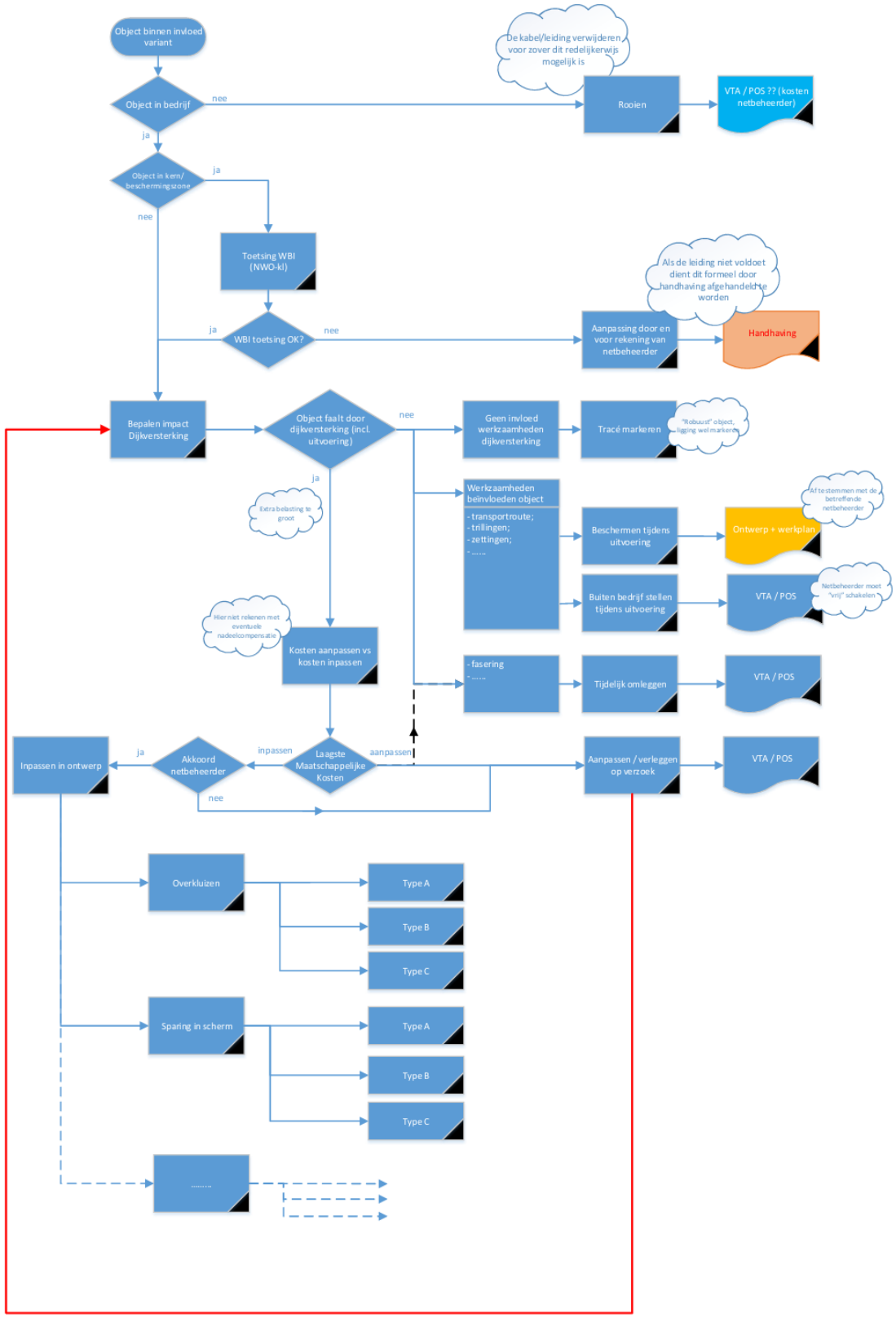
Leidingen die ontworpen zijn of ontworpen konden worden conform de Pijpleidingcode 1972 of latere NEN3650-serie, dient de beoordeling plaats te vinden, door controle van de uitgangspunten van de oorspronkelijke berekening of dient de leiding (her)berekend te worden. Bij de doorontwikkeling van de sterkteberekeningsmethodieken (beschreven in de Pijpleidingcode en latere NEN3650-serie) is er rekening gehouden met het feit, dat leidingen berekend met eerdere versies ook qua sterkte nog steeds voldoen bij berekening van de sterkte conform nieuwere versies van de NEN3650-serie. Als gevolg van dit principe kan daarom worden volstaan met controle van de uitgangspunten van de (toenmalige) berekening te vergelijken met de huidige beheersuitgangspunten en de staat van onderhoud van de leiding.

### Vervolg methode

Afhankelijk van de toetsresultaten van de leiding in de huidige situatie is beoordeeld of de leiding verlegd moet worden of ingepast kan worden in het ontwerp. Daar waar verwacht wordt dat (kruisende) kabels / leidingen extra belastingen door de dijkversterking niet kunnen opnemen, zijn overkluizingsconstructies voorzien.
De gehele beoordelings- en afwegingsmethode is opgenomen in een beslisboom (DocID 1804499-01165). Een afdruk daarvan is opgenomen in Figuur 9-3.

### Resultaten

Er zijn 530 relevante kabels en leidingen geïdentificeerd. Het complete overzicht inclusief resultaat eenvoudige toets en advies is te vinden in Bijlage 19.




**Figuur 9-3: Beslisboom aanpassen / verleggen kabels & leidingen (DocID 1804499-01165)**

### COGAS-leidingen (deeltraject 4b)

Binnen deeltraject 4b kruisen twee leidingen (rond 250mm) van COGAS de waterkering. Deze leidingen zijn in 2012 aangelegd boven de destijds geldende dijktafelhoogte en dus buiten het leggerprofiel. De kruinhoogte van de dijk is daardoor lokaal hoger dan NAP +4,0 m. Het geldend HBN voor deze locatie (deeltraject 4b) is ca. NAP +3,2 m. Daarmee volgt dat het grondlichaam voldoende hoog is en niet wordt aangepast binnen de dijkversterking. Mogelijk volgt enkel een aanpassing van de bekleding (toename dekking met maximaal 10 centimeter).

De leidingen liggen op een niveau (binnenkant onderkant buis) van NAP +2,75 m, daarmee ligt de leiding boven het hier geldende WBN van NAP +2,72 m, maar onder het nieuwe HBN van NAP +3,2 m en komt de leiding dus formeel in het leggerprofiel van de waterkering te liggen. Omdat dit strijdig is met de vergunningsvoorwaarden (kruising boven dijktafelhoogte), is deze leiding vanuit waterveiligheid beschouwd.

Op basis van een eenvoudige beschouwing volgt dat de leiding, nu deze in de kering komt te liggen, de waterveiligheid niet beïnvloedt. De leiding voldoet immers aan de gestelde eisen uit het WBI voor de relevante faalmechanismen piping en sterkte en stabiliteit:

- Piping: situatie voldoet op basis van de eenvoudige toetsregels aangezien onderkant van de leiding boven WBN ligt. Daarnaast is de leidingdiameter kleiner is dan 0,5m, waardoor de leiding überhaupt niet pipinggevoelig is. [15]
- Sterkte en stabiliteit: voldoet, want aangelegd/berekend cf NEN3650/51 conform de geldende eisen. De belastingen nemen niet toe: de maatgevende waterstand neemt wel toe ten opzichte van de destijds geldende MHW, maar dat geeft niet de maatgevende belasting. Maatgevend voor de bovenbelasting op de leiding is een verzadigd dijklichaam en die situatie wijzigt niet.

Daarnaast is ook nog een vervangende waterkering (damwandscherm in de kruin) aanwezig [21], wat de situatie extra robuust maakt.

De aanwezigheid van de leidingen heeft kortom geen impact op de waterveiligheid. Daarnaast heeft ook de dijkversterking geen tot nauwelijks impact op de leiding: de dijk hoeft niet verhoogd te worden en mogelijk hoeft enkel de bekleding aangepast te worden met een maximale toename van de dekking van 10 centimeter. Daarvan wordt ingeschat dat de leiding deze beperkte extra bovenbelasting kan weerstaan. De leiding is destijds aangelegd met als vergunningsvoorwaarde dat de leiding de waterkering boven dijktafelhoogte kruist. Nu het HBN hoger is, komt de leiding formeel in het dijkprofiel (leggerprofiel) te liggen, wat strijdig is met de vergunningsvoorwaarden. Echter, omdat de leiding geen veiligheidsrisico vormt voor de dijk en de dijkversterking niet in de weg ligt, is er geen reden om de leiding aan te passen.

## 9.4 Overige constructies - NWOoc (bestaand)

Op, in en naast waterkeringen bevinden zich diverse grote en minder grote objecten, die niet onder een voorgaande categorie vallen.

### Methode

De beoordeling van deze objecten kent een driedeling conform Bijlage III [11]:

- De beoordeling van grote objecten, zoals brugpijlers en aanlegsteigers geschiedt, waar mogelijk, volgens het toetsspoor NWObe voor bebouwing, zie voorgaande paragraaf 9.1.
- Objecten, zoals windmolens, waarvoor geen voorschriften beschikbaar zijn, worden beoordeeld op basis van een toets op maat.
- Kleine objecten zoals taludtrappen, banken, verkeersborden en verkeerslichten, afrasteringen, dijkpalen, lichtmasten en vuilnisbakken worden niet apart beoordeeld.

De werkwijze is als volgt:

- Stap 1: in een eerste schifting worden alle objecten geselecteerd die een mogelijk raakvlak hebben met (het ontwerp van) de waterkering. Dit houdt in; alle objecten die binnen 10 m van de rand van het ontwerp vallen, worden geselecteerd. Hierbij is gebruik gemaakt van de BGT.
- Stap 2: vervolgens is beschouwd in welke 'beoordelingscategorie' het object valt
- Stap 3: het object wordt beoordeeld in het betreffende beoordelingskader (cf. NWObe, een toets op maat, of in de categorie FV/NVT).

### Resultaten

In de BGT wordt onderscheidt gemaakt tussen verschillende categorieën objecten. Onderstaand is een overzicht gegeven van alle objecten die zijn aangetroffen binnen de invloedzone op basis van het BGT bestand.

**Tabel 9-3: Inventarisatie en beoordeling objecten op basis van BGT**

| Object | Aantal | Beoordeling |
|---|---|---|
| **Bomen** | 157 | Beoordeeld binnen spoor NWObo |
| **Drempels** | 2 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Brievenbus** | 2 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Fietsklem** | 1 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Lichtmasten** | 142 met 1 uithouder<br>9 met 2 uithouders | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Afvalbakken** | 9 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Palen** | 2 x type 1<br>225 x type 2 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Stootbanden** | 63 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Straatpot** | 9 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Verkeersborden** | 103 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Vlaggenmasten** | 6 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Zitbank met leuning** | 8 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Elektriciteitskast** | 19 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Hydrant** | 1 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Kolk** | 99 x trottoir<br>65 x straat | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Reclamezuil (Jachthaven Hanze)** | 1 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Put inspectie** | 62 | Invloed verwaarloosbaar. |
| **Putdekselhoogte** | 62 | Invloed verwaarloosbaar. |

Naast een inventarisatie middels de BGT is ook middels luchtfoto's gecontroleerd of er ook NWO's zijn die niet in de BGT zijn opgenomen. Uit deze controle is een aantal objecten naar voren gekomen.

Onderstaand overzicht geeft voor deze objecten, een inschatting van de impact van deze objecten en hoe met deze objecten om te gaan in ontwerploop 2.

- Remmingswerk haven Scania (deeltraject 1a)
    - De remmingswerken bestaan uit stalen buispalen met daaraan bevestigd een drijvende constructie. Gezien het beperkte oppervlak (kleiner dan 15 $m^2$) wordt de invloed van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar geacht.
- Reclamezuil Hornbach (deeltraject 2d)
    - De reclamezuil bij de Hornbach betreft een relatief grote zuil. De invloed van deze zuil op de faalkans van de waterkering kan worden beoordeeld zoals dit ook voor windmolens nabij waterkeringen wordt gedaan. Aanbevolen wordt dan ook om in ontwerploop 2 hier aandacht aan te besteden.
- Pompput fietstunnel (deeltraject 4a)
    - Het oppervlak van deze locatie is gering (kleiner dan 15$m^2$). De invloed van de pompput op de faalkans van de waterkering wordt daarom verwaarloosbaar geacht. Aanbevolen wordt wel om na te gaan wat het effect van het leegpompen van de verderop gelegen fietstunnel kan zijn.
- Brugpijlers van de diverse bruggen
    - Indien wordt aangenomen dat de brugpijlers zijn ontworpen conform de richtlijnen dan zijn ze ingedeeld in RC3 of CC3 van de NEN-EN 9997-1. De faalkans van deze brugpijlers is dan iets groter dan de faalkans van de waterkering. De invloed van het falen van deze brugpijlers op de faalkans van de waterkering lijkt daarmee verwaarloosbaar. Aanbevolen wordt om in ontwerploop 2 de veiligheidsfilosofie van de brugpijlers na te vragen.
- Oud brughoofd (deeltraject 2b)
    - Op basis van fotomateriaal bestaat oude brughoofd uit betonnen keerwanden. Aanbevolen wordt om in ontwerploop 2 dit middels visuele inspectie na te gaan. Een handboring gelegen tussen de wanden kan ook uitsluitsel geven over het opvulmateriaal van het brughoofd. Omdat nu geen sterkte kan worden ontleend aan dit object is in het VO rekening gehouden met een scherm achter het brughoofd.
- Frankhuizer Zijl (deeltraject 2b)
    - De restanten van dit (ondergronds gelegen) zijl zouden kunnen worden beoordeeld als waterkerend kunstwerk. De faalmechanismen waarop dit object beoordeeld moet worden, zijn piping (kunstwerk) en sterkte en stabiliteit kunstwerk. Gezien het beperkte verval over het kunstwerk wordt verwacht dat het zijl voldoet op het faalmechanisme piping. Voor sterkte en stabiliteit zijn twee oplossingsrichtingen voor de hand liggend: een compenserende voorziening (damwand) aanbrengen of het zijl vullen (bijvoorbeeld met grond of klei) zodat deze niet meer kan instorten. In het VO is rekening gehouden met het opvullen van het zijl met klei. Hiermee is de bijdrage aan de faalkans verwaarloosbaar. De exacte oplossing wordt in ontwerploop 2 verder uitgewerkt.

### Conclusies

Op basis van de BGT is een inventarisatie gemaakt van de mogelijk NWOoc binnen de invloedszone van de waterkering. De gevonden objecten zijn op categoriebasis beoordeeld. Van alle gevonden categorieën, met uitzondering van de bomen, wordt de invloed van de NWO's op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar geacht. De bomen zijn apart beoordeeld in paragraaf 9.2. Daarnaast is

op basis van satellietfoto's gecontroleerd of er nog andere objecten zijn die buiten de BGT en de normale bebouwing vallen.

**Aandachtspunten DO**

- Een aantal objecten vormen een raakvlak met kabels en leidingen, dit moet worden afgestemd.
- Een aantal objecten heeft geen definitief oordeel gekregen. Deze locaties worden in de DO-fase nader beschouwd. Het betreft:
    - Reclamezuil Hornbach
    - Pompput fietstunnel
    - Brugpijlers
    - Oud brughoofd (deeltraject 2b)

## 9.5 Overige constructies - NWOoc (nieuw)

Binnen de dijkversterkingen worden voor 5 kruisende kabels en/of leidingen overkluizingsconstructies (ontlastconstructies) gerealiseerd. Deze overkluizingen voorkomen dat de bovenbelasting op kabels en leidingen toeneemt als gevolg van het verhogen van de dijk. Deze overkluizingen worden in ontwerploop 2 ontworpen, maar binnen deze ontwerploop is al wel beschouwd op welke wijze deze constructies de waterveiligheid nadelig kunnen beïnvloeden.

- OBJ-00135-Overkluizing 01 - Spooldersluis – rioolpersleiding: 3 meter breed
- OBJ-00136-Overkluizing 02 - Russenweg - 2x waterleiding + MS kabel: 6 meter breed
- OBJ-00137-Overkluizing 03 - Russenweg - gasleidingen: 6 meter breed
- OBJ-00138-Overkluizing 04 - nabij Spoorbrug over kanaal - MS kabels Tennet: 6 meter breed
- OBJ-00139-Overkluizing 05 - Blaloweg - Gasunie / 2x Water / 2x HD Gas Enexis / 1x persriool Zwolle: 6 meter breed

De overkluizingen bestaan grofweg uit een betonnen plaat dat wordt ondersteund door twee damwanden. Deze damwanden komen haaks op de kering te staan (parallel aan de leiding(en)/kabel(s).

Deze overkluizingen worden dusdanig ontworpen dat deze de stabiliteit van de waterkering niet nadelig beïnvloeden (nader aan te tonen in ontwerploop 2). Dat maakt dat met name piping een aandachtspunt is, aangezien onder de gefundeerde plaat een zettingsspleet kan ontstaan, waardoor de weerstand tegen piping significant afneemt. Afhankelijk van het ontwerp van de overkluizingsconstructie worden maatregelen in het ontwerp meegenomen om piping te voorkomen. Vanuit de pipinganalyse voor het dijkenspoor volgt dat enkel ter plaatse van OBJ-00138-Overkluizing 04 de deklaag opbarst. De uitwerking van de maatregelen ter voorkoming voor piping zijn onderdeel van het ontwerp van deze overkluizingsconstructie in ontwerploop 2.

# 10. Samenvatting VO

In bovenstaande hoofdstukken is per faalmechanisme de onderbouwing t.a.v. waterveiligheid van de KV's toegelicht. In dit hoofdstuk zijn de gekozen oplossingen in het voorlopig ontwerp (VO) per deeltraject per faalmechanisme samengevat. In Tabel 10-1 t/m Tabel 10-15 is het VO samengevat. Voor de gedetailleerde toelichting wordt verwezen naar de desbetreffende hoofdstukken.
In paragraaf 10.2 staat een samenvatting per dwarsprofiel.

## 10.1 Samenvatting per deeltraject

**Tabel 10-1 Deeltraject 1a (dp 53-46,70 – dp 53- 48,00)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | Groene dijk | Ophoging 0,8 m tot NAP+3,3m | |
| | Keermuur Scania (dwp 10 +11) | Keermuur tot NAP+3,4m | OBJ-00142 + OBJ-0199<br>ca. 0,1 m hoger dan groene dijk i.v.m. deels verticale wand |
| | Parkeerterrein Scania (dwp 12) | Ophoging 1,0 m tot NAP+3,2m | ca. 0,1 m lager dan groene dijk i.v.m. flauw buitentalud (1v:20h) |
| | Russenweg (wand; dwp 13) | Keermuur tot NAP+3,4m (max. ophoging ca. 1,0 m); PPN ca. NAP-4m of lager i.v.m. zettingsvrije fundatie | OBJ-00198<br>ca. 0,1 m hoger dan groene dijk i.v.m. deels verticale wand |
| **STBI** | Groene dijk | Talud 1v:3h | |
| | Keermuur Scania | Lengte / inbedding wand i.v.m. grondkerende functie te bepalen in DO | OBJ-00142 + OBJ-0199 |
| | Parkeerterrein Scania | Talud ca. 1v:20h | In verband met inpassing |
| **STBU** | Groene dijk | Talud 1v:3h + damwand kanaalzijde | OBJ-00140 |
| | Keermuur Scania | Planklengte 18,5 m i.v.m. restprofiel buitenzijde (havenbodem NAP-5,6m) | OBJ-00142 |
| | Parkeerterrein Scania | Talud ca. 1v:20h | In verband met inpassing |
| | Russenweg (wand; dwp 13) | Wand/constructie tot minimaal ca. NAP -4 m i.v.m. zettingsvrij | OBJ-00198 |
| **STPH** | dp 46,87-47,08 | Heavescherm L3,3 m, onderkant (PPN) op NAP -1 m | OBJ-00179 |
| | dp 47,45-47,56 | Heavescherm L1,5 m, PPN minimaal op NAP 0 m | OBJ-00142 + OBJ-0199 |
| | dp 47,95-48,0 | Opvullen kopsloot voor 60 m. | |
| **Langsconstructies *** | Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 1 | Vervangen, nieuwe damwand AZ 18-700 (L ca. 12,5 m, verankerd) | OBJ-00140 |

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| | Damwand onder brug | Huidige damwand voldoet vermoedelijk, nog niet getoetst. | Toets of huidige damwand behouden kan blijven in DO-fase |
| | Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 2 | Vervangen, nieuwe damwand AZ 18-700 (L ca. 12,5 m, verankerd) | OBJ-00140 |
| | Opslagplaats sluisdeuren | Vervangen, nieuwe damwand AZ 18-700 (L 13 m, verankerd) | OBJ-00176 |
| | Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 3 | Vervangen, nieuwe damwand AZ 18-700 (L ca. 12,5 m, verankerd) | OBJ-00140 |
| | Damwand haven Grote Voort/ haven Scania deel 2 | Ontwerp o.b.v. expert judgement. (AZ18-700, L 12,5 m, verankerd) | OBJ-00173 |
| | Wandconstructie 1a langs Scaniahaven | Ontwerp o.b.v. expert judgement. (AZ24-700, L 18,5 m, onverankerd) | OBJ-00142; bij ontwerp rekening gehouden met restprofiel tgv falen Damwand haven deel 1 |
| | Wandconstructie 1a langs transportroute Scania | Grondkering + piping; PPN NAP-3,60 t.b.v. zettingsvrije fundatie. | OBJ-00199 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bebouwing | Heavescherm Russenweg 18-24 (lengte ca. 9,5 m) | OBJ-00198 |

**Tabel 10-2 Deeltraject 1b (dp 53- 48,00 – dp 53- 48,25)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Keermuur tot NAP+3,5 m | OBJ-00051<br>ca. 0,1 m hoger dan groene dijk i.v.m. verticale wand |
| **STBI** | n.v.t. | Lengte / inbedding wand i.v.m. waterkerende functie te bepalen in DO | |
| **STBU** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **STPH** | n.v.t. | Heavescherm L1,0m met PPN op NAP+1,2m (Gebaseerd op hoofdstuk 7) | OBJ-00051 + 0BJ-00180 (bij KV4b) |
| **Langsconstructies** | Damwand haven Gasthuislanden/Katwolderhaven deel 1 (dp 53- 48,0 – 48,2) | Huidige damwand voldoet vermoedelijk, nog niet getoetst | |
| **Kunstwerken** | Coupure C&L 1 | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00047 |
| | Coupure C&L 1 | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00048 |
| | Coupure IJzerleeuw 1 | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00049 |
| **GABI** | n.v.t. | n.v.t. (keermuur) | |
| **GABU** | n.v.t. | n.v.t. (keermuur) | |
| **GEBU** | n.v.t. | n.v.t. (keermuur) | |
| **NWO's** | geen | | |

**Tabel 10-3 Deeltraject 2a, variant KV2 (dp 53- 48,2 – dp 53- 48,50)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Keermuur tot NAP+3,5 m | OBJ-00061 + OBJ-00145<br>ca. 0,1 m hoger dan groene dijk i.v.m. verticale wand |
| **STBI** | n.v.t. | Lengte / inbedding wand i.v.m. waterkerende functie te bepalen in DO | |
| **STBU** | n.v.t. | n.v.t | |
| **STPH** | Wandconstructie langs Katwolderweg (dp 48,25 – dp 48,3 | Heavescherm L1,0m met PPN op NAP+0,7m | OBJ-00061 |
| | Wandconstructie langs Gasthuisdijk (dp 48,3 – dp 48,5) | Heavescherm L4,5m met PPN op NAP -2,1m | OBJ-00145<br>Extra lengte ivm ontgrondingskuil waterleiding naast keerwand |
| **Langsconstructies** | Wandconstructie langs Katwolderweg (dp 48,25 – dp 48,3 | Waterkerend + piping; type n.t.b. in DO-fase | 0BJ-00061 |

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| | Wandconstructie langs Gasthuisdijk (dp 48,3 – dp 48,5) | Waterkerend + piping; type n.t.b. in DO-fase | OBJ-00145 |
| **Kunstwerken** | Coupure IJzerleeuw 2 | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00058 |
| | Coupure IJzerleeuw 3 | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00059 |
| | Coupure Van der Kamp | Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00060 |
| **GABI** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **GABU** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **GEBU** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **NWO's** | Bomen | Nader te onderzoeken in DO-fase (lokale maatregelen) | |

**Tabel 10-4 Deeltraject 2a, variant KV4b (dp 53- 48,2 – dp 53- 48,50)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Verticale wand tot NAP+3,5 m | HBN geldt voor verticale constructie (kademuur) |
| **STBI** | n.v.t. | n.v.t | |
| **STBU** | n.v.t. | n.v.t | |
| **STPH** | n.v.t. | Heavescherm L1,0m met PPN op NAP +1,7m | OBJ-00061, OBJ-00145, OBJ-000150 |
| | | | |
| **Langsconstructies** | Damwand haven Gasthuislanden/ Katwolderhaven deel 2 | Waterkerend + piping; nieuw ontwerp met robuuste uitgangspunten (AZ19-700 16,5m lang verankerd) | 0BJ-00146 + 0BJ-00147 |
| | Damwand haven Gasthuislanden/ Katwolderhaven deel 1 (Van der Kamp) | Nieuw ontwerp o.b.v. D-Sheet berekening: / AZ36-700N (L 16,5 m) | OBJ-00148 Betreft zwaar belaste deel van kadeconstructie |
| | Damwand haven Gasthuislanden/ Katwolderhaven deel 1 (Van der Kamp) | Nieuw ontwerp o.b.v. D-Sheet berekening: / AZ24-700 (L 16,5 m) | OBJ-00181 Betreft licht belaste deel van kadeconstructie |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | | |
| **GABI** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **GABU** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **GEBU** | n.v.t. | n.v.t. geen grondoplossing | |
| **NWO's** | Bomen | Nader te onderzoeken in DO-fase (lokale maatregelen) | Betreft bomen tussen villa en Van der Kamp |

**Tabel 10-5 Deeltraject 2b (dp 53- 48,50 – dp 53- 48,84)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,5 m tot NAP+3,3m | |
| **STBI** | n.v.t. | Talud 1v:2,5h<br>Lokale maaiveldverhoging tot minimaal NAP +1,25 m i.v.m. opbarsten | |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:2,5h + damwand op waterlijn (NAP -0,30 m) | OBJ-00172 |
| **STPH** | n.v.t. | Lokale maaiveldverhoging tot NAP +1,25 m i.v.m. voorkomen opbarsten | Nader te onderzoeken in DO-fase |
| **Langsconstructies** | n.v.t. | Damwand Balkengat - AZ 18-700 lengte 8,0 m o.b.v. expert judgement | OBJ-00172 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bebouwing (Gasthuisdijk 44) | Pand Sensus Gasthuisdijk 44 | Nader te onderzoeken in DO-fase |
| | Bebouwing (pomgebouw Varo) | Inschatting o.b.v. expert judgement Heavescherm 11m lang 39m breed | OBJ-00210 |

**Tabel 10-6 Deeltraject 2c (dp 53- 48,84-dp 53- 49,0)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,95 m tot NAP+3,40m | OBJ-00072 (Damwand in de buitenkruin) |
| **STBI** | 48,96-49,0 | Grondkering + stabiliteitsscherm | OBJ-00157 (zie Grondkering Zandbergen) |
| **STBU** | n.v.t. | n.v.t. Talud 1v:3h | |
| **STPH** | Hm 48,8-48,95 | Heavescherm L3,6m met PPN op NAP -4 m | OBJ-00072 / OBJ-00154 |
| **Langsconstructies** | Damwand Varo deel 1 (buitendijks dp 53-48,84 – 48,89) | Ontwerp o.b.v. expert judgement, variant met verankering ook mogelijk (AZ24-700 15m lang) | OBJ-00156 |
| | Damwand Varo deel 2 (buitendijks dp 53-48,89 – 48,92) | Bestaande damwand voldoet | 15 |
| | Damwand Varo deel 3 (buitendijks (dp 53-48,92 – 49,00) | Bestaande damwand voldoet | 16 |
| | Grondkering Zandbergen | Ontwerp op o.b.v. expert judgement AZ 24-700 onverankerd lengte 11,5 m | OBJ-00157 |

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| | Damwand Zandbergen kruin | Zie hoogte | OBJ-000154, sluit aan op OBJ-00072 |
| **Kunstwerken** | Coupure VARO | Zie hoofdstuk 7 | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | geen | | |

**Tabel 10-7 Deeltraject 2d (dp 53- 49,0-dp 53- 49,28)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,7 m tot NAP+3,4m | |
| **STBI** | n.v.t. | Talud 1v:3h + stabiliteitsscherm | Bij aansluiting met Blaloweg geen stabiliteitsscherm nodig ivm hoog achterland. |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | Hm 49,0-49,23 | Heavescherm L3,0m met PPN op NAP -3,5 m | OBJ-00182 / OBJ-00157 dubbelfunctie met stabiliteit |
| | Overgang Blalobrug | Maatwerk | |
| **Langsconstructies** | Damwand Varo Hornbach (buitendijks dp 53- 49,0 – 49,29) | Ontwerp o.b.v. expert judgement, variant zonder verankering ook mogelijk (AZ18-700, L 12m, verankerd) | OBJ-00158 |
| | Stabiliteits- en heavescherm Hornbach | Ontwerp o.b.v. expert judgement, (AZ18-700, L 10m, onverankerd) | OBJ-00182 Dubbelfunctie met piping |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Overige objecten | Nader onderzoek in DO-fase | Betreft reclamezuil |

**Tabel 10-8 Deeltraject 3a (dp 53- 89,75-dp 53- 89,97)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,7 m tot NAP+3,3m | |
| **STBI** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **STBU** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **STPH** | Hm 89,75-89,91 | Geen opgave | Heavescherm, zie NWO |
| | Hm 89,91-89,97 | Overgang A28 Maatwerk | |
| **Langsconstructies** | Hm 89,69 – 89,92 | Nieuw ontwerp Plaxis (AZ18-700, L 12m, verankerd) | OBJ-00073 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bebouwing (pand Achmea) | Aanwezigheid parkeerkelder. Heavescherm 9,6 m lang | OBJ-00211 |

**Tabel 10-9 Deeltraject 3b (dp 53- 89,97-dp 53- 90,20)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | Hm 89,97-90,12 | Damwand tot hoogte NAP +3,4m | OBJ-00078 |
| | Hm 90,12-90,16 | Kruinhoogte NAP+2,90m | Zie Bijlage 22 |
| **STBI** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **STBU** | Hm 89,97-90,12 | n.v.t. (damwand) | |
| | Hm 90,12-90,16 | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | Hm 89,97-90,12 | Geen opgave | |
| | Hm 90,12-90,26 | Overgang Blalobrug Maatwerk | |
| **Langsconstructies** | Damwand Blaloweg-A28 | Nieuw ontwerp (AZ18-700, L 13 m, verankerd) | OBJ-00078 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABU** | Hm 90,12-90,16 | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | Hm 90,12-90,16 | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | n.v.t. | | |

**Tabel 10-10 Deeltraject 4a (dp 53- 90,20-dp 53- 90,52)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,4 m tot NAP+3,3m | |
| **STBI** | n.v.t. | Talud 1v:3h | Voor schermen zie NWO's |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | n.v.t. | Geen opgave | |
| **Langsconstructies** | Damwand haven Leenman | Bestaande damwand blijft behouden, nieuwe ankers bijplaatsen | Zie DWP 51 en 52 |
| **Kunstwerken** | Coupure Leenman 1 | Toepassen aanrijbeveiliging, Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00080 |
| | Coupure Leenman 2 | Toepassen aanrijbeveiliging, Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00081 |
| | Coupure Triferto | Toepassen aanrijbeveiliging, Zie hoofdstuk 7 | OBJ-00082 |
| **GABI** | | Kleibekleding 1,05 m | |
| **GABU** | | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bebouwing (industrieweg 33) | Compenserende maatregel (erosiescherm) L 4m, B 18m | OBJ-00215 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | Bomen | Compenserende maatregel (stabiliteits- en heavescherm); inschatting AZ28-700, L 12 m, onverankerd | OBJ-00161 |
| | Kabels en leidingen | Compenserende maatregel i.v.m. persleiding (stabiliteitsscherm); inschatting AZ28-700, L 12 m, onverankerd | OBJ-00207 |

**Tabel 10-11 Deeltraject 4b (dp 53- 90,52-dp 53- 90,92)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging 0,8 m tot NAP+3,5m | |
| **STBI** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | n.v.t. | Geen opgave | Heavescherm, zie NWO's |
| **Langsconstructies** | Damwand Margriethaven | Damwand voldoet | 25 en 26 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 1,05m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bomen | Compenserende maatregel (heavescherm 5,2 m met PPN op NAP -4,2m) | OBJ-00090 |
| | Bebouwing (Damwand Klooienberg 1) | Ontwerp o.b.v. expert judgement (AZ12-700, L 5 m, onverankerd) | OBJ-00191 |

**Tabel 10-12 Deeltraject 4c (dp 53- 90,92-dp 53- 91,40)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | Hm 90,92-90,97 | Waterkerende wand tot NAP +3,60 m | OBJ-00162 Dubbelfunctie t.b.v. bomen |
| | Hm 90,97-91,05 | Ophoging 0,4 m tot NAP+3,4m | |
| | Hm 91,05-91,40 | Ophoging 0,2 m tot NAP+3,2m | |
| **STBI** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | n.v.t. | Geen opgave | |
| **Langsconstructies** | Damwand Klooienberg 2 | Ontwerp o.b.v. expert judgement (AZ18-700, L 9 m) | OBJ-00162 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 1,10m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bomen | Compenserende maatregel (stabiliteitsscherm) | OBJ-00162 |

**Tabel 10-13 Deeltraject 4d (dp 53- 91,40-dp 53- 92,35)**

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | Hm 91,40-91,95 | Ophoging 0,5 m tot NAP+3,3m | |
| | Hm 91,95-92,35 | Ophoging 0,7 m tot NAP+3,5m | Overgang naar NAP+3.5 vindt plaats tussen hm91.95-hm92.19 |
| **STBI** | Zuid | Talud 1v:3h + Berm 7m (insteek op NAP +2,0 m) | |
| | Noord | Talud 1v:3h + stabiliteitsscherm | Zie langsconstructies |
| **STBU** | n.v.t. | Talud 1v:3h | |
| **STPH** | Hm 91,31-91,43 (overgang Twistvlietbrug) | Berm, lengte minimaal 4,0 m | Stabiliteits- en pipingberm |
| | Hm 91,43-91,82 | Heavescherm L4,0m met PPN op NAP -3,5 m | OBJ-00102 |
| | Hm 91,91-92,15 | Heavescherm L7,5m met PPN op NAP -6,5 m | OBJ-00164<br>Zie langsconstructies |
| | Hm 92,15-92,30 | Heavescherm L7,0m met PPN op NAP -6 m | OBJ-00164<br>Zie langsconstructies |
| **Langsconstructies** | Stabiliteitsscherm 4d noord | Ontwerp o.b.v. expert judgement, damwand binnentalud (AZ18-700, L 9 m, onverankerd) | OBJ-00164 |
| | Damwand jachthaven de Hanze | Ontwerp o.b.v. Plaxis (AZ18-700, L 12 m, onverankerd) | OBJ-00186 |
| | Damwand Zwolsch Watersportcentrum noord | Ontwerp o.b.v. expert judgement, damwand buitentalud (AZ18-700, L ca. 12 m, onverankerd) | OBJ-00185 |
| | Damwand Zwolsch Watersportcentrum zuid | Ontwerp o.b.v. expert judgement, damwand buitentalud (AZ18-700, L ca. 12 m, onverankerd) | OBJ-00184 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | Zuid | Kleibekleding 0,8 m | |
| | Noord | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet | |
| **NWO's** | Bebouwing (Holtenbroekerdijk 42) | Compenserende maatregel (erosiescherm) L 4m, B 42m | OBJ-00214 |
| | Bebouwing (Holtenbroekerdijk 42A) | Compenserende maatregel (erosiescherm) L 3m, B 38m | OBJ-00212 |
| | Bomen | Behoud nader te onderzoeken in DO-fase | Diverse bomen aan binnen- en buitenzijde van de dijk |

### Tabel 10-14 Deeltraject 5a (dp 53- 92,35-dp 53- 93,58)

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | Hm 92,35-93,00 | Ophoging 0,4 m tot NAP+3,5m | |
| | Hm 93,00- 93,45 | Ophoging 0,2 m tot NAP+3,3m | |
| **STBI** | n.v.t | Talud 1v:3h + stabiliteitsscherm | Zie langsconstructies |
| **STBU** | | Talud 1v:4h | |
| | Hm 92,87 | Talud 1v:3,5h | I.v.m. lokale inpassing |
| | Hm 93,23 | Talud 1v:3h | I.v.m. inpassing bij kolk |
| **STPH** | Hm 92,25-92,35 | Overgang Mastenbroekerbrug maatwerk | |
| | Hm 92,35-93,45 | Heavescherm L5,5m met PPN op NAP-4,5m | Zie langsconstructies / OBJ-00119 |
| **Langsconstructies** | Damwand kolk 5a (buitendijks) | Damwandtype nader te bepalen in DO-fase; L 9 m, onverankerd | OBJ-00167 |
| | Damwand DT5a zuid | Ontwerp o.b.v. expert judgement (AZ18-700, L 8 m, onverankerd) | OBJ-00166 |
| | Damwand DT5a noord | Ontwerp o.b.v. expert judgement (AZ18-700, L 9 m, onverankerd) | OBJ-00119 |
| **Kunstwerken** | n.v.t. | n.v.t. | |
| **GABI** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode | |
| **NWO's** | Bebouwing (Holtenbroekerdijk 100) | Compenserende maatregel (erosiescherm) L 4m, B 57m | OBJ-00213 |

### Tabel 10-15 Deeltraject 5b (dp 53- 94,25-dp 53- 95,32)

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| **Hoogte** | n.v.t. | Ophoging max. 0,4 m tot NAP+3,4m | |
| **STBI** | dp 53- 94,35 – 94,65 | Talud 1v:3,5h | |
| | dp 53- 94,65 – 94,75 | Talud 1v:3h buitenwaartse asverschuiving + berm 7m | |
| | dp 53- 94,75 – 94,95 | Talud 1v:3h + stabiliteitsscherm | Zie langsconstructies |
| | dp 53- 94,95 – 95,28 | Talud 1v:3h + berm 8m | |
| **STBU** | dp 53- 94,25 – 94,50 | Talud 1v:5h | |
| | dp 53- 94,50 – 94,95 | Talud 1v:3h | |
| | dp 53- 94,95 – 95,28 | Talud 1v:5h | |
| **STPH** | Hm 94,25-94,4 (gemaal) | Maatwerk | |
| | Hm 94,60-95,32 | Heavescherm L5,0m met PPN op NAP-4,0m | OBJ-00118 / OBJ-00171 |
| **Langsconstructies** | Damwand kolk 5b (binnendijks) | Bestaande damwanden verankeren | OBJ-00189 / OBJ-00190 |

| Faalmechanisme | Onderverdeling | Opgave | Objectcode / opmerking |
|---|---|---|---|
| | Damwand kolk 5b (binnendijks) | Ter plaatse van gemaal Westerveld nieuwe damwand | OBJ-00188 |
| | Damwand kolk 5b (buitendijks) | Nieuwe damwand, type in DO fase te bepalen | OBJ-00187 |
| | Hm 94,88 – 95,18 | Inschatting o b.v. expert judgement (AZ18-700, L 8,0 m, onverankerd) | OBJ-00169 |
| **Kunstwerken** | Gemaal Westerveld (dp 53- 94,31) | Voldoet niet op piping, zie hoofdstuk 7 | |
| **GABI** | Gemaal Westerveld | Kleibekleding 1,20 m | |
| | dp 53-94,4 - 53-94,68 | Kleibekleding 0,8 m | |
| | dp 53- 94,68 – 94,88 | Kleibekleding 0,8 m | |
| | dp 53- 94,88 – 95,18 | Kleibekleding 1,10 m | |
| | dp 53- 95,18 – 95,28 | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GABU** | n.v.t. | Kleibekleding 0,8 m | |
| **GEBU** | n.v.t. | Gesloten zode voldoet niet op een aantal strekkingen, benodigde kleilaagdikte te bepalen in DO-fase | |
| **NWO's** | Bomen: monumentale eik Brinkhoekweg | Noodzaak compenserende maatregelen te bepalen in DO-fase | |
| | Bomen: alluviale bosje | Compenserende maatregel: stabiliteitsscherm | OBJ-00169 |

## 10.2 Samenvatting per dwarsprofiel

In de tabel op de volgende pagina's is een samenvatting van de opgave en maatregelen per dwarsprofiel opgenomen. De dwarsprofielnummers verwijzen naar de VO-dwarsprofieltekeningen van het Technisch Ontwerp.

**Tabel 10-16 Samenvatting opgave en maatregelen per dwarsprofiel**

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave: HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 01 | 1a-Scania | | | | | | x | | | Hoogte: n.v.t.<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 02 | 1a-Scania | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,54m naar NAP+3.30m<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 03 | 1a-Scania | | x | x | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,50m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00176, opslagplaats sluisdeuren)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 04 – 05 | 1a-Scania | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,52m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: Heavescherm, PPN -1 m NAP (OBJ-000179)<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 06 – 07 | 1a-Scania | | x | x | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,52m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 08 – 09 | 1a-Scania | | x | x | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,30m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 10 | 1a-Haven | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00142)<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: Waterkerende constructie tbv restprofiel (OBJ-00142)<br>STPH: Heavescherm, PPN min -0,7 m NAP (OBJ-00142)<br>NWO: | 1804499-00950<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1021-VO-DWP |
| 11 | 1a-Haven | | x | | | x | | | | Hoogte: Grondkerende constructie NAP+3.43m (OBJ-00199)<br>STBI: Grondkerende constructie NAP+3.43m (OBJ-00199)<br>STBU: Talud flauwer dan 1v:10h<br>STPH: Heavescherm, PPN -0,7 m NAP (OBJ-00199)<br>NWO: | 1804499-00951<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1022-VO-DWP |
| 12 | 1a-Haven | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,30m naar NAP+3.20m<br>STBI: Talud flauwer dan 1v:10h<br>STBU: Talud flauwer dan 1v:10h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00951<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1022-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 13 | 1a-Haven | | x | x | x | | | | | Hoogte: Grondkerende constructie NAP+3.40m<br>STBI: Keerwand 1a Russenweg langs Leeuwbouw (OBJ-00196)<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00173 Damwand 1a ligplaats Rederij Keur)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00951<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1022-VO-DWP |
| 14 | 1a-Haven | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,65m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00173 Damwand 1a ligplaats Rederij Keur)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00951<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1022-VO-DWP |
| 15 | 1a-Noord | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+1,86m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00951<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1022-VO-DWP |
| 16 - 18 | 1a-Noord | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+232m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00140, damwand 1a langs Zwolle-IJsselkanaal<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 19 - 20 | 1b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00051 Wandconstructie 1b)<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: n.v.t.<br>STPH: Heavescherm, PPN +1.9 m NAP<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |
| 21 | 2a | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00061 Wandconstructie 2a Langs Katwolderweg)<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: n.v.t.<br>STPH: Heavescherm, PPN -1.8 m NAP<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |
| 22 – 23 | 2a | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00145 Wandconstructie 2a Langs Gasthuisdijk)<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: n.v.t.<br>STPH: Heavescherm, PPN -1.8 m NAP<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |
| 24 | 2a | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00145 Wandconstructie 2a Langs Gasthuisdijk)<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: n.v.t.<br>STPH: Heavescherm, PPN -1.8 m NAP<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 25 | 2b | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.81m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:2,5h (i.v.m. beperkte kerende hoogte)<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00172 Damwand 2b Balkengat)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00952<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1023-VO-DWP |
| 26 | 2b | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.90m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:2,5h (i.v.m. beperkte kerende hoogte)<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00172 Damwand 2b Balkengat)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |
| 27 | 2b | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,97m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:2.5h ; achterland ophogen tot NAP +1,25m ivm opbarsten<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00172 Damwand 2b Balkengat)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |
| 28 | 2b | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,90m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:2,5h (i.v.m. beperkte kerende hoogte)<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00172 Damwand 2b Balkengat)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 29 | 2b | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,80m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:2,5h (i.v.m. beperkte kerende hoogte)<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00172 Damwand 2b Balkengat)<br>STPH: -<br>NWO: Heavescherm Pompgebouw Varo (OBJ-00210) | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |
| 30 – 31 | 2c | | x | | x | x | x | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00072 Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo)<br>STBI: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00072 Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo)<br>STBU: Talud 1v:2,5h Kadeconstructie (OBJ-00156 Damwand 2c (betreft vervanging) waterzijde)<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |
| 32 – 33 | 2c | | x | | x | x | x | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00072 Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo)<br>STBI: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00072 Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo)<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |
| 34 | 2c | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.40m (OBJ-00072 Nieuwe keerwand 2c langs keerwand tankput Varo)<br>STBI: Talud 1v:3h, grondkerend stabiliteitsscherm (OBJ-00157)<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00953<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1024-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave: HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 | 2d | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,36m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h, grondkerend stabiliteitsscherm (OBJ-00157)<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00158 Damwand 2d)<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.1 m NAP<br>NWO: | |
| 36 – 38 | 2d | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.44m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00182 Piping en stabiliteitsmaatregel 2d langs terrein Hornbach)<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00158 Damwand 2d)<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00954<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1025-VO-DWP |
| 39 | 2d | | x | | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.74m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00158 Damwand 2d)<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00954<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1025-VO-DWP |
| 40 | 3a | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.39 naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00073 Damwand 3a langs Zwarte water)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00954<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1025-VO-DWP |
| 41 – 43 | 3a | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.60m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00073 Damwand 3a langs Zwarte water)<br>STPH: -<br>NWO: Achmea OBJ-00211 heavescherm | 1804499-00954<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1025-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 44 – 45 | 3a | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.58m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h, kadeconstructie verankerd (OBJ-00073 Damwand 3a langs Zwarte water)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00954<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1025-VO-DWP |
| 46 – 48 | 3b | | x | | x | | | | | Hoogte: Kadeconstructie NAP+3.40m verankerd (OBJ-00078 Damwand 3b)<br>STBI: Kadeconstructie verankerd (OBJ-00078 Damwand 3b)<br>STBU: Kadeconstructie verankerd (OBJ-00078 Damwand 3b)<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |
| 49 | 3b | | | | x | | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: n.v.t.<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |
| 50 | 4a | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.76m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00207 Stabiliteitsmaatregel 4a tbv persleiding en riool langs fietstunnel)<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 51 – 52 | 4a | | x | | x | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.72m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00161 Damwand 4a Langs Industrieweg (stabiliteit))<br>STBU: Talud 1v:3h, extra verankering bestaande damwand<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |
| 53 | 4a | | x | | | | x | | x | Hoogte: Ophogen van NAP+2.86m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00161 Damwand 4a Langs Industrieweg (stabiliteit))<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: Erosiescherm t.b.v. NWO Industrieweg 33 (ZLE00H 01053/OBJ-00215) | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |
| 54 | 4a | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,50m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00161 Damwand 4a Langs Industrieweg (stabiliteit))<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |
| 55 | 4b | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3,13m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: Heavescherm t.b.v. bomen OBJ-0090 | 1804499-00955<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1026-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 56 – 59 | 4b | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3,13m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: Heavescherm t.b.v. bomen OBJ-0090 | 1804499-00956<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1027-VO-DWP |
| 60 | 4b | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2,19m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00956<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1027-VO-DWP |
| 61 | 4b | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.95m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00956<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1027-VO-DWP |
| 62 | 4c | | x | | | | x | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.60 (OBJ-00191 Wandconstructie 4c Klooienberg)<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00956<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1027-VO-DWP |
| 63-64 | 4c | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.85m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 65 | 4c | | x | | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.23m naar NAP+3.20m<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00956<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1027-VO-DWP |
| 66 | 4c | | | | | | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: Talud 1v:3h<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00957<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1028-VO-DWP |
| 67 | 4d Zuid | | | x | | x | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Berm, lengte 4m<br>NWO: | 1804499-00957<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1028-VO-DWP |
| 68 | 4d Zuid | | x | | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.16m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00957<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1028-VO-DWP |
| 69 | 4d Zuid | | | | | x | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00184 Damwand 4d buitendijks Zwolsch Watersportcentrum Zuid 91.52)<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00957<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1028-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 70 | 4d Zuid | | x | | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.25m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm (OBJ-00185 Damwand 4d buitendijks Zwolsch Watersportcentrum Noord 91.65)<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00957<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1028-VO-DWP |
| 71 | 4d Zuid | | x | | | x | x | | x | Hoogte: Ophogen van NAP+3.26m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -3.5 m NAP<br>NWO: Stabiliteitsscherm t.b.v. NWO Holtenbroekerdijk 42 (OBJ-00214) | 1804499-00958<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1029-VO-DWP |
| 72 | 4d Zuid | | x | | | | x | | x | Hoogte: Ophogen van NAP+3.00m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: -<br>NWO: Stabiliteitsscherm t.b.v. NWO Holtenbroekerdijk 42a (OBJ-00212) | 1804499-00958<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1029-VO-DWP |
| 73 | 4d Zuid | | x | | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.00m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 7m, iinsteek NAP+2,0m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -6.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00958<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1029-VO-DWP |
| 74 | 4d Noord | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.00m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00164 Stabiliteitsmaatregel 4d noord)<br>STBU: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm(OBJ-00186 Damwand 4d Jachthaven De Hanze)<br>STPH: Heavescherm, PPN -6.5 m NAP<br>NWO: | |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 75 | 4d Noord | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.05m naar ca. NAP+3.35m (overgang tussen NAP+3.30 en NAP+3.50)<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00164 Stabiliteitsmaatregel 4d noord)<br>STBU: Talud 1v:3h, stabiliteitsscherm(OBJ-00186 Damwand 4d Jachthaven De Hanze)<br>STPH: Heavescherm, PPN -6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00958<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1029-VO-DWP |
| 76 – 78 | 4d Noord | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.73m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00164 Stabiliteitsmaatregel 4d noord)<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00959<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1030-VO-DWP |
| 79 | 5a Zuid | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.26m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00166 Stabiliteitsmaatregel 5a Zuid binnendijks)<br>STBU: Talud 1v:4h<br>STPH: Heavescherm, PPN -6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00959<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1030-VO-DWP |
| 80 – 84 | 5a Zuid | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.26m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00166 Stabiliteitsmaatregel 5a Zuid binnendijks)<br>STBU: Talud 1v:4h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00959<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1030-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 85 | 5a Zuid | | x | x | x | x | x | | x | Hoogte: Ophogen van NAP+2.98m naar NAP+3.50m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00166 Stabiliteitsmaatregel 5a Zuid binnendijks)<br>STBU: Talud 1v:4h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: Stabiliteitsscherm t.b.v. NWO Holtenbroekerdijk 100 (OBJ-00213) | 1804499-00959<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1030-VO-DWP |
| 86 | 5a Noord | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.16m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00119 Stabiliteitsmaatregel 5a Noord binnendijks)<br>STBU: Talud 1v:4h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |
| 87 | 5a Noord | | x | x | x | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.11m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00119 Stabiliteitsmaatregel 5a Noord binnendijks)<br>STBU: Stabiliteitscherm<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |
| 88 – 89 | 5a Noord | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.16m naar NAP+3.30m<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00119 Stabiliteitsmaatregel 5a Noord binnendijks)<br>STBU: Talud 1v:4h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| 90 | 5a Noord | | | x | | x | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: Talud 1v:3h, Stabiliteitsscherm (OBJ-00119 Stabiliteitsmaatregel 5a Noord binnendijks)<br>STBU: n.v.t.<br>STPH: Heavescherm, PPN -4.5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |
| 91 | 5b | | x | x | | | x | x | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.34m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3,5h, Grondkerende constructie (OBJ-00188)<br>STBU: Talud 1v:4h, Grondkerende constructie (OBJ-00187)<br>STPH: -<br>NWO:<br>KW: Gemaal Westerveld | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |
| 92 | 5b | | x | x | | | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.30m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3,5h + bestaande damwand verankeren (OBJ-00190 Verankering damwand 38; 5b binnendijks noord van gemaal)<br>STBU: Talud 1v:5h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |
| 93 – 95 | 5b | | | x | | | x | | | Hoogte: Geen hoogtetekort<br>STBI: Talud 1v:3,5h<br>STBU: Talud 1v:5h<br>STPH: -<br>NWO: | 1804499-00960<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1031-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 96 | 5b | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.08m naar NAP+3.40m<br>STBI: Buitenwaartse asverplaatsing, talud 1v:3h, berm 7m, insteek NAP+1.9m<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP (OBJ-00118)<br>NWO: | 1804499-00961<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1032-VO-DWP |
| 97 – 98 | 5b | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3.91m naar NAP+3.40m<br>STBI: Stab scherm (OBJ-00169 Stabiliteitsmaatregel 5b Noorderkolk-Alluviaal bos)<br>STBU: Talud 1v:3h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00961<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1032-VO-DWP |
| 99 | 5b | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+2.81m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 8m, insteek NAP+1.9m<br>STBU: Talud 1v:5h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00961<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1032-VO-DWP |
| 100 – 102 | 5b | | x | x | | x | x | | | Hoogte: Ophogen van NAP+3,12m naar NAP+3.40m<br>STBI: Talud 1v:3h, berm 8m, insteek NAP+1.9m<br>STBU: Talud 1v:5h<br>STPH: Heavescherm, PPN -4 m NAP<br>NWO: | 1804499-00961<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1032-VO-DWP |
| A | 2aKV4b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00147 Damwand 2a Katwolderhaven-IJzerleeuw (overkapping))<br>STBI:<br>STBU:<br>STPH: Heavescherm, PPN -2,6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00962<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1033-VO-DWP |

| Dwars-profiel | Deelgebied | Geldigheids-bereik (hm van – hm tot) | Opgave | | | | | | | Maatregelen | Tekeningnummer (Doc ID / Extra Doc ID) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | HT | STBI | STBU | STPH | Bekleding | Kunstwerken | NWO | | |
| D | 2aKV4b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00150 Wandconstructie 2a VanderKamp-ten Zweege)<br>STBI:<br>STBU:<br>STPH: Heavescherm, PPN -0,5 m NAP<br>NWO: | 1804499-00962<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1033-VO-DWP |
| E – F | 2aKV4b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00150 Wandconstructie 2a VanderKamp-ten Zweege)<br>STBI:<br>STBU:<br>STPH: Heavescherm, PPN -2,6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00962<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1033-VO-DWP |
| G | 2aKV4b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00181 Damwand 2a Katwolderhaven-VanderKamp (licht belast))<br>STBI:<br>STBU:<br>STPH: Heavescherm, PPN -2,6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00962<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1033-VO-DWP |
| H | 2aKV4b | | x | | | x | | | | Hoogte: Waterkerende constructie NAP+3.50m (OBJ-00148 Damwand 2a Katwolderhaven-VanderKamp)<br>STBI:<br>STBU:<br>STPH: Heavescherm, PPN -2,6 m NAP<br>NWO: | 1804499-00962<br>SDZ-GRK-VKV-00-DR-1033-VO-DWP |

# 11. Doorkijk DO-fase

Het voorliggende document betreft de waterveiligheidstechnische onderbouwing van het Voorlopig Ontwerp als resultaat van de VO-fase. Als gevolg van het voor het VO benodigde detailniveau zijn een aantal onderdelen nog niet volledig of in het geheel niet uitgewerkt. Het betreft hier onderdelen die binnen de vastgestelde dijkgeometrie en/of kosten van het VO kunnen worden verwerkt. Deze onderdelen worden in de DO-fase beschouwd of verder uitgewerkt. Hierbij wordt van grof naar fijn gewerkt. In bovenstaande hoofdstukken zijn aandachtspunten gegeven per faalmechanisme. Hieronder zijn de aandachtspunten samengevat.

**Hoogte**

- Verificatie HBN van verticale wanden die de benodigde kruinhoogte verzorgen, zoals in deeltraject 3b en lokaal in deeltraject 1a en 4c.
- Verificatie HBN's bij bijzondere overgangen zoals objecten op de kruin en het binnentalud.

**Macrostabiliteit**

- Update van de proevenverzameling sterkteparameters met het aanvullend laboratoriumonderzoek dat in de loop van 2020 beschikbaar is gekomen. Deze geupdate proevenverzameling is bruikbaar om lokale (inpassings)opgaven in de DO-fase uit te werken.
- Een mogelijke optimalisatie is om opbarsten fijnmaziger te beschouwen dan per deeltraject.

**Piping**

- De lengte van de heaveschermen (inheidiepte) kan worden geoptimaliseerd met numerieke grondwaterstromingsmodellen (zoals PLAXIS).
- Voor het heavecriterium is de standaardwaarde uit het OI aangehouden. Deze kan geoptimaliseerd worden met lokaal onderzoek. Dit kan leiden tot kortere heaveschermlengtes.

**Langsconstructies**

- Berekenen van langsconstructies conform PPL en PPE voor die locaties waar in de VO-fase een inschatting of verkennende berekening is gemaakt.
- Uitwerken en onderbouwen van de schematiseringsfactor.
- Nadere detaillering van binnendijkse stabiliteitsconstructies voor het scenario met golfoverslag.
- Controle van de verticale stabiliteit aan de hand van recente wijzigingen in de PPE en PPL.
- Nadere dimensionering van het ankerontwerp van verankerde damwanden.
- Controle zakkende grond op ankerstangen.
- Controle van de inbrengbaarheid van de damwanden.

**Bekleding**

- Nadere materialisatie ontwerp kleibekleding inclusief afstemming met de beheerorganisatie van WDODelta.
- Nadere uitwerking van de bekleding nabij gemaal Westerveld

- Nadere uitwerking van de locaties/strekkingen die niet voldoen met de standaard laagdikte (0,8 m) op het toetsspoor graserosie kruin en binnentalud (GEKB).
- Nadere uitwerking bij de locatie/strekking in deeltraject 5b die niet voldoet op graserosie buitentalud (GEBU).

**Niet-Waterkerende Objecten**

- Uitvoeren van een toets op maat bij locaties die onvoldoende zijn beoordeeld, inclusief nadere beoordeling van locaties waar momenteel onvoldoende informatie over beschikbaar is (bijv. schuur op Gasthuisdijk 25-25D).
- Controleren invloed buitendijks ontgrondingsprofiel op langsconstructies t.b.v. buitenwaartse stabiliteit
- Nadere beoordeling van bomen die mogelijk behouden kunnen blijven
- Nadere beoordeling van overige constructies die nog geen definitief oordeel hebben gekregen:
    - Reclamezuil Hornbach
    - Pompput fietstunnel
    - Oud bruggehoofd in deeltraject 2b/2c

# 12. Referenties


[1] Integratienota VO, Dijkteam Zwolle, 1804499-01024, 27-07-2020
[2] Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) Stadsdijken Zwolle, Dijkteam Zwolle, 1804499-00330, 7-10-2019
[3] Schematiseringshandleiding grasbekleding, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat ,28-11-2019
[4] KPR factsheet werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4, Kennisplatform Risicobenadering, 08-3-2018
[5] Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), 1-9-2004
[6] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat ,28-11-2019
[7] KPR factsheet omgang met buitenwaartse macrostabiliteit, Kennisplatform Risicobenadering, 15-3-2018
[8] Memo glijvlak binnenberm, Dijkteam Zwolle, 180499-01678, 4-9-2020
[9] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, versie OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017
[10] Memo achterloopsheid heaveschermen, Dijkteam Zwolle, 1804499-01556, 08-07-2020
[11] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017
[12] Schematiseringshandleiding microstabiliteit, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 28-11-2019
[13] Schematiseringshandleiding sterkte en stabiliteit kunstwerk, versie 2, ministerie van infrastructuur en waterstaat,12 december 2019
[14] Definitieve rapportage 1 veld- en laboratoriumonderzoek, kenmerk: R1800737-03, MOS Grondmechanica, 8-2-2019
[15] Schematiseringshandleiding piping kunstwerk, RWS, 28 november 2019
[16] Werkwijzer ontwerp waterkerende kunstwerken, groene versie 2018, RWS 1 november 2018
[17] Schematiseringshandleiding betrouwbaarheid sluiting kunstwerk, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 28-11-2019
[18] NEN3651-2012 bijlage 1: aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken, Nederlands Normalisatie-instituut, juni 2012
[19] Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen, Rijkswaterstaat, 1-11-2017
[20] Nadere analyse veiligheidsprobleem Zwolle, Waterschap Groot Salland, 26-9-2014
[21] Tekening Lengteprofielen tbv het aansluittracé tbv ketelhuis, dijkkruising Muziekwijk (tekeningnummer 10173-DV), Cogas Duurzaam, 25-02-2013
[22] Bomen inventarisatie en conflict analyse, Dijkteam Zwolle, 1804499-01619, 9-9-2020
[23] Memo heaveschemen 4B, Dijkteam Zwolle, op 01-09-2020 ingebracht door C. Riemslag in het DMT overleg, 01-09-2020

# Bijlage 1. TUN

Drents Overijsselse Delta
uw waterschap

Dijkteam ZWOLLE



# Stadsdijken Zwolle

## Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) Waterveiligheid

## Planuitwerkingsfase

1804499-00330

Dijkteam Zwolle is een samenwerking van: Drents Overijsselse Delta & Dura Vermeer & Ploegam, ondersteund door Tauw, Fugro en H+N+S+

# Colofon

| | |
|---|---|
| Opdrachtgever | Waterschap Drents Overijsselse Delta |
| Opdrachtnemer | Dijkteam Alliantie Zwolle |
| Documentnaam | Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) |
| Versie | 2.0 |
| Versie datum | 10-01-2020 |
| Status | Definitief |
| | |
| Werkpakket | 48 |
| Object | [Object] |
| Activiteittype | [Activiteittype] |

## Documenthistorie

| Versie | Datum | Opsteller | Toetser | Vrijgave | Omschrijving |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.1 | 19-7-2019 | L. de Gee<br>A.D. Pool<br>A. Weijenborg<br>P. Hopman<br>M. Hinborch | | | Eerste concept voor review WDOD (Bert Bijkerk, Jeroen Overman en Phillipe Schoonen) en interne review (Werner Halter, Nander van der Plicht, Rick Lormans) |
| 0.2 | 16-8-2019 | L. de Gee<br>A. Weijenborg<br>P. Hopman<br>M. Hinborch | | | Opmerkingen uit review v0.1 verwerkt |
| 0.3 | 16-9-2019 | L. de Gee<br>A.D. Pool | | | Opmerkingen WDOD en KPR op versie 0.2 verwerkt |
| 0.4 | 20-9-2019 | L. de Gee<br>A.D. Pool<br>A. Weijenborg | DMT | | Opmerkingen WDOD op versie 0.3 verwerkt. Versie ter vaststelling DMT |
| 0.5 | 26-9-2019 | A.D. Pool | DMT | | Finale versie ter review DMT voor vaststelling door Dijkteambestuur |
| 1.0 | 7-10-2019 | C.Riemslag<br>R. Lormans | DMT | DTB | Aanpassing nav bespreking in Dijkteambestuur d.d. 3-10-2019 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 10-01-2020 | C. Riemslag | DMT | DTB | Bijlage 9 herzien |

**Projectgegevens:**

Contactgegevens Opdrachtnemer:
Dijkzone Alliantie Zwolle
Combinatie Dura Vermeer - Ploegam
t.a.v. de heer R. Lormans
R.Lormans@duravermeer.nl
Bezoekadres: Taurusavenue 100, Hoofddorp
Postadres: Postbus 111, 2130 AC Hoofddorp

Contactgegevens Opdrachtgever:
Waterschap Drents Overijsselse Delta
t.a.v. de heer P. Staats
PeterStaats@wdodelta.nl
Bezoekadres: Dokter van Deenweg 186, 8025 BM Zwolle
Postadres: Postbus 60, 8000 AB Zwolle

Referentie Waterschap Drents Overijsselse Delta: HWBP Stadsdijken Zwolle
Kenmerk Waterschap Drents Overijsselse Delta: Z/18/016154-85369

Projectlocatie Stadsdijken Zwolle
Dokter van Deenweg 162-184
8025 BM Zwolle

**Controle / Vrijgave Dijkmanagementteam:**

| Opgesteld:<br>ir. A.D. Pool<br><br>Projectrol:<br>Sr. Waterveilig-heidsdeskundige | Gecontroleerd:<br>ir. C. Riemslag<br><br>Projectrol:<br>Technisch Manager Planuitwerkingsfase | Geautoriseerd:<br>R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | Geautoriseerd:<br>P. Staats<br><br>Projectrol:<br>Dijkteammanager |
|---|---|---|---|
| Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS |
| Datum: 17-01-2020 \| 09:57 CET | Datum: 17-01-2020 \| 14:21 CET | Datum: 17-01-2020 \| 14:30 CET | Datum: 20-01-2020 \| 14:44 CET |

**Controle / Vrijgave WDOD:**

| Gecontroleerd:<br>Jeroen Overman<br><br>Functie: | Gecontroleerd:<br>Philippe Schoonen<br><br>Functie: | Gecontroleerd:<br>Bert Bijkerk<br><br>Functie: |
|---|---|---|
| Paraaf: DS | Paraaf: DS | Paraaf: DS |
| Datum: 10-02-2020 \| 08:47 CET | Datum: 24-02-2020 \| 08:37 CET | Datum: 09-03-2020 \| 09:49 CET |

**Vrijgave Dijkteambestuur**

| Geautoriseerd:<br>Martin Egas<br><br>Functie:<br>Dijkteambestuur | Geautoriseerd:<br>David van Raalten<br><br>Functie:<br>Dijkteambestuur |
|---|---|
| Paraaf: DS | Paraaf: DS |
| Datum: 09-03-2020 \| 13:18 CET | Datum: 16-03-2020 \| 14:57 CET |

**Vrijgave Ambtelijk Opdrachtgever**

| Geautoriseerd:<br>E. de Kruijk<br><br>Functie:<br>Ambtelijk Opdrachtgever |
|---|
| Paraaf: DS |
| Datum: 27-03-2020 \| 08:22 CET |

# Inhoud


1. Inleiding ..... 8
   1.1 Achtergrond project ..... 8
   1.2 Projectdoelen ..... 8
   1.3 Werkwijze planuitwerkingsfase ..... 10
   1.4 Achtergrond en doel van deze Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) ..... 11
   1.5 Relatie met Integrale uitgangspuntennotitie ..... 11
   1.6 Leeswijzer ..... 12
2. Veiligheidsfilosofie en normering ..... 13
   2.1 Wettelijk kader ..... 13
   2.2 Normering ..... 14
   2.3 Faalkanseisen op doorsnedeniveau ..... 14
3. Ontwerprandvoorwaarden ..... 18
   3.1 Geografische scope planuitwerkingsfase ..... 18
   3.2 Zichtjaren ..... 19
   3.3 BGT/UGT ..... 20
   3.4 Beheerbaarheid ..... 20
   3.5 Detailniveau ..... 20
   3.6 Softwarelijst ..... 22
4. Hydraulische randvoorwaarden ..... 23
   4.1 Werkwijze afleiding HR ..... 23
   4.2 Klimaatscenario's ..... 24
   4.3 Hydraulische belastingen ..... 25
5. Geometrische uitgangspunten ..... 33
   5.1 Geometrie ..... 33
   5.2 Autonome bodemdaling ..... 33
6. Geotechnische uitgangspunten (STBI, STBU en piping) ..... 36
   6.1 Beschikbaar grondonderzoek ..... 36
   6.2 Bodemopbouw ..... 36
   6.3 Macrostabiliteit ..... 37
   6.4 Piping ..... 40
7. Geohydrologische uitgangspunten ..... 42
   7.1 Stijghoogte ..... 42
   7.2 Freatische lijn ..... 44

7.3 Polderpeilen ... 45
8. Kruinhoogte waterkering ... 46
9. Langsconstructies ... 47
9.1 Rekenmethodiek ... 47
9.2 Geotechnische parameters ... 48
9.3 Partiële factoren ... 48
9.4 Bodemopbouw, waterstanden en geometrie ... 49
9.5 Rekenfasering ... 50
9.6 Autonome bodemdaling, zakkende grond en verticaal draagvermogen ... 50
9.7 Vervormingen ... 51
9.8 Kademuren ... 51
10. Waterkerende kunstwerken ... 52
10.1 Ontwerpinstrumentarium kunstwerken ... 52
10.2 Faalkanseisen per faalmechanisme per kunstwerk ... 52
10.3 Belastingen ... 53
10.4 Overige uitgangspunten ... 53
11. NWO's ... 55
12. Grasbekleding ... 56
12.1 Zodekwaliteit ... 56
12.2 Grasbekledingen buitentalud ... 56
12.3 Grasbekledingen kruin en binnentalud ... 57
12.4 Objecten en overgangen ... 58
13. Lopende zaken en optimalisaties ... 59
14. Referenties ... 61

Bijlage 1. Projectgebied
Bijlage 2. Vaststellingsproces TUN
Bijlage 3. Verslag raakvlakoverleg WDOD
Bijlage 4. Basisspecificatie Dijk WDOD
Bijlage 5. Correspondentie meerpeilstijging
Bijlage 6. Resultaten GIS-analyse ondergrond onder grasbekleding
Bijlage 7. Factsheet optimalisatie freatische lijn
Bijlage 8. Analyse omgang voorland
Bijlage 9. Memo overslagdebiet

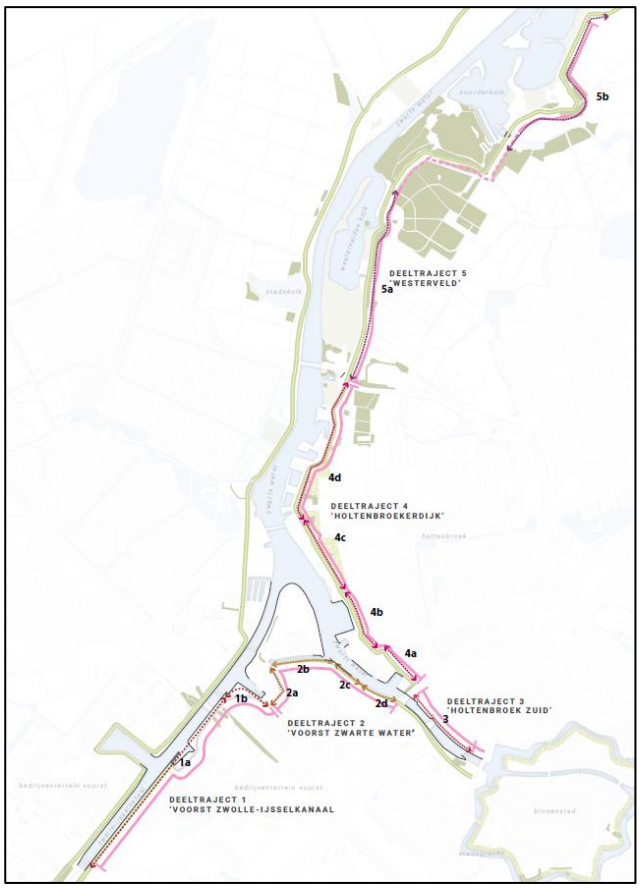
Bijlage 10. Locaties dwarsprofielen macrostabiliteit
Bijlage 11. Memo bodemdaling
Bijlage 12. Memo LCC-benadering zichtjaar
Bijlage 13. Bepaling karakteristieke waarde $d_{70}$
Bijlage 14. Indicatieve zettingsberekening kruin

# 1. Inleiding

## 1.1 Achtergrond project

De derde landelijke toetsronde heeft uitgewezen dat een groot deel van het traject Stadsdijken Zwolle (HWBP-projectnummer 15E) niet voldoet aan de in de Waterwet vastgelegde veiligheidsnorm. Het traject is daarom vervolgens opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Beheerder Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) heeft de opgave om de afgekeurde delen van het traject op orde te brengen. Daarvoor heeft WDODelta in 2014 en 2015 de preverkenning en in 2016 en 2017 de verkenningsfase voor dijkversterking Stadsdijken Zwolle doorlopen, met als resultaat een vastgesteld voorkeursalternatief (VKA). Nu bevindt het project zich aan het begin van de volgende fase: de planuitwerkingsfase.

Het traject binnen het HWBP-project Stadsdijken Zwolle omvat de waterkering aan de zuidoostzijde langs het Zwolle-IJsselkanaal, vanaf de Spooldersluis (hectometer 53-46.8), via keersluis Zwolle[1], tot aan hectometer 53-95.2+50m aan de oostzijde van het Zwarte Water nabij de Noorderkolk. Het traject is opgenomen in Figuur 1.1. Deze figuur is ook groot opgenomen in Bijlage 1.




**Figuur 1.1 Projectgebied met trajectindeling**

## 1.2 Projectdoelen

De opgave van Dijkteam Zwolle is het behalen van de hoofd- en afgeleide doelstellingen van het project Stadsdijken Zwolle:

Hoofddoelstelling:
*"Beheerste uitvoering van het Project in het kader van het HWBP, welke uitvoering gericht is op het minimaliseren van de (financiële) risico's en het maximaliseren van de voorspelbaarheid."*

[1] Het kunstwerk Keersluis Zwolle valt niet binnen de scope van dit project.

De afgeleide doelstellingen:

a. het Project voldoet aan de ***wettelijke veiligheidsnorm*** zoals vastgelegd in de Waterwet (normtraject 53-3) en is geaccepteerd door de afdeling beheer van WDODelta
b. het Project wordt ***binnen het budget*** gerealiseerd, waarbij Dijkteam Zwolle er maximaal op zal sturen dat in geval van overschrijding van het onder het HWBP gesubsidieerde bedrag, de financiële impact beperkt zal zijn tot maximaal 2% van de geraamde waarde van het Project.
c. interne en externe ***stakeholders kijken positief terug*** op het proces;
d. het Project moet ***uiterlijk in 2024 gerealiseerd*** zijn; en
e. waarborgen dat het Project op een ***duurzame*** en, voor alle betrokken natuurlijke en rechtspersonen, ***veilige en gezonde wijze*** tot stand komt, onderhouden wordt en gebruikt kan worden.

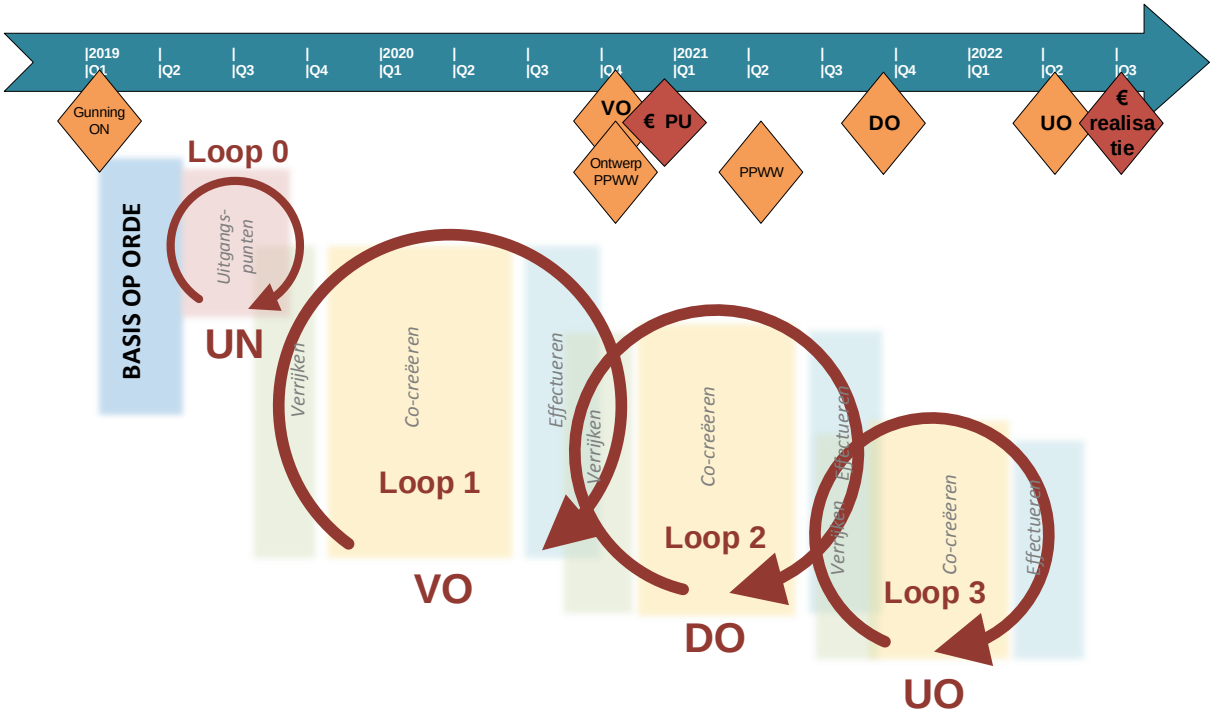
Het projectdoel specifiek voor de planuitwerkingsfase is als volgt geformuleerd:
*"Het mogelijk maken van een ongehinderde start en beheerste uitvoering van de dijkversterkingsopgave Stadsdijken Zwolle."*

Om dit doel te behalen, staan de volgende activiteiten centraal in de planuitwerkingsfase:

- aanvragen subsidie PU-fase;
- nemen van publiekrechtelijk besluit: projectplan Waterwet;
- een nadere ontwerpuitwerking tot Uitvoeringsgereed Ontwerp en afstemming met omgeving ten behoeve van dit besluit;
- voorbereiden van een beheerste realisatie met een kleine kans op forse overschrijdingen: uitvoeringsplan, conditionerende processen (kabels en leidingen, grondverwerving, etc.), opstellen contract(eisen), etc.
- aanvragen subsidie realisatiefase.

## 1.3 Werkwijze planuitwerkingsfase

Uitgangspunt voor het Dijkteam is een zichtbare en voorspelbare PU fase. In deze fase werkt het Dijkteam in drie ontwerploops getrechterd toe naar een uitvoeringsontwerp. In figuur 2.1 is een korte omschrijving opgenomen van deze drie ontwerploops en het primaire proces dat daarbij doorlopen wordt.




**Figuur 1.2 Projectgebied met trajectindeling**

*Ontwerploop 0 UN*
Doel van Ontwerploop 0 is een vastgestelde uitgangspuntennotitie (UN) op uiterlijk 1 oktober 2019, zodat we Ontwerploop 1 starten met vastgestelde uitgangspunten.

*Ontwerploop 1 VO*
In de eerste ontwerploop werken we toe naar een voorlopig ontwerp. Doel van deze loop is een ontwerp waarmee de hoofdprocedures doorlopen kunnen worden (Projectplan Waterwet, Vergunning Wet Natuurbescherming, Bestemmingsplan). Dit doen we aan de hand van een variantenstudie. Het einde van loop 1 vormt de start van de procedures.

*Ontwerploop 2 DO*
In de tweede ontwerploop werken we toe naar een definitief ontwerp. Doel van deze loop is het optimaliseren van het voorlopig ontwerp zodat eventuele nadelige effecten van de gekozen voorkeursvariant worden weggenomen (onder andere naar aanleiding van zienswijzen op het ontwerp-projectplan waterwet) en de onzekerheidsmarge richting de realisatiefase wordt verkleind.

*Ontwerploop 3 UO*
In de derde ontwerploop werken we toe naar een gedetailleerd uitvoeringsplan waarbij de SSK raming (P85) een bandbreedte kent van maximaal 1,02µ en waarmee we de realisatiefase in kunnen.

## 1.4 Achtergrond en doel van deze Technische Uitgangspunten Notitie (TUN)

Voordat we starten met het ontwerp, stellen we bij aanvang van iedere ontwerploop een Integrale Uitgangspuntennotitie op. Onder andere ruimtelijke uitgangspunten, klanteisen en de Technische Uitgangspunten (TUN) vormen samen de input voor de Integrale Uitgangspuntennotitie (Doc ID 1804499-00454). Dit document biedt een eenduidig en volledig ontwerpkader als startpunt van het ontwerpproces en komt tot stand door afstemming met de verschillende disciplines (en hun achterban) binnen het Dijkteam. Voorliggende Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) vormt een onderdeel van de Integrale Uitgangspuntennotitie.

Doel van deze TUN is de uitgangspunten voor de waterveiligheidsberekeningen vast te leggen waarmee de dijk aan de wettelijke veiligheidsnorm zal voldoen en daarmee een stabiele ontwerpscope voor ontwerploop 1 te genereren.
In ontwerploop 2 worden de uitgangspunten in deze TUN herijkt aan de hand van de dan geldende inzichten en wordt afgewogen of de betreffende inzichten nog meegenomen kunnen worden in ontwerploop 2 en of alle uitgangspunten uit ontwerploop 1 nog actueel zijn.

Ter borging van de kwaliteit van de te hanteren uitgangspunten wordt de TUN in eerste instantie voorgelegd aan specialisten van WDOD en worden kritische uitgangspunten (nieuwe inzichten) afgestemd met het KPR.

Daarnaast gelden de volgende aandachtspunten:

- Deze versie van het TUN bevat een klein aantal onderdelen die nog nadere uitwerking vragen. Indien dat het geval is, is dat expliciet vermeldt en is een procesbeschrijving opgenomen. Voor deze onderdelen geldt dat deze nadere uitwerking plaatst vindt binnen ontwerploop 1.
- Om de kwaliteit en de voorspelbaarheid van het ontwerpproces te borgen, wordt er alleen ontworpen met vastgestelde (definitieve, versie X.0) versies van de TUN. Het proces tot vaststelling is beschreven in de Memo Proces tot vastgestelde TUN met kenmerk 1804499-00331. Deze memo is opgenomen als Bijlage 2 bij dit document.
- Daarnaast zullen er in latere versies van deze notitie (voorafgaand aan ontwerploop 2 en 3) uitgangspunten bijkomen die relevant zijn voor het detailniveau van betreffende ontwerploop, omdat sommige onderwerpen (bijvoorbeeld de uitvoeringssituatie) dan pas relevant worden.

## 1.5 Relatie met Integrale uitgangspuntennotitie

Deze TUN bevat alle uitgangspunten die relevant zijn voor het onderwerp Waterveiligheid. Daarnaast wordt er een Integrale uitgangspuntennotitie (Doc ID 1804499-00454) opgesteld waar de TUN een onderdeel van uitmaakt. Andere onderwerpen die in de integrale uitgangspuntennotitie opgenomen worden, zijn ruimtelijke inpassing, en de set gehonoreerde klanteisen die als basis dient voor de betreffende ontwerploop.

## 1.6 Leeswijzer

Dit document is als volgt opgebouwd:
Hoofdstuk 2 beschrijft de veiligheidsfilosofie en normering van het betreffende normtraject. In dit hoofdstuk zijn tevens de faalkanseisen per faalmechanisme opgenomen. Hoofdstuk 3 beschrijft de ontwerprandvoorwaarden, zoals de geografische scope van dit project, omgang met zichtjaren, detailniveau en omgang met beheerbaarheid. De uitgangspunten voor de hydraulische randvoorwaarden zijn vervolgens beschreven in hoofdstuk 4. De hoofdstukken 5, 6 en 7 beschrijven achtereenvolgens de geometrische, geotechnische en geohydrologische uitgangspunten. De ontwerpwijze van de kruinhoogte van de dijk is opgenomen in hoofdstuk 8. Vervolgens omschrijven hoofdstukken 9 en 10 de uitgangspunten voor het ontwerpen van respectievelijk langsconstructies en kunstwerken. Hoofdstuk 11 beschrijft de werkwijze rond niet-waterkerende objecten (NWO's) en hoofdstuk 12 gaat nader in op het ontwerp van de grasbekleding. Tot slot geeft hoofdstuk 13 de lopende zaken en optimalisaties voor het vervolg. Hoofdstuk 14 bevat de referentielijst.

# 2. Veiligheidsfilosofie en normering

## 2.1 Wettelijk kader

In het Deltaprogramma 2015 is voorgesteld om voor het beoordelen van de veiligheid van de primaire waterkeringen over te stappen van de overschrijdingskansbenadering naar de overstromingskans-benadering. Per normtraject is hiervoor een norm vastgesteld en vastgelegd in de Waterwet. Dit norm-getal wordt ook wel de signaleringswaarde genoemd aangezien deze waarde de waterkeringen-beheerders in staat stelt de waterkering te verbeteren nadat de signaleringswaarde is overschreden en voordat de maximaal toelaatbare overstromingskans wordt overschreden.

Het ontwerpen van waterkeringen gebeurt op basis van de maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrens). Voor dit dijktraject geldt een maximaal toelaatbare overstromingskans (normklasse) van 1/3.000 per jaar. Deze ligt vast in de (bijlage bij de) wet. Ook is in de wet een signaleringswaarde vastgelegd waarop een dijk beoordeeld dient te worden. Voor dit traject geldt een signaleringsnorm van 1/10.000 per jaar. Deze wordt gebruikt bij de wettelijke beoordeling en is bedoeld als signaal om op tijd te kunnen beginnen met een eventueel benodigde dijkversterking.

Beheerders zijn sinds het ingaan van de Waterwet op 1 januari 2017 verplicht om hun waterkeringen 12-jaarlijks te beoordelen met het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017 (WBI2017). Trajecten die niet voldoen kunnen worden opgenomen in het HWBP. De signaleringswaarde is voor de meeste normtrajecten een normklasse zwaarder  dan de maximaal toelaatbare overstromingskans [4]. Bij enkele normtrajecten met specifieke omstandigheden kan het daarom voorkomen dat een dijktraject na versterking weliswaar aan de maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrens) voldoet, maar dat bij de beoordeling blijkt dat het traject niet aan de signaleringswaarde voldoet. Dit hoeft echter geen probleem voor de waterveiligheid te zijn. Doel van de versterking is dat het dijktraject -beoogd voor de duur van de vastgestelde planperiode (tot het zichtjaar)- aan de ondergrens voldoet zoals beschreven in de wet. Afkeuring van het dijktraject op basis van de signaleringswaarde hoeft niet automatisch te betekenen dat het traject wordt aangemeld voor het HWBP. Een en ander hangt af van de inschatting hoe lang de waterkering nog aan de ondergrens zal voldoen. Indien er voldoende restlevensduur is kan de volgende beoordelingsronde afgewacht worden. Bovenstaande sluit aan op uitgangspunt 2 in het Ontwerpkader van WDODelta [7].

### Ontwerpinstrumentarium en WBI 2017

We bevinden ons op dit moment nog steeds in een transitiefase van rekenen met overschrijdingskans naar rekenen met overstromingskans. Daarom heeft Rijkswaterstaat de *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen* opgesteld, ook wel het Ontwerpinstrumentarium 2014 (OI2014) genoemd om aan de hand van de huidige leidraden en technische rapporten te kunnen ontwerpen met een overstromingskans. Voorliggend uitgangspuntendocument is opgesteld op basis van versie 4 van het Ontwerpinstrumentarium (OI2014v4, [4]). Waar nodig wordt gebruik gemaakt van de Schematiseringshandleidingen vanuit het WBI2017; in dat geval is dat expliciet vermeld.

### Overige normen en richtlijnen

- Kunstwerken: Werkwijzer ontwerp van waterkerende kunstwerken (WOWK, [21])
- POVM Publicatie Langsconstructies (PPL), concept [17]
- POVM Publicatie EEM (PPE), concept [19]

- Handboek Kademuren [24]
- CUR-publicatie 166 ‘Damwandconstructies’ [25]
- Handreiking Dijkbekledingen – Deel 5: Grasbekledingen [23]
- Ontwerpkader primaire waterkeringen van WDODelta [7]

## 2.2 Normering

### Waterveiligheid conform Waterwet

Het traject binnen dijkversterking Stadsdijken Zwolle maakt onderdeel uit van normtraject 53-3. Dit normtraject omvat de dijken ten zuiden/oosten van het Zwarte Water vanaf de Spooldersluis en de zuidzijde van de Vecht tot aan de N348 bij Vilsteren.
Normtraject 53-3 kent een signaleringswaarde van 1/10.000 per jaar en een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/3.000 per jaar [4]. Het gehele normtraject heeft een lengte van 36,7 km.

### Grondkerende constructies (kademuren) conform Eurocodes

Binnen het project bevinden zich ook een aantal grondkerende constructies (damwanden) die als kademuur geclassificeerd kunnen worden (zie ook paragraaf 9.8). Indien het bezwijken van deze constructies niet direct leidt tot bezwijken van de waterkering, wordt de veiligheid beschouwd conform de veiligheidsbenadering uit de Eurocodes. Hiervoor wordt in principe Consequence Class CC1 aangehouden, tenzij klanteisen leiden tot een hogere betrouwbaarheid; bijvoorbeeld de kademuur bij Varo (olieterminal).
Indien bezwijken van de kademuur wel direct leidt tot bezwijken van de waterkering – bijvoorbeeld door een tekort aan hoogte of stabiliteit van de gehele kering – wordt uitgegaan van de betrouwbaarheidsindex behorend bij het normtraject.

## 2.3 Faalkanseisen op doorsnedeniveau

Per faalmechanisme wordt de faalkanseis per doorsnede bepaald conform onderstaande vergelijking ([4]):

$$P_{eis,i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{N}$$

**Vergelijking 2.1**

Waarin:
$P_{eis,i}$ faalkanseis die per doorsnede aan een faalmechanisme wordt gesteld [per jaar]
$P_{norm}$ de maximaal toelaatbare overstromingskans per normtraject [per jaar]
$\omega$ faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme [-]
$N$ lengte-effectfactor [-]

### Faalkansbegroting

Voor het ontwerp wordt uitgegaan van de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [4]. Deze faalkansbegroting is gelijk aan de faalkansbegroting gehanteerd in de verkenningsfase [3].

In den lande is geëxperimenteerd om binnen één normtraject verschillende faalkansbegrotingen te hanteren, maar deze aanpak wordt niet landelijk uitgedragen. Het werken met meerdere faalkansbegrotingen binnen één normtraject lijkt daarmee niet onmogelijk, maar het is geen geaccepteerde werkwijze. Voor Stadsdijken Zwolle, en dan specifiek het stedelijke gebied (deeltraject

1 t/m 3), zou schuiven met de faalkansbegroting kunnen leiden tot het verkleinen van het hoogtetekort. Dit zou echter wel leiden tot meer en vaker wateroverlast, wat gezien de economische belangen in het achterliggende gebied (waaronder olieopslag bij terminal VARO) niet acceptabel is. Het feit dat binnen dit normtraject twee dijkversterkingen worden voorbereid (Stadsdijken Zwolle en Vecht Dalfsen Zwolle), zou dit ook complex maken. Om bovenstaande redenen wordt gekozen de standaard faalkansbegroting conform het OI2014v4 [4] te hanteren.

Tabel 2.1 geeft de standaard faalkansbegroting die voor dit project wordt toegepast.

**Tabel 2.1: Faalkansruimtefactor $\omega$ per faalmechanisme**

| Type kering | Faalmechanisme | Faalkansruimtefactor [-] |
|---|---|---|
| Dijk | Hoogte | 0,24 |
| | Opbarsten en piping | 0,24 |
| | Macrostabiliteit binnenwaarts | 0,04 |
| | Beschadiging bekleding en erosie | 0,10 |
| Kunstwerk | Niet sluiten | 0,04 |
| | Piping | 0,02 |
| | Constructief falen | 0,02 |
| Duin | Duinafslag | 0,0 |
| Overig | | 0,30 |
| **Totaal** | | **1,0** |

### Faalkanseis hoogte

Voor het faalmechanisme *hoogte* is de lengte-effectfactor N vastgesteld per traject. Deze kan variëren van 1 tot 3. Voor normtraject 53-3 is een lengte-effectfactor van 1 vastgesteld [4]. Hiermee volgt voor *hoogte* een faalkanseis van 1/12.500 per jaar.

### Faalkanseis macrostabiliteit en piping

Voor de faalmechanismen macrostabiliteit en piping wordt de lengte-effectfactor bepaald met onderstaande vergelijking:

$$N = 1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b}$$

**Vergelijking 2.2**

Waarin:

$L_{traject}$ lengte van het normtraject waarop de norm van toepassing is [m]

$a$ de fractie van de lengte van het traject dat gevoelig is voor het betreffende faalmechanisme [-]

$b$ lengte van onafhankelijke, equivalente vakken voor het betreffende faalmechanisme [m]

In het OI2014v4 zijn de waarden voor de parameters a en b gegeven. Deze zijn in onderstaande tabel opgenomen. De lengte van normtraject 53-3 bedraag 36,7 kilometer [4].

**Tabel 2.2: Parameters a en b ter bepaling van de faalkanseis voor Macrostabiliteit binnenwaarts en Piping [4]**

| Faalmechanisme | Watersysteem | a [-] | b [m] |
|---|---|---|---|
| Piping | Bovenrivieren | 0,90 | 300 |
| | Overig | 0,40 | 300 |
| Macrostabiliteit binnenwaarts | Alle | 0,033 | 50 |

*Piping*
De dijken binnen Stadsdijken Zwolle bevinden zich binnen het watersysteem Vechtdelta [6], wat niet onder het bovenrivierengebied valt. Bovenstaande tabel uit het OI2014v4 suggereert dat daarmee de waarde van 0,4 gehanteerd moet worden voor de factor *a*. Echter, de beta (4,82) die is opgenomen in het OI2014v4 (bijlage A) komt overeen met een waarde van 0,9 voor de factor *a.* Hiermee schrijft het OI2014v4 voor dit gebied dus impliciet de waarde van 0,9 voor, dit is echter niet nader toegelicht. Kortom: het OI2014v4 is niet expliciet opgenomen welke waarde voor de factor *a* gehanteerd moet worden voor dit gebied. Dit in tegenstelling tot het WBI 2017; in de Schematiseringshandleiding piping [12] is expliciet opgenomen dat normtraject 53-3 aangemerkt is als 'relatief pipinggevoelig-dijktraject' en dat voor dit normtraject daarom een waarde van 0,9 voor de factor *a* gehanteerd moet worden. Dit uitgangspunt wordt dan ook aangehouden binnen dit project. Dat komt ook overeen met de uitgangspunten zoals in de verkenningsfase gehanteerd. Het toepassen van een waarde van 0,9 leidt tot de strengst mogelijke faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme *piping* voor dit normtraject, namelijk 1/1.388.750 per jaar.

*Macrostabiliteit*
Voor het faalmechanisme *macrostabiliteit binnenwaarts* volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/1.891.650 per jaar.

Voor de bepaling van faalkanseis op doorsnedeniveau voor het faalmechanisme *macrostabiliteit buitenwaarts* is conform het OI2014v4 de faalkanseis op doorsnedeniveau voor macrostabiliteit binnenwaarts te vermenigvuldigen met een factor 10 (conservatieve waarde). Dit is de kans op overstromen gegeven buitenwaartse stabiliteitsverlies en resulteert in de faalkanseis op doorsnedeniveau voor *macrostabiliteit buitenwaarts*. Hiermee volgt een faalkanseis op doorsnedeniveau van 1/189.165 per jaar.

Indien blijkt dat bovenstaande faalkanseis voor macrostabiliteit buitenwaarts niet toereikend is na het opstellen van de schematisatie, optimaliseren we deze volgens de methode uit KPR Factsheet 'Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit'. Een optimalisatie van de schematisatie blijft altijd een mogelijkheid. Dit is verder uitgewerkt in paragraaf 6.3.

### Faalkanseis graserosie
De faalkanseis op doorsnedeniveau voor graserosie $P_{eis,dsn}$ wordt bepaald volgens:

$$P_{eis,dsn} = \frac{P_{max}\omega_B\lambda_1\lambda_2}{N}$$

**Vergelijking 2.3**

waarin:
$P_{max}$ maximaal toelaatbare overstromingskans van het dijktraject (per jaar)
$\omega_B$ faalkansruimtefactor voor het mechanisme bekledingen (-). Conform OI2014v4 is dit 0,10.

$\lambda_1$ deel faalkansruimte bekledingen bestemd voor grasbekledingen (-).
Conform OI2014v4 is dit 0,5.
$\lambda_2$ deel faalkansruimte grasbekledingen bestemd voor falen grasbekleding door graserosie (-).
Conform OI2014v4 is dit 0,9.
N lengte-effect factor voor faalmechanisme overloop en overslag. Deze bedraagt 1 (par. 1.1)

De faalkanseis op doorsnedeniveau voor het normtraject 53-3 voor het mechanisme falen grasbekleding door erosie bedraagt 1/66.666 ($1{,}5 \cdot 10^{-5}$) per jaar.

### Faalkanseis kunstwerken

De faalkanseisen voor het ontwerp van kunstwerken zijn opgenomen in hoofdstuk 10 Waterkerende kunstwerken, paragraaf 10.2.

### Langsconstructies

De faalkanseisen voor het ontwerp van de langsconstructies zijn opgenomen in hoofdstuk 9.

### Samenvatting faalkanseisen

In Tabel 2.3 zijn de faalkanseisen en beta per faalmechanisme opgenomen.

**Tabel 2.3: Faalkanseisen en beta's per faalmechanisme**

| Faalmechanisme | Faalkanseis op doorsnede niveau $P_{eis;dsn}$ [per jaar] | $\beta_{eis;dsn}$ |
|---|---|---|
| Hoogte | 1/12.500 ($8{,}00 \cdot 10^{-5}$) | 3,78 |
| Piping | 1/1.388.750 ($7{,}20 \cdot 10^{-7}$) | 4,82 |
| Macrostabiliteit binnenwaarts | 1/1.891.650 ($5{,}29 \cdot 10^{-7}$) | 4,88 |
| Macrostabiliteit buitenwaarts | 1/189.165 ($5{,}29 \cdot 10^{-6}$) | 4,41 |
| Graserosie | 1/66.666 ($1{,}5 \cdot 10^{-5}$) | 4,17 |

Voor onderstaande geotechnische faalmechanismen is de ontwerpmethode niet gekoppeld aan een faalkanseis op basis van de norm:

- Microstabiliteit
- Stabiliteit voorland

# 3. Ontwerprandvoorwaarden

## 3.1 Geografische scope planuitwerkingsfase

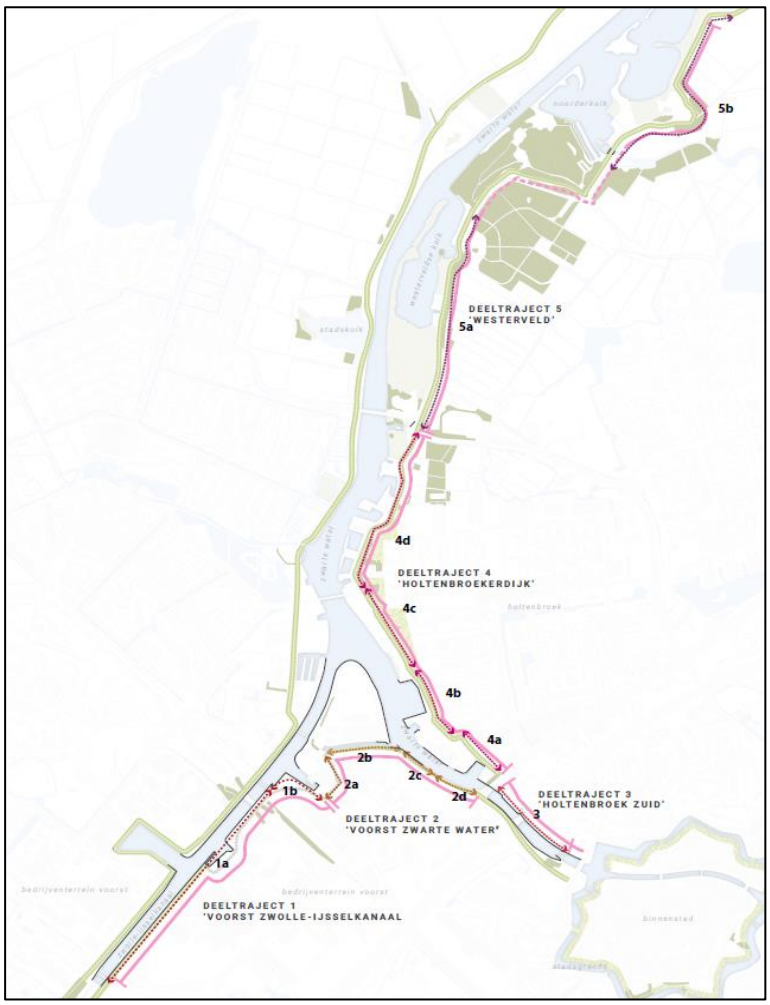
Het traject binnen het HWBP-project Stadsdijken Zwolle omvat de waterkering aan de zuidzijde langs het Zwolle-IJsselkanaal, vanaf de Spooldersluis (hectometer 53-46.8), via keersluis Zwolle[2], tot aan hectometer 53-95.2+50m aan de oostzijde van het Zwarte Water nabij de Noorderkolk.

Een overzicht van alle deeltrajecten is weergegeven in onderstaande kaart en tabel. Deze figuur is ook groot opgenomen als Bijlage 1. Hierbij wordt opgemerkt dat het start- en eindpunt (dijkpalen in onderstaande tabel) van de deeltrajecten globaal zijn.

**Tabel 3.1: Overzicht geografische scope dijkversterking Stadsdijken Zwolle**

| Deeltraject | hm van | hm tot | VKA |
|---|---|---|---|
| 1a | 46.7 | 48.0 | Oever |
| 1b | 48.0 | 48.3 | Buitendijks |
| 2a | 48.3 | 48.5 | Tijdelijke maatregelen |
| 2b | 48.5 | 48.8 | Buitendijks |
| 2c | 48.8 | 49.0 | Binnendijks |
| 2d | 49.0 | 49.3 | Binnendijks |
| 3 | 89.7 | 90.2 | Binnendijks |
| 4a | 90.2 | 90.6 | Binnendijks |
| 4b | 90.6 | 90.9 | Binnendijks |
| 4c | 90.9 | 91.4 | Buitendijks |
| 4d | 91.4 | 92.3 | Binnendijks |
| 5a | 92.3 | 93.5 | Buitendijks |
| 5b | 94.2 | 95.3 | Buitendijks |

[2] Het kunstwerk Keersluis Zwolle valt niet binnen de scope van dit project.




**Figuur 3.1 Projectgebied met trajectindeling**

De Katerdijk (traject tussen ca. 53-49.4 en ca. 53-49.8, aansluiting met Keersluis) valt niet binnen de scope van dit project, conform NAV en verkenningsfase en beschreven in memo 'Scope discussie Katerdijk', referentie 1804499-00292).

## 3.2 Zichtjaren

In de verkenningsfase is een standaardtermijn aangehouden (50 jaar voor grondoplossingen en 100 jaar voor constructieve oplossingen [3]).In de Pu-fase maken we gebruik van een optimale levensduur van de dijkversterking. Hiertoe passen we een LCC-benadering toe die is toegelicht in de memo 'LCC-benadering ten behoeve van bepaling zichtjaar' (referentie 1804499-00450, opgenomen als Bijlage 12).
Uit de LCC-benadering volgen de volgende zichtjaren (vanaf het moment van oplevering: 2025):

- Grondoplossingen: 2080 (middellange termijn (ca. 50 jaar) met de hydraulische belastingen wordt rekening gehouden met de volledige IJsselmeerpeilstijging van maximaal 30 cm.
- Constructieve oplossingen (hoogte en de verschillende aspecten van de sterkte): lange termijn (100 jaar) – 2125

## 3.3 BGT/UGT

De primaire functie van de dijk is waterveiligheid. Daarnaast heeft de dijk – zeker in de stedelijke omgeving van Zwolle – een groot aantal andere functies, zoals wateroverlast voorkomen, inspectie faciliteren, infrastructuur faciliteren, etc. (voor een volledige lijst, zie [3]). De eisen voor bijvoorbeeld wateroverlast zijn de NBW normen en opgenomen in het ontwerpkader [6].

De overstromingskansbenadering (WBI 2017) gaat voor waterveiligheid uit van condities van bezwijkende aard, ook wel de uiterste grenstoestand (UGT) genoemd. Nevenfuncties worden vaak getoetst bij een bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Hiervoor zijn momenteel nog geen normen of richtlijnen beschikbaar, anders dan het Bouwbesluit 2012 met bijbehorende Eurocodes voor bouwwerken. Deze normen zijn (deels) bruikbaar voor de toetsing van stabiliteitsverhogende langsconstructies. Kadeconstructies worden getoetst op vervorming (BGT) en op sterkte (UGT). Hiervoor wordt gemaakt van de aanpak uit het Handboek Kademuren [24] en CUR166 'Damwandconstructies' [25].

In het vastgestelde Ontwerpkader primaire waterkeringen [7] is het volgende opgenomen ten aanzien van de BGT:
"Voor waterkeringen worden naast de waterveiligheidseisen ook eisen aan het gebruik van de waterkering gehanteerd. Over het algemeen komt dit neer op een eis van 1 l/s/m met een herhalingstijd van 1/100e per jaar voor afvoergedomineerde locaties, en voor stormgedomineerde locaties geldt de eis van 1 l/s/m tot en met windkracht 8."
Hierbij wordt opgemerkt met WDODelta is afgestemd (zie verslag in Bijlage 3) dat wanneer dit uitgangspunt bepalend blijkt voor de dimensies van de waterkering ten opzichte van de UGT-situatie (en in dat geval dus niet subsidiabel), in afstemming met beheer mogelijk meer overslag toegelaten kan worden.

## 3.4 Beheerbaarheid

Om de primaire functie te kunnen vervullen dient het waterschap de kering te beheren. Vanuit de beheerorganisaties zijn er specifieke wensen en eisen aan de waterkering.

De belangrijkste eisen vanuit de beheerorganisatie staan in de Basisspecificatie Dijk. Dit document wordt in de 'Verrijkingsfase' van Ontwerploop 1 specifiek gemaakt voor het project Stadsdijken Zwolle. De generieke Basisspecificatie Dijk is opgenomen als Bijlage 4. Per eis vanuit de beheerorganisatie wordt binnen het project nagegaan of dit subsidiabel is: aan de hand van 3 criteria (kosten, milieu-effecten en technische risico's) wordt tot een weloverwogen ontwerpbesluit gekomen. Voor situaties waarin getwijfeld wordt over de subsidiabiliteit wordt met het waterschap afgestemd of meerkosten gefinancierd worden vanuit het waterschap of dat de eis vervalt.

## 3.5 Detailniveau

Het detailniveau in Ontwerploop 1 (VO) dient aan te sluiten bij de volgende uitgangspunten:

- Ramingsnauwkeurigheid (25%)

- Maximaal ruimtebeslag[3] in verband met:
    - Verwachtingen stakeholders
    - Conditionerende onderzoeken
    - Juridische grondslag voor eventuele gedoog- en onteigeningsbesluiten
- Er kan een ontwerp-Projectplan Waterwet voor de voorkeursvariant opgesteld worden aan het einde van Ontwerploop 1

Ten opzichte van de verkenningsfase voeren we een verfijningsslag door. Voor de verschillende faalmechanismen betekent dat het volgende:

- Voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt gemiddeld elke 250 meter een profiel doorgerekend. De locatie van deze profielen wordt bepaald door de variatie in ondergrond, geometrie. beschikbare ruimte aan de binnenzijde en noodzaak voor maatwerk. Voorafgaand aan de rekenfase worden deze keuzes gemaakt, de locaties zijn te vinden in Bijlage 10 samen met een tabel met de redeneerlijn. Binnen het ontwerp wordt gestreefd om de afmeting van stabiliteitsbermen direct zo nauwkeurig mogelijk te bepalen (streven naar nauwkeurigheid van 1 tot 2 meter).
- Voor piping wordt elke 100 meter een analytische analyse (Sellmeijer, cf OI2014v4 [4]) uitgevoerd. Daarnaast wordt binnen deelgebied 4 en 5 (meest pipinggevoelige gebied binnen project Stadsdijken Zwolle) voor ongeveer 10 locaties een numerieke analyse ter verfijning uitgevoerd op basis van aanvullende onderzoeken (HPT-AMPT-sonderingen)
- Voor hoogte wordt voor elke 250 meter het HBN bepaald, zowel met deterministisch als probabilistisch overslagdebiet. Vervolgens wordt het gehele traject beschouwd en ingedeeld naar logische (op basis van HBN en zichtlijnen) en zo lang mogelijke trajecten met gelijke kruinhoogte.
- Voor langsconstructies zijn twee situaties te onderscheiden:
    A) Kademuren . Voor kademuren (zie Tabel 3.2 voor een overzicht) wordt in Ontwerploop 1 uitgegaan van de ontwerpberekeningen uit de verkenningsfase, aangezien het binnen deze eerste loop van de planuitwerkingsfase nog niet nodig is een detailleringsslag te maken. Wel wordt het model gevalideerd en indien nodig aangepast met de laatste inzichten ten aanzien van de bodemopbouw en sterkteparameters.
    B) Langsconstructies met waterkerende functie (zoals de damwanden langs de kolken). Voor deze constructies zijn binnen de verkenningsfase nog geen berekeningen gemaakt. Binnen ontwerploop 1 worden eenvoudige Plaxissommen opgezet, voor eerste inschattingen van de benodigde afmetingen van deze constructies.

**Tabel 3.2: Overzicht met langsconstructies die als kademuur geïdentificeerd zijn**

| Nr. | Deeltraject | Hm van - tot | Omschrijving kadeconstructie |
|---|---|---|---|
| 1 | 1a | 53-47.5 – 53-47.65 | Insteekhaven Scania; alleen onderdeel scope bij kruinverlegging |
| 2 | 2c | 53-48.85 – 53-48.95 | VARO |
| 3 | 3 | 53-89-95 – 53-90.15 | Damwand bij Achmea, Euromaster en Europcar |

[3] Het gaat hier om een realistische inschatting van het maximale ruimtebeslag. Dat betekent: enige voorzichtigheid in parameterkeuze, maar geen stapeling van uiterst conservatieve uitgangspunten.

## 3.6 Softwarelijst

De volgende software wordt gebruikt binnen de planuitwerkingsfase:

| Naam software | Versie |
|---|---|
| Hydra-NL | 2.4.1 |
| D-Stability | 1.1.0.0 |
| D-Geo Stability (enkel terugvaloptie) | 18.1 (build 1.3) |
| D-Settlement | 19.1 (build 1.23743) |
| D-Sheet Piling | 19.1 (build 1.23942) |
| PLAXIS 2D | 2018.1 |
| D-Geo Flow | 1.0.39057 |
| BM Gras Buitentalud | 17.1.1.4941 |

*Ad D-Stability*
In juni 2019 is D-Stability beschikbaar gesteld door Deltares. Omdat D-Stability beter aansluit bij de recentste kennisontwikkelingen rondom macrostabiliteit, is D-Stability de standaard keuze voor stabiliteitsberekeningen in Ontwerploop 1. Mocht in specifieke situaties het nodig zijn om functionaliteit te gebruiken die niet beschikbaar is in D-Stability (zoals het sterktemodel ‘Su measured’), dan vallen we terug op D-Geo Stability.

*Ad D-Geo Flow*
De huidige versie van D-Geo Flow is een beta-versie. Aangezien Deltares deze software nog niet voor officieel gebruik in versterkings- of beoordelingsprojecten heeft vrijgegeven, voert Deltares een review uit op de D-Geo Flow berekeningen

*Ad BM Gras Buitentalud*
In het najaar van 2019 wordt waarschijnlijk een nieuwe versie van de BM Gras Buitentalud opgeleverd. Indien deze versie op tijd beschikbaar is, wordt deze binnen ontwerploop 1 gebruikt. Wanneer deze versie te laat beschikbaar is (berekening zijn al gestart/gedaan binnen ontwerploop 1), wordt deze nieuwe versie vanaf ontwerploop 2 toegepast.

# 4. Hydraulische randvoorwaarden

## 4.1 Werkwijze afleiding HR

De hydraulische randvoorwaarden worden afgeleid conform de Werkwijzer bepaling Hydraulische ontwerprandvoorwaarden (Aanvulling OI2014, versie 5) [6]. Conform bijlage B van [6] wordt Hydra-NL versie 2.4.1 gebruikt in combinatie met de hydraulische randvoorwaarden database *WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite*.

Er wordt uitgegaan van de zichtjaren zoals bepaald in paragraaf 3.1.
In Hydra-NL kunnen alleen berekeningen voor de jaren 2050 en 2100 worden uitgevoerd. Het HBN voor zichtjaren tussen 2050 en 2100 wordt bepaald door lineaire interpolatie tussen het HBN voor 2050 en 2100.
Het HBN voor zichtjaren na 2100, wordt bepaald op basis van extrapolatie van de resultaten voor 2050 en 2100. Voor zowel de interpolatie als extrapolatie wordt de werkwijze uit [3] gevolgd.

Er wordt gerekend met statistische en modelonzekerheden conform de methode uit WBI2017.

*Stijging IJsselmeerpeil*
Het bestuurlijke besluit (Deltabeslissing IJsselmeergebied) is dat er na 2050 beleidsmatig rekening wordt gehouden met een beperkte meestijging van het winterpeil van het IJsselmeer met de zeespiegel (maximaal 10-30 cm). Hiervoor wordt beleidsmatig een peilstijging aangehouden van 1 cm/jaar voor de periode 2050-2080 [4]. In 2080 is dus het maximum van 30 cm bereikt. Dat betekent concreet dat voor zichtjaren voor 2050 geen meerpeilstijging wordt meegenomen, tussen 2050 en 2080 1 cm/jaar (met dus in 2080 30 cm). En voor zichtjaren na 2080 eveneens 30 cm. Dit komt overeen met de uitgangspunten in de verkenningsfase [3].

*Aftoppen afvoer Vecht*
Er wordt geen rekening gehouden met het aftoppen van de afvoer van de Vecht, dit is in lijn met de in Werkwijzer bepaling Hydraulische ontwerprandvoorwaarden (Aanvulling OI2014, versie 5) [6] beschreven aanpak voor dit dijktraject, en is tevens in lijn met de uitgangspunten van de verkenningsfase [3]. Interpretatie van de berekeningsresultaten van de hydraulische belastingen heeft tevens aangetoond dat de Vechtafvoer lager is dan het aftopniveau, en deze keuze dus tevens niet relevant is.

*Golfoploop*
Voor de berekening van de golfoploop wordt uitgegaan van ruwheidsfactoren conform EurOtop [8] en de ontwerpprofielen ter plaatse van de maatgevende locaties (oriëntatie, strijklengte, aanwezigheid berm/voorland, laagste kruinhoogte huidige situatie). Conform de eis van de beheerder (zie paragraaf 3.4) wordt het buitentalud niet steiler ontworpen dan 1v:3h.

## 4.2 Klimaatscenario's

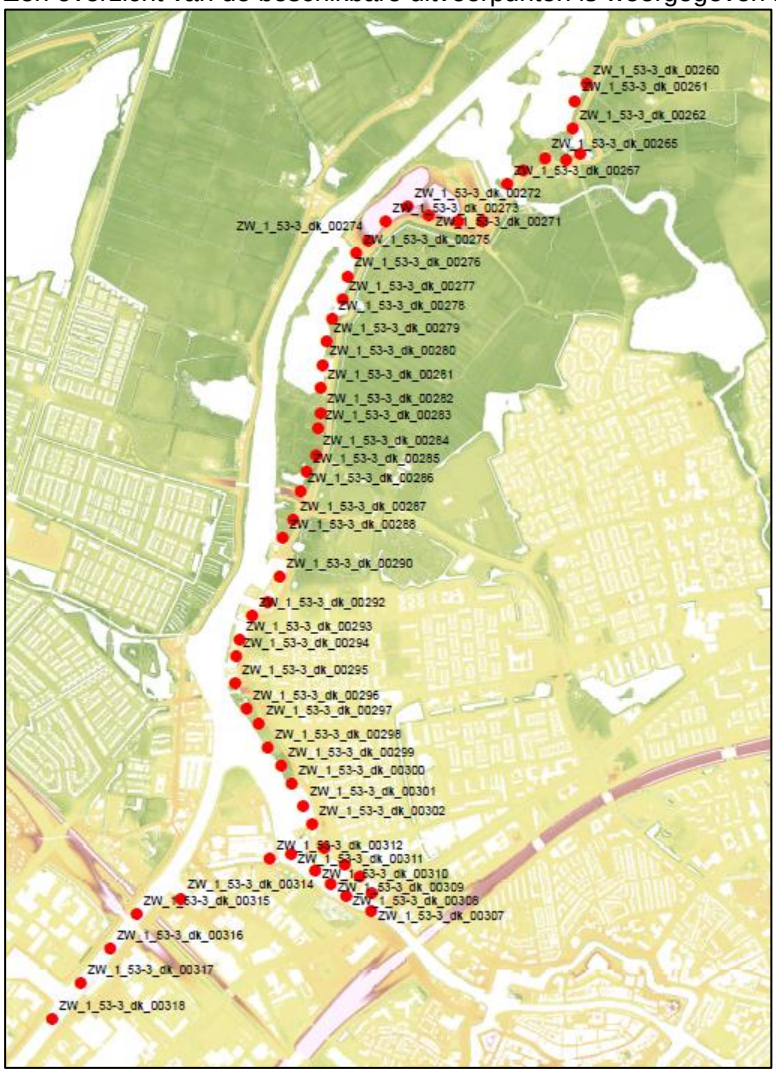
Conform de Werkwijzer bepaling Hydraulische ontwerprandvoorwaarden [6] dient het ontwerp op "einde levensduur" aan de eis van het warme KNMI'06 scenario W+ te voldoen. Echter wordt in [6] aangegeven dat hiervan kan worden afgeweken (en dus kan worden aangelegd op gematigd scenario G of G+) mits het dijkontwerp adaptief uitbreidbaar is [6]. Gevoeligheidsberekeningen tonen aan dat de verschillen (zowel WBN als HBN) tussen W+ en het gematigd scenario G ca. 5-10 cm bedraagt.

In dit dijkversterkingsproject is de keuze gemaakt om te ontwerpen op het scenario W+, omdat het vanuit het oogpunt van LCC en omgevingshinder het niet optimaal lijkt om voor einde levensduur nogmaals versterkingswerkzaamheden uit te voeren. Als in ontwerploop 1 voor (delen van) deeltrajecten blijkt dat de hoogte-opgave in de ordegrootte ligt van 5-10 cm, dan wordt het ontwerpen op een gematigd klimaatscenario als ontwerpvariant in beschouwing genomen. Het al dat niet meenemen van een dergelijke heroverweging zal pas gebeuren indien hiertoe expliciet besloten wordt door het Dijkteam met instemming van de beheerder.

## 4.3 Hydraulische belastingen

### Uitvoerpunten

Een overzicht van de beschikbare uitvoerpunten is weergegeven in Figuur 4.1.




**Figuur 4.1 Overzicht uitvoerlocaties**

### Hoogte (overslagdebiet)

Het Hydraulisch Belastingniveau (HBN) representeert de benodigde kruinhoogte waarbij exact aan de overslageis wordt voldaan. Het HBN wordt bepaald bij de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het mechanisme overloop en golfoverslag, omdat aan deze faalkanseis getoetst wordt.

Het berekende hydraulisch belastingniveau hangt af van:

a) de profiel- en locatiekenmerken: geometrie, ruwheid van het talud, oriëntatie van de dijk, de aanwezigheid van voorland en de hoogte daarvan en de aanwezige strijklengte.
b) het overslagdebiet;
c) de situatie macrostabiliteit bij overslag (zie ook paragraaf 6.3).

*a) Profiel en locatiekenmerken*

Voor de profielgeometrie, ruwheid van het talud en de oriëntatie wordt verwezen naar paragraaf 4.1. Het voorland kan alleen in rekening gebracht worden ter plaatse van de Kop van Voorst/Balkengat en ter plaatse van de vuilnisbelt (tussen deeltraject 5a en 5b), omdat hier aan de specifieke voorwaarden wordt voldaan om het voorland te mogen schematiseren (zie analyse in Bijlage 8). Bij andere locaties met een voorland wordt niet aan de voorwaarden voldaan (zie eveneens analyse in Bijlage 8). Daarom wordt alleen het voorland geschematiseerd ter plaatse van deze twee locaties en wordt deze op de overige locaties niet meegenomen.

**Kop van Voorst / Balkengat**

De bebouwing op het voorland ter plaatse van de Kop van Voorst/Balkengat heeft een positief effect op de golfhoogte bij de dijk en daarmee de kruinhoogte van de dijk. De waterkering langs het Balkengat ligt immers in de luwte van deze bebouwing. Echter, de gemeente Zwolle heeft aangegeven dat de gebouwen op deze locatie geen Rijks- dan wel gemeentelijke monumenten zijn en dat daarom de aanwezigheid van deze bebouwing op de lange termijn niet kan worden gegarandeerd. Gezien de staat van de bebouwing lijkt het denkbaar dat deze bebouwing over 10 jaar gesloopt is. Het is onduidelijk wat dan de toekomstige inrichting van het gebied wordt. Het terrein is in eigendom van sloopbedrijf Boverhoff en wordt momenteel verhuurd aan Scania. De bestemming (uit het bestemmingsplan) is industrie, dus het is denkbaar dat er nieuwe gebouwen komen, maar ook extra parkeerterrein t.b.v. Scania is denkbaar. Alles overziend wordt deze bestaande bebouwing op de Kop van Voorst niet meegenomen (zie ook Bijlage 8).

*b) Overslagdebiet*

Het toe te laten overslagdebiet hangt af van:

- Type bekleding
  Voor een deel van de dijken binnen het project Stadsdijken Zwolle geldt dat de bekleding bestaat uit een grasbekleding op een zandondergrond (gras op zand). Op basis van een analyse van de handboringen op taluds (Bijlage 6) blijkt dat dit met name geldt voor de deeltrajecten 1, 2, 4 en 5. Met de huidige kennis van sterkte van gras op zand wordt aangenomen dat dit type bekleding niet meer dan 0,1 l/s/m aan kan. Daarom is WDODelta recent gestart met onderzoek naar de sterkte van grasbekleding op een zandondergrond, maar op korte termijn worden daaruit nog geen resultaten verwacht. Met de huidige beschikbare kennis kan voor gras op zand dus enkel uitgegaan worden van een kritiek overslagdebiet van 0,1 l/s/m. Wanneer binnen deze dijkversterking uitgegaan wordt van een HBN op basis van deze 0,1 l/s/m, leidt dat tot een significant hoger HBN dan opgenomen in het vastgestelde VKA (op basis van 5 l/s/m): gemiddeld circa 60 cm hoger (0,35 tot 1,1 m), op basis van gevoeligheidsanalyses. Dat is gezien de beschikbare ruimte bij het grootste deel van het traject niet in te passen.
  Het bovenstaande leidt ertoe dat binnen dijkversterking Stadsdijken Zwolle een groter overslagdebiet dan 0,1 l/s/m gehanteerd wordt. Dat maakt dat overal een kleibekleding aangebracht moet worden, als dat nog niet het geval is (dit komt overeen met het uitgangspunt binnen de verkenningsfase). Door WDODelta is aangegeven dat vanuit beheer ingezet wordt op een gesloten zode. Dat maakt dat vanuit de sterkte van de bekleding een

overslagdebiet van 10 l/s/m (deterministisch) of meer (probabilistisch) acceptabel is[4]. De wijze waarop deze bekleding ontworpen wordt is opgenomen in hoofdstuk 12.

- Maximaal toelaatbaar waterbezwaar (overstromingscriterium)
  Uit een analyse van het maximaal acceptabele waterbezwaar met Tygron (innundatiemodel) is bepaald wat het maximaal toelaatbare overslagdebiet is, geredeneerd vanuit de gevolgen van een overstroming in het achterliggende gebied (op basis van de KPR-factsheet “Hoe om te gaan met waterbezwaar v5”). Hieruit (zie ook Bijlage 9) volgt dat een overslag van 10 l/s/m’ leidt tot een gemiddelde waterdiepte van circa 20 centimeter.

Uitgangspunt is dat HBN probabilistisch bepaald wordt. Het overstromingscriterium is bij de faalkanseis van 1/12.500 maatgevend ten opzichte van de sterkte van de bekleding. Bijgevolg bepalen we het HBN als de benodigde kruinhoogte waarbij het probabilistisch overslagdebiet in het zichtjaar 10 l/s/m’ bedraagt in het ontwerppunt.

Een toelichting, onderbouwing en achtergronden bij bovenstaande is opgenomen in de Memo ‘Onderbouwing uitgangspunt kritiek overslagdebiet’ (kenmerk 1804499-00314). Dit memo is opgenomen in Bijlage 9.

### Macrostabiliteit en piping (buitenwaterstand)

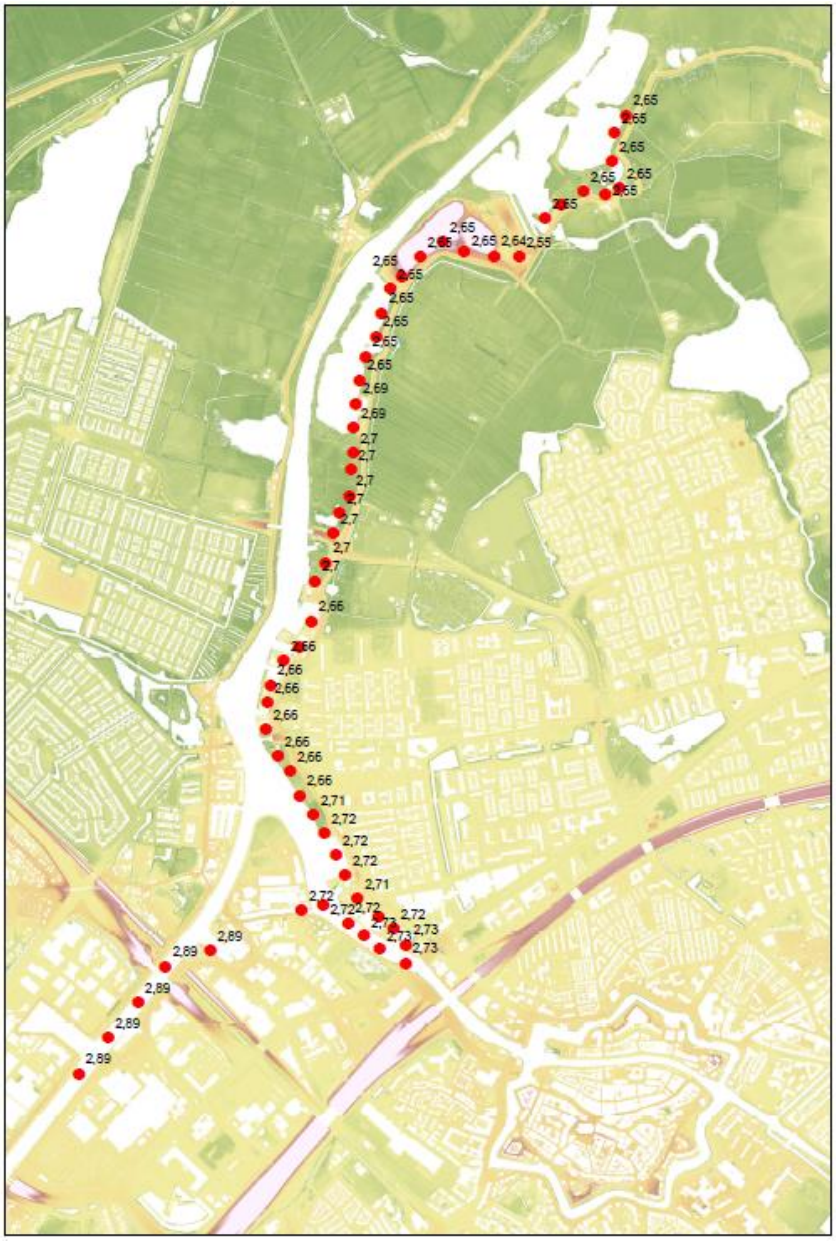
Voor de faalmechanismen macrostabiliteit en piping wordt de Waterstand bij Norm (WBN) bepaald. De berekende waarden (gegeven bovengenoemde uitgangspunten) zijn vastgelegd in Tabel 4.1 en weergegeven in Figuur 4.2.

Wat opvalt is dat er een sprong in het WBN zit ter plaatse van uitvoerpunt ZW_1_53-3_dk_00314 in deeltraject 1a. Ten zuiden van dit punt is de waterstand ca. 20 cm hoger dan voor de rest van het traject. Dit is niet in lijn met wat op basis van fysica verwacht wordt (ca. 10 cm). Dit verschil kan worden verklaard doordat de modelonzekerheid van de waterstand in de probabilistische berekening dominant wordt. Vooralsnog wordt de sprong in het WBN geaccepteerd, omdat verwacht wordt dat dit verschil niet maatgevend is in het geotechnisch ontwerp. In het geotechnisch ontwerp wordt in een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd om vast te stellen wat de gevolgen van de genoemde waterstandsreductie zijn.

[4] Daarnaast geldt ook dat het binnentalud niet steiler mag zijn dan 1:2,3 (dat is hier echter nergens het geval) en dat golven niet hoger mogen zijn dan 4m (dat is hier ook niet het geval), conform OI2014v4 Tabel 5

**Tabel 4.1 Waterstand bij de norm voor zichtjaar 2070, klimaatscenario W+**

| Uitvoerpunt | Waterstand bij Norm [m+NAP] | Uitvoerpunt | Waterstand bij Norm [m+NAP] |
|---|---|---|---|
| ZW_1_53-3_dk_00260 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00290 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00261 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00291 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00262 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00292 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00263 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00293 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00264 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00294 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00265 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00295 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00266 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00296 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00267 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00297 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00269 | 2,55 | ZW_1_53-3_dk_00298 | 2,66 |
| ZW_1_53-3_dk_00270 | 2,64 | ZW_1_53-3_dk_00299 | 2,71 |
| ZW_1_53-3_dk_00271 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00300 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00272 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00301 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00273 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00302 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00274 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00303 | 2,71 |
| ZW_1_53-3_dk_00275 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00304 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00276 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00305 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00277 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00306 | 2,73 |
| ZW_1_53-3_dk_00278 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00307 | 2,73 |
| ZW_1_53-3_dk_00279 | 2,65 | ZW_1_53-3_dk_00308 | 2,73 |
| ZW_1_53-3_dk_00280 | 2,69 | ZW_1_53-3_dk_00309 | 2,73 |
| ZW_1_53-3_dk_00281 | 2,69 | ZW_1_53-3_dk_00310 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00282 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00311 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00283 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00312 | 2,72 |
| ZW_1_53-3_dk_00284 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00314 | 2,89 |
| ZW_1_53-3_dk_00285 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00315 | 2,89 |
| ZW_1_53-3_dk_00286 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00316 | 2,89 |
| ZW_1_53-3_dk_00287 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00317 | 2,89 |
| ZW_1_53-3_dk_00288 | 2,70 | ZW_1_53-3_dk_00318 | 2,89 |




**Figuur 4.2 Waterstand bij de norm voor zichtjaar 2070, klimaatscenario W+**

## Bekledingen (golven)

Voor de faalmechanismen van bekleding op het buitentalud zijn een combinatie van waterstand en (significante) golfhoogte nodig voor de belastingen op de bekleding. Per waterstandsniveau wordt een belasting bepaald die gebaseerd is op de gecombineerde kans van voorkomen van waterstand en golfcondities. De golfcondities per waterstandsniveau worden gebruikt in de toetsing.

De golfrandvoorwaarden (windgolven) voor het ontwerp van grasbekledingen worden bepaald bij de faalkanseis op doorsnedeniveau voor het mechanisme graserosie, omdat aan deze faalkanseis getoetst wordt. In Hydra-NL is uitgegaan van ‘Golfcondities bekledingen’, met bekledingstype ‘Grasmat golfklapzone’.

Vooralsnog zijn alleen de golfrandvoorwaarden voor het ontwerp van grasbekledingen afgeleid. In ontwerploop 1 wordt namelijk alleen gecontroleerd of een grasbekleding voldoet of dat een ander type bekleding nodig is. In het geval een ander type bekleding benodigd is, worden hiervoor de hydraulische randvoorwaarden in ontwerploop 2 bepaald.

Er is bij de berekening van de maatgevende golven voor het ontwerp van de grasbekleding nog geen rekening gehouden met reductie van de golfhoogte als gevolg van schuine golfinval, waardoor de verwachte golfhoogtes en bijbehorende richtingen in sommige gevallen niet logisch en/of realistisch zijn. De verwachting is dat bij gebruik van deze optie de significante golfhoogte die maatgevend is voor het bekledingsontwerp daardoor significant afneemt en vrijwel alle gevallen een bij benadering loodrechte golf oplevert. Gevoeligheidsanalyses laten dit zien. Dit wordt in ontwerploop 1 verder uitgewerkt. Ditzelfde geldt voor een controleslag van bodemhoogtes en strijklengtes (aanbeveling vanuit verkenningsfase). De berekende golfcondities dienen daarom als een grove eerste indicatie van de bovengrens van de optredende golfhoogtes te worden gezien en als zodanig te worden geïnterpreteerd.

De berekende golfcondities zijn weergegeven in Tabel 4.2. Deze golfhoogtes zijn een eerste indicatie. Op basis van bovenstaande aspecten volgt nog een detailslag. Opgemerkt wordt dat niet voor alle uitvoerpunten een golfhoogte kan worden berekend bij een waterstand van NAP+3,0 m, omdat deze waterstand in combinatie met golfslag bij deze uitvoerpunten onwaarschijnlijk is Bij deze uitvoerpunten wordt derhalve gerekend met een waterstand van NAP +2,0 m.

**Tabel 4.2 Berekende golfcondities gras erosie buitentalud voor zichtjaar 2070, klimaatscenario W+**

| Uitvoerpunt | Waterstand [m+NAP] | Significante Golfhoogte [m] | Piek-periode [s] | Golfrichting [° t.o.v. N] |
|---|---|---|---|---|
| ZW_1_53-3_dk_00260 | 1,0 | 1,29 | 3,79 | 247 |
| | 2,0 | 1,19 | 3,52 | 270 |
| ZW_1_53-3_dk_00265 | 1,0 | 1,16 | 3,67 | 0 |
| | 2,0 | 1,14 | 3,43 | 292 |
| ZW_1_53-3_dk_00276 | 1,0 | 1,11 | 3,46 | 225 |
| | 2,0 | 0,83 | 3,11 | 225 |
| ZW_1_53-3_dk_00284 | 1,0 | 1,02 | 3,33 | 225 |
| | 2,0 | 0,98 | 3,29 | 337 |
| | 3,0 | 0,77 | 2,93 | 292 |
| ZW_1_53-3_dk_00291 | 1,0 | 0,96 | 3,23 | 337 |
| | 2,0 | 0,82 | 2,94 | 337 |
| ZW_1_53-3_dk_00298 | 1,0 | 1,05 | 3,38 | 247 |
| | 2,0 | 0,93 | 3,05 | 292 |
| ZW_1_53-3_dk_00301 | 1,0 | 1,19 | 3,10 | 270 |
| | 2,0 | 1,11 | 3,46 | 292 |
| | 3,0 | 0,97 | 3,38 | 292 |
| ZW_1_53-3_dk_00303 | 3,0 | 0,39 | 3,37 | 62 |
| ZW_1_53-3_dk_00306 | 1,0 | 1,09 | 2,91 | 40 |
| | 2,0 | 1,02 | 3,32 | 5 |
| | 3,0 | 0,87 | 3,24 | 17 |

| Uitvoerpunt | Waterstand [m+NAP] | Significante Golfhoogte [m] | Piek-periode [s] | Golfrichting [° t.o.v. N] |
|---|---|---|---|---|
| ZW_1_53-3_dk_00309 | 1,0 | 1,03 | 3,30 | 102 |
| | 2,0 | 1,05 | 3,32 | 102 |
| | 3,0 | 0,92 | 3,24 | 102 |
| ZW_1_53-3_dk_00311 | 1,0 | 1,04 | 3,37 | 67 |
| | 2,0 | 1,05 | 3,39 | 67 |
| | 3,0 | 0,77 | 3,25 | 112 |
| ZW_1_53-3_dk_00312 | 1,0 | 0,91 | 2,64 | 70 |
| | 2,0 | 0,82 | 3,16 | 25 |
| | 3,0 | 0,61 | 2,99 | 25 |
| ZW_1_53-3_dk_00314 | 1,0 | 0,92 | 3,14 | 97 |
| | 2,0 | 0,95 | 3,03 | 97 |
| | 3,0 | 0,62 | 2,77 | 97 |




**Figuur 4.3 Maatgevende golfhoogte en bijbehorende golfrichting voor ontwerp bekleding op gras erosie buitentalud per locatie voor zichtjaar 2070 en klimaatscenario W+**

# 5. Geometrische uitgangspunten

## 5.1 Geometrie

Hoogtegegevens voor de profielen worden in eerste instantie gebaseerd op de profielen die beschikbaar zijn uit de verkenningsfase. In de verkenningsfase zijn de profielen gebaseerd op het AHN2 van 2009. Waar gegevens ontbraken zijn deze aangevuld met inmetingen door de Facto Geo meetdienst in 2002, o.b.v. het beheerregister voorjaar 2016. Deze profielen uit de verkenningsfase worden geverifieerd met AHN3.

Om het ontwerp te optimaliseren en te verfijnen, wordt in de planfase een DTM ingemeten (planning: zomer 2019). Zodra deze informatie beschikbaar is wordt de nauwkeurigheid geverifieerd aan de hand van de huidige gegevens en nauwkeurigheid (ingemeten profielen, ontwerptekeningen DAR[5], AHN, bodemdalingskaart, etc). Bij significante afwijkingen tussen de reeds beschikbare gegevens en de nieuw ingemeten DTM wordt afgeleid wat de meest betrouwbare informatiebron voor de betreffende locatie is. Afhankelijk van de constateringen uit deze verificatieslag wordt gekozen voor de inmeting die de huidige situatie het best omschrijft.

## 5.2 Autonome bodemdaling

In de memo ‘voorstel uitgangspunt autonome bodemdaling’ (zie Bijlage 11) zijn op basis van een aantal bronnen drie deelvragen onderzocht die gebruikt zijn in het advies over dit onderwerp. De volgende deelvragen en de bijbehorende antwoorden zijn opgenomen in dit memo:

**Wat kan op basis van de theorie en beschikbare kennis verwacht worden met betrekking tot autonome bodemdaling?**
De bodemdaling als gevolg van diverse bronnen is onder te verdelen in een ondiepe en diepe component. De theoretische analyse wijst uit dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de ondiepe ondergrond alleen relevant is in het landelijk gebied (deeltrajecten 4d en 5a), omdat hier een bodemopbouw (rivierklei) wordt aangetroffen die mogelijk gevoelig is voor autonome bodemdaling en tevens peilverlaging verwacht mag worden. Echter heeft de peilbeheerder aangegeven dat vanuit zijn praktijkervaring er geen merkbare bodemdaling heeft plaatsgevonden voor dit type bodemopbouw. Daarnaast heeft de gebiedsbeheerder aangegeven dat de afgelopen 20 jaar het peilbesluit voor dit landelijk gebied niet is aangepast.
De gebiedsbeheerder heeft tevens aangegeven dat de veenbodem in het gebied rondom de watergang tussen Wijde Aa en Noorderkolk (deeltraject 5b) de afgelopen 20-30 jaar met ca. 10 mm/j is gedaald en dat bodemdaling daar echt een aandachtspunt is. Echter wordt onder het dijklichaam geen veen aangetroffen, waardoor het niet te verwachten is dat 10 mm/j ter plaatse van het dijklichaam ook zal optreden.

[5] Dijkverbetering achter Ramspol, onderverdeeld in 6 deelgebieden: 1 Sallandse Weteringen, 2 Centrum Zwolle/Zwolle-IJsselkanaal, 3 Spooldersluis - Genemuiden, 4 Zwartsluis - Kadoelersluis, 5 Vechterweerd - Zwolle, 6 Vechterweerd – Zwartsluis. Deze dijkverbetering is opgeleverd rond het jaar 2000.

Uit de theoretische analyse volgt tevens dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de diepe ondergrond alleen relevant is ter plaatse van deeltrajecten 2a en 2b, als gevolg van de actieve grondwateronttrekking die daar ten behoeve van de industrie plaatsvindt.

**Hoe moet de waarde voor autonome bodemdaling uit de verkenningsfase worden geïnterpreteerd (aspecten boven- of ondergrens en betrouwbaarheid) op basis van meetgegevens uit andere meetbronnen?**
Op basis van zowel de bodemdalingskaart en het interview met de gebiedsbeheerder lijkt de in de verkenningsfase afgeleide waarde voor de bodemdalingssnelheid van 2,2 mm/j een bovengrens te vormen. Voor het achterland (veenbodem) ter plaatse van deeltraject 5b lijkt deze waarde op basis van de ervaringen van de gebiedsbeheerder over de laatste 20-30 jaar te laag. Echter komt onder het dijklichaam geen veen voor. Tevens is het peilbesluit al geruime tijd niet aangepast, waardoor het zeer goed mogelijk is dat de autonome bodemdalingssnelheid al geruime tijd geleden hoog was en de laatste jaren zeer laag is.

**Wordt in andere bronnen ook een verschil in autonome bodemdaling voor de verschillende deeltrajecten waargenomen?**
Op basis van theoretische analyse kunnen verschillen tussen deelgebieden worden benoemd, waarbij het landelijk gebied voldoet aan de voorwaarden. Hierbij wordt gevonden dat in deeltrajecten 4d en 5a de hoogste waarde van autonome bodemdaling verwacht mag worden en bij deeltraject 5b niet. Echter, de ervaringen van de gebiedsbeheerder geven wel duidelijke lokale verschillen aan binnen het landelijke gebied, waarbij de autonome bodemdaling in het achterland van deeltraject 5b (venige ondergrond) hoger was/is dan voor het achterland van deeltrajecten 4d en 5a (rivierklei in de ondergrond). Ter plaatse van het dijklichaam in deeltraject 5b wordt echter geen veen aangetroffen (waardoor verwacht mag worden dat de autonome bodemdalingssnelheid zeer beperkt is). De data uit de bodemdalingskaart heeft een groot schaalniveau (2 x 2 km), waardoor lokale verschillen verloren gaan. Het AHN is onbetrouwbaar voor de analyse van bodemdaling en daarom wordt er hier verder niet op ingegaan.

Het uitgangspunt voor autonome bodemdaling in de planuitwerkingsfase is als volgt:
Op basis van de betrouwbare informatie van de bodemdalingskaart en de praktijkervaringen van de gebiedsbeheerder lijkt de waarde voor de bodemdalingssnelheid uit de verkenningsfase (2,2 mm/j) een hoge karakteristieke waarde van het gemiddelde. Hiermee is deze waarde een licht conservatieve waarde. Daarom wordt deze waarden van 2,2 mm/j ook voor de planuitwerkingsfase aangehouden voor deeltrajecten 2a en 2b, vanwege de grondwateronttrekking, en 4d en 5a, omdat daar ook enige autonome bodemdaling te verwachten is vanwege de aanwezigheid van een significant slappe lagen pakket van rivierklei. Voor deeltrajecten 1, 2c, 3, 4a t/m 4c en 5b is er geen significante bodemdaling te verwachten en wordt geen bodemdaling in rekening gebracht. Bovenstaande is samengevat in Tabel 5.1.

**Tabel 5.1: Autonome bodemdaling per deeltraject**

| Deeltraject | Autonome bodemdaling (per jaar) [mm/jaar] | Autonome bodemdaling (50 jaar) [mm] |
|---|---|---|
| 1 | 0 | 0 |
| 2a | 2,2 | 110 |
| 2b | 2,2 | 110 |
| 2c | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 0 |
| 4a | 0 | 0 |
| 4b | 0 | 0 |
| 4c | 0 | 0 |
| 4d | 2,2 | 110 |
| 5a | 2,2 | 110 |
| 5b | 0 | 0 |

# 6. Geotechnische uitgangspunten (STBI, STBU en piping)

## 6.1 Beschikbaar grondonderzoek

Langs het gehele traject is veld- en laboratoriumonderzoek uitgevoerd. Een geografisch overzicht van het beschikbare veldonderzoek is opgenomen in de i-GIM-omgeving voor het project.

Een beknopt overzicht van het onderzoek is opgenomen in Tabel 6.1.

**Tabel 6.1: Overzicht uitgevoerd grondonderzoek**

| Onderzoek | Type onderzoek | Jaar |
|---|---|---|
| Heidemij | Sonderingen, boringen in het kader van versterking DAR (Dijken Achter Ramspol) | 1997 |
| MOS Grondmechanica (NAV 2015) | Sonderingen, boringen, laboratoriumonderzoek | 2015 |
| Medusa | Geofysisch (grondradar en EM) | 2016 |
| MOS Grondmechanica | Sonderingen, mechanische en handboringen, laboratoriumonderzoek | 2018 / 2019 |

## 6.2 Bodemopbouw

De bodemopbouw wordt per faalmechanisme geschematiseerd op basis van het globale SOS en het lokale grondonderzoek. Een globale bodemopbouw van de ondergrond (excl. dijklichaam) voor het gehele traject is weergegeven in Tabel 6.2.

**Tabel 6.2: Globale bodemopbouw Stadsdijken Zwolle**

| Van [m NAP] | Tot [m NAP] | Grondsoort |
|---|---|---|
| +1 à +0 | +0,5 à -0,5 | Dunne zandige toplaag, lokaal afwezig |
| +1 à +0 | +0 à -4 | Klei, laagdikte 0,3 m tot 4 m, lokaal afwezig |
| 0 à -1 | -1 à -3 | Veen, laagdikte 0,3 m tot 2 m, lokaal afwezig |
| -1 à -3 | -30 | Pleistoceen zand, lokaal losgepakt, lokaal een kleilaag (-21 tot -24) |
| -30 | | Maximaal verkende diepte |

De opbouw van het dijklichaam is zeer heterogeen. Deze varieert van een volledige zanddijk tot een volledige kleidijk met het hele spectrum ertussenin. Op basis van het grondonderzoek (geotechnisch lengteprofiel, MOS, 2019) wordt de lokale dijkopbouw geschematiseerd.

## 6.3 Macrostabiliteit

### Partiële factoren

De minimaal vereiste stabiliteitsfactor (toetsfactor) is het product van de schadefactor, schematiseringsfactor en modelfactor. Voor de sterkte van de grond worden rekenwaarden gebruikt waarin de materiaalfactor reeds is verwerkt.

**Schadefactor**

De schadefactor is afhankelijk van de faalkanseis. Bij toepassen van het CSSM materiaalmodel dient te worden uitgegaan van schadefactor-berekening uit Vergelijking 6.1 (WBI 2017):

$$\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dsn} + 0{,}41$$

**Vergelijking 6.1**

Waarin:
$\beta_{eis,dsn} = -\phi^{-1}(P_{eis,dsn}) =$ 4,88 voor STBI en
$\beta_{eis,dsn} =$ 4,41 voor STBU

Dit leidt tot de volgende schadefactoren:
$\gamma_n = 1{,}14$ (STBI)
$\gamma_n = 1{,}07$ (STBU)

In het geval van het toestaan van een hoger overslagdebiet (> 1 l/s/m bij WBN) dient te worden gerekend conform de KPR-factsheet 'Werkwijze macrostabiliteit i.c.m. golfoverslag OI2014v4'. Hierbij wordt de schadefactor aangepast voor de berekening met de volledig verzadigde dijk.

In het geval van het optimaliseren van de conditionele faalkans mag ook worden afgeweken van de default faalkanseis en schadefactor van STBU. Dit dient te gebeuren conform de KPR-factsheet 'Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit'.

**Modelfactor**

Voor de partiële factor voor de modelonzekerheid dienen de waarden uit Tabel 6.3 aangehouden te worden. In principe wordt standaard uitgegaan van het rekenmodel LiftVan, omdat hiermee doorgaans een realistisch glijvlak wordt gevonden en tevens de situatie met het rekenmodel Bishop (cirkelvormige glijvlakken) benaderd wordt. Indien nodig, worden verificatieberekeningen met de andere rekenmodellen uitgevoerd.

**Tabel 6.3: Modelfactoren voor macrostabiliteit CSSM materiaalmodel**

| Rekenmodel | Modelfactor $\gamma_d$ |
|---|---|
| Bishop | 1,11 |
| LiftVan | 1,06 |
| Spencer-Vander Meij | 1,07 |

**Schematiseringsfactor**
De bepaling van de schematiseringfactor kent geen wijzingen ten opzichte van de vigerende methodiek uit het Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren (TRGS, [15]). De waarden van de schematiseringsfactor wijzigen echter wel als gevolg van de aangepaste schadefactor bij het CSSM materiaalmodel. Voor de bepaling van de schematiseringsfactor wordt de aangepaste Excel-rekenhulp van Helpdesk Water, met toelichtende memo 'Update rekenblokjes schematiseringsfactor OI2014v4' (RWS WVL, 24 mei 2017) gebruikt.

**Stabiliteitsfactor**
De minimale stabiliteitsfactor waaraan voldaan moet worden is het product van de schadefactor, modelfactor en schematiseringsfactor.

### Sterkteparameters
Binnen Ontwerploop 0 van de planuitwerkingsfase zijn de sterkteparameters uit de verkenningsfase herbeschouwd aan de hand van het aanvullend grondonderzoek uit de pre-PU-fase (MOS, 2018). De analyse en resultaten zijn beschreven in de rapportage 'Proevenverzameling sterkteparameters' (kenmerk 1804499-00448). De nieuwe sterkteparameters zijn opgenomen in Tabel 6.4.

Ten opzichte van de sterkteparameters uit de verkenningsfase is de sterkte (S-ratio) van de grondsoorten klei en veen lager geworden. Verder wordt nu voor het dijksmateriaal (klei) uitgegaan van gedraineerd gedrag in plaats van ongedraineerd gedrag. De exacte consequenties voor het ontwerp worden in het begin van Ontwerploop 1 bepaald.

**Tabel 6.4: Sterkteparameters Stadsdijken Zwolle, rekenwaarden**

| Grondsoort | $\gamma$ / $\gamma_{sat}$ | $\varphi'_k$ [°] | $\Psi'_k$ [°] | $c'_k$ [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 18,5 / 18,5 | - | - | - | 0,28 | 0,81 | 12 / 5 | 1,36 |
| Veen | 10,5 / 10,5 | - | - | - | 0,30 | 0,81 | 23 / 5 | 1,47 |
| Zand, pleistoceen | 18,0 / 20,0 | 32,9 | 0 | 0 | - | - | - | - |
| Klei, dijksmateriaal | 17,0 / 17,0 | 26,9 | 0 | 0 | - | - | - | - |

De komende periode staan de volgende analyses en onderzoeken gepland waarmee de sterkteparameters nader gespecificeerd worden:

- Aanvullend veld- en laboratoriumonderzoek en analyse; start z.s.m.

Dat maakt dat de parameters in bovenstaande tabel nog worden aangepast. Dit volgt in ontwerploop 1 en wordt meegenomen in ontwerploop 1.

Bij de analyses wordt gebruik gemaakt van de meest recente inzichten uit het POVM-onderzoek Actuele Sterkte (Activiteit 9 – Voorbeeld Schuifsterkteschematisering) [17] en de nieuwste versie van de Schematiseringshandleiding macrostabiliteit [9].

Voor het ophoogmateriaal (zowel kruin als berm) geldt verschillende varianten worden uitgewerkt voor verschillende materialen (bijv. klei A, klei B, met verschillende sterkte-eigenschappen). Zo kan in beeld gebracht worden wat de impact is van het toepassen van verschillende ophoogmaterialen, waarna een onderbouwde keuze gemaakt kan worden voor bijvoorbeeld het aanvoeren van klei of het toepassen van gebiedseigen grond (indien beschikbaar nabij het project).

### Verkeersbelasting

In de sterkteanalyse voor macrostabiliteit binnenwaarts wordt er geen verkeersbelasting toegestaan op de dijk tijdens maatgevende omstandigheden. Dit is conform het Ontwerpkader van WDODelta [6] en ook aangehouden in het verkenningsontwerp. Voor de 1/100 situatie is er wel kans op herstelmaatregelen en zal er wel een verkeersbelasting op de dijk worden gemodelleerd conform het ontwerpkader (13,3 kN/m2, 2,5 meter breed).
Voor de sterkteanalyse bij macrostabiliteit buitenwaarts zal een verkeersbelasting (13,3 kN/m2, 2,5 meter breed) worden gemodelleerd conform de richtlijnen (o.a. Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [9]).

### Probabilistisch ontwerpen

In ontwerploop 1 zal er conform de huidige richtlijnen semi-probabilistisch worden ontworpen. Een mogelijke optimalisatie door middel van een probabilistische analyse is niet voorzien omdat het de verwachting is dat de versterkingsopgave niet groot is. Op het moment dat de inpassing kritisch wordt (net wel of niet mogelijk), kan met een probabilistische analyse worden gecontroleerd of de huidige uitgangspunten voldoende robuust zijn. Deze beslissing dient t.z.t. gemaakt te worden door het dijkmanagementteam in verband met de consequenties voor tijd en budget.

### Ontwerpproces macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

Tijdens ontwerploop 1 wordt het volgende proces gevolgd voor de analyse van STBU:

1. Onderzoeken of rekenkundig aangetoond kan worden dat een buitentalud met helling 1:3 stabiel is. Hiertoe worden de volgende optimalisatiestappen uitgewerkt:
    - Wat is de stabiliteitsfactor van grote afschuifvlakken die minimaal door de kruin of de buitenteen gaan? Wat is vervolgens de terugkeertijd van de buitenwaterstand die hoort bij 1/2H (van dit grote afschuifvlak)? Er vanuit gaande dat een afschuiving niet verder afschuift dan dit niveau kan een waterstand tot dit niveau zonder herstelmaatregelen zeer waarschijnlijk gekeerd worden. Voor hogere buitenwaterstanden is veel meer tijd voor herstelmaatregelen.
    - Op sommige deeltrajecten is het achterland relatief hoog. Wat is de terugkeertijd van waterstanden waarbij overstromen optreedt?
2. Indien het niet mogelijk blijkt om de stabiliteit van het buitentalud rekenkundig aan te tonen (zie stap 1), wordt in overleg gegaan met de beheerorganisatie van WDODelta (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena) over het accepteren van de kans op kleine afschuivingen en deze snel te herstellen indien ze optreden. Hierop zou de beheerorganisatie ingericht moeten worden. Mogelijk hoeft dit alleen bij bepaalde deelgebieden.

3. Indien stap 2 niet leidt tot een bevredigende oplossing, wordt een versterkingsmaatregel ontworpen waarmee de stabiliteit rekenkundig aangetoond wordt. Mogelijke maatregelen:
    - Taludverflauwing (flauwer dan 1:3)
    - Buitenberm
    - Constructieve versterking talud 1:3 (grondverbetering, grondwapening, etc.).

### Dimensionering maatregelen macrostabiliteit

Onderstaande uitgangspunten worden gehanteerd voor het ontwerpen van de stabiliteitsbermen:

- De breedte van de kruin is minimaal 4 meter. In de verkenningsfase is per dijksectie een kruinbreedte bepaald, deze worden overgenomen binnen ontwerploop 1. Afhankelijk van het gebruik van de kruin of de beschikbare ruimte kan hier gefundeerd van afgeweken worden. Dit moet met de beheerder (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena) worden afgestemd;
- De taludhelling van de versterking is 1:3 [26];
- De bermhoogte ligt tussen 1/3 en 1/2 van de kerende hoogte;
- De bermbreedte is minimaal 4 meter [26];
- De taludhelling van de berm is 1:20 [26];
- De bermbreedte wordt met een nauwkeurigheid van 1 tot 2 meter berekend;
- De ontwerphoogte en -lengte van de berm wordt bepaald door iteratief de bermhoogte en -lengte te variëren. Hieruit volgen combinaties van hoogte en lengte. Vervolgens wordt aan de hand van de beschikbare ruimte bepaald welke combinatie in het ontwerp wordt aangehouden.

## 6.4 Piping

### Partiële factoren

*Veiligheidsfactor voor opbarsten* $\gamma_{up}$

De benodigde veiligheidsfactor volgt uit OI2014v4 (formule 4.9) en wordt bepaald met Vergelijking 6.2:

$$\gamma_{up} = 0{,}48 \cdot e^{(0{,}46\beta_{eis,dsn} - 0{,}27\beta_{max})}$$

**Vergelijking 6.2**

Dit leidt tot een veiligheidsfactor $\gamma_{up}$ = 1,76

*Veiligheidsfactor voor heave* $\gamma_{he}$

Conform de KPR-memo “Beantwoording helpdeskvraag 17 05 0374 omtrent de toe te passen heavegradient bij langsconstructies” (4 mei 2017) wordt geen normafhankelijke veiligheidsfactor voor heave toegepast.

*Veiligheidsfactor voor terugschrijdende erosie* $\gamma_{pip}$

De benodigde veiligheidsfactor volgt uit OI2014v4 (formule 4.5) en wordt bepaald met Vergelijking 6.3:

$$\gamma_{he} = 1{,}04 \cdot e^{(0{,}37\beta_{eis,dsn} - 0{,}43\beta_{max})}$$

**Vergelijking 6.3**

Dit leidt tot een veiligheidsfactor $\gamma_{pip}$ = 1,43

### D70

In de verkenningsfase is een D70 tussen 200 en 270 µm gehanteerd [3]. Daarna heeft Mos Grondmechanica B.V binnen het projectgebied op verschillende locaties langs het dijktraject grondboringen en zeefanalyses uitgevoerd (2018/2019). Deze data zijn geanalyseerd op D70 en D10, in verband met pipinggevoeligheid en doorlatendheid. Uit deze statistische analyse is gebleken dat de korrelgrofheid (D70) van 219 µm representatief is voor het gebied en dat er geen grote verschillen in korrelgrootte aanwezig zijn langs het dijktraject. De resultaten van de analyse zijn opgenomen in Bijlage 13

$d_{70,k}$ = 219 µm; dit betreft een lage karakteristieke schatting op basis van een lognormale verdeling in combinatie met een laag gemiddelde schatting, e.e.a. conform vergelijken 2.3 t/m 2.5 van de Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit [9].

### Doorlatendheid

In de verkenningsfase is gerekend met twee scenario's voor de doorlatendheid van het watervoerende pakket:

- Een doorlatendheid van 15 m/dag op basis van beschikbare zeefanalyses (afgeleid ten tijde van NAV: 2015)
- De waarde uit DINO-tabellen van 47 m/dag aangehouden (bron: VNK-excelsheet beschikbaar bij WDODelta)

De doorlatendheid van zandlagen wordt in-situ gemeten met HPT-(A)MPT sonderingen en vervolgens gecombineerd met geofysische metingen van de deklaagdikte in het voorland en numerieke pipingberekeningen met D-Geo Flow. De resultaten worden vervolgens geanalyseerd om bovenstaande parameters aan te scherpen. De aangescherpte parameters worden gebruikt voor de analyses in de planuitwerkingsfase.

De resultaten van het HPT-AMPT onderzoek worden begin oktober 2019 verwacht. De resultaten van de numerieke berekeningen worden in november/december 2019 verwacht. Deze werkzaamheden worden meegenomen in de planning van de ontwerpwerkzaamheden van ontwerploop 1 en zijn daarmee geborgd in het ontwerpproces.

### Dimensionering maatregelen piping

Deze TUN beschrijft enkel uitgangspunten voor conventionele versterkingsmaatregelen voor piping: klei-ingraving voorland, pipingberm en kwelscherm. De volgende uitgangspunten worden gehanteerd bij de dimensionering van de maatregelen:

- Voor de oplossingen in grond (klei-ingraving voorland en pipingberm) wordt de lengte bepaald met de rekenregel van Sellmeijer (cf OI2014v4 [4]);
- De dikte van pipingbermen wordt bepaald met de rekenregels uit de TRWD [14]. De dikte van een klei-ingraving in het voorland is minimaal 1 meter, met daar boven een leeflaag. De dikte van de leeflaag wordt afgestemd met beheer (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena)en is afhankelijk van het gebruik van het voorland;
- De erosieklasse van de klei toegepast in zowel pipingbermen als klei-ingravingen wordt afgestemd met beheer (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena);

- De inheidiepte van de kwelschermen wordt bepaald met het heave-criterium (cf het OI2014v4 [4][6]). De breedte van het scherm (voor achterloopsheid) wordt bepaald met de rekenregel van Bligh [21].

# 7. Geohydrologische uitgangspunten

Bij de start van de planuitwerkingsfase zijn peilbuismetingen beschikbaar voor een aantal peilbuisraaien verspreid over het projectgebied. Deze zijn geanalyseerd. De resultaten zijn opgenomen in dit hoofdstuk.

## 7.1 Stijghoogte

Voor de schematisatie van de stijghoogte in de watervoerende lagen wordt gebruik gemaakt van de benaderingen uit Technisch Rapport Waterspanning bij dijken (TRWD, [14]).

*Deeltraject 1, 2 en 3 en deels 4 (tot Twistvlietbrug)*
Binnen deze deeltrajecten is de kerende hoogte van de dijk relatief beperkt, ook na ophoging om het hoogtetekort te verhelpen (< 3m). Hier geldt dat in eerste instantie wordt gebruik gemaakt van de eenvoudige maar conservatieve uitgangspunten van bijlage 1 van de TRWD om te toetsen of de stabiliteit van het basisontwerp (huidig dijklichaam + extra hoogte) voldoet. Wanneer dat niet het geval is, wordt deze stap uitgevoerd met een schematisering van de stijghoogte conform bijlage 4 van de TRWD. Indien een opgave voor stabiliteit volgt, wordt een maatregel ontworpen, waarbij eveneens uit wordt gegaan van bijlage 4 van de TRWD.

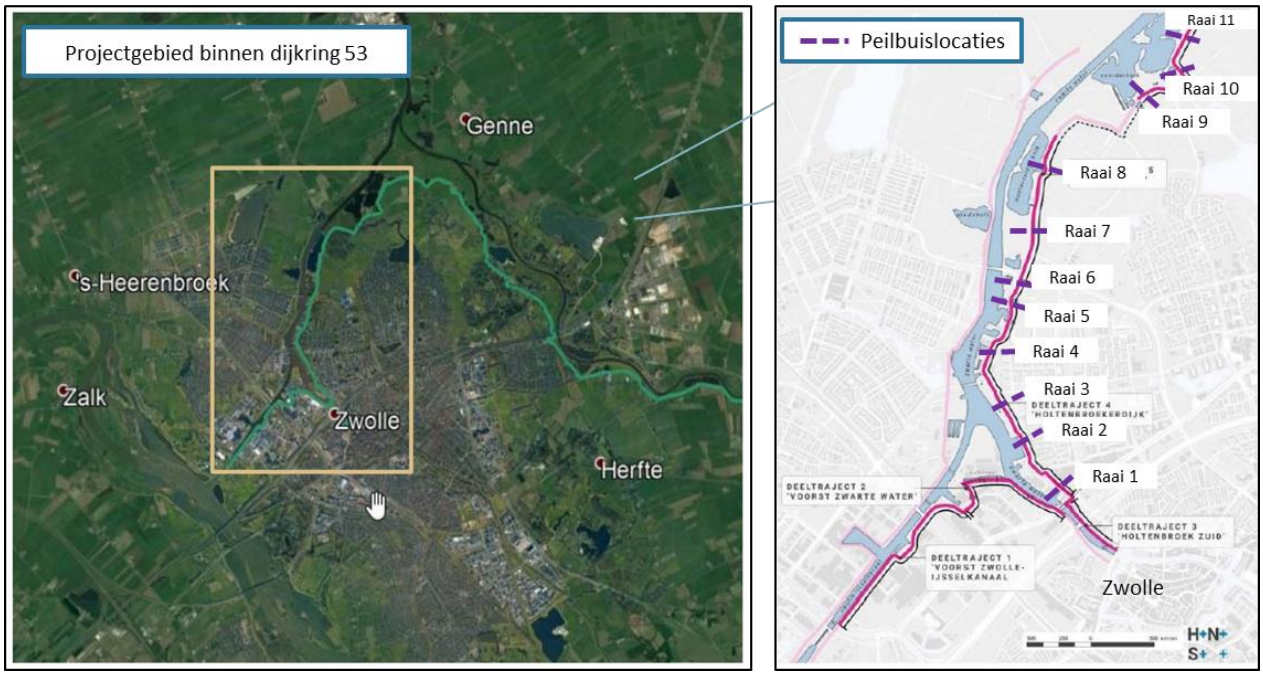
*Deeltraject 4 (vanaf Twistvlietbrug) en 5*
Binnen deze trajecten is de kerende hoogte van de dijk relatief groot (ten opzichte van de overige deeltrajecten binnen het project), ook na ophoging om het hoogtetekort te verhelpen (> 3m). Hier geldt dat de stijghoogte direct geschematiseerd wordt conform bijlage 4 van de TRWD. Ook binnen het ontwerp van maatregelen voor stabiliteit wordt uitgegaan van bijlage 4 van de TRWD.

Door middel van een peilbuisanalyse van de stijghoogtes tijdens een hoogwaterperiode (maart 2019) zijn de stijghoogtes tijdens de waterstand bij norm geoptimaliseerd door het afleiden van een karakteristieke waarde van de responsfactor op de buitenwaterstand. De voorwaarde in deze analyse is dat het voorland ter plaatse van de peilbuizenraai onder water heeft gestaan.

**Responsfactor**
In het ontwerp wordt de karakteristieke waarde van de responsfactor toegepast, die de bovengrens van de respons van de stijghoogte op de buitenwaterstand beschrijft. Uit de analyse is gebleken dat door toepassing van een factor 1,25 een nauwkeurige benadering van de karakteristieke waarde wordt verkregen. Deze is per peilbuisraai (zie voor de locaties in Figuur 7.1) bepaald en weergegeven in Tabel 7.1.

[6] In tegenstelling tot wat in het OI2014v4 is opgenomen wordt, conform KPR-memo met onderwerp Beantwoording helpdeskvraag 17 05 0374 omtrent de toe te passen heavegradiënt bij langsconstructies geen veiligheidsfactor en schematiseringsfactor toegepast voor heave.

Er zijn recent nog 4 aanvullende peilbuizen bijgeplaatst (2 in raai 6 en 2 in raai 7). In ontwerploop 2 wordt beschouwd of de aanvullende data van de bijgeplaatste peilbuizen meerwaarde kunnen bieden als optimalisatie voor de stijghoogte ter plaatse van probleemlocaties.




**Figuur 7.1: Overzicht peilbuisraaien**

**Tabel 7.1: Responsfactor per peilbuisraai**

| Raai | Gemiddelde responsfactor raai | Karakteristieke responsfactor raai |
|---|---|---|
| Raai 1: PB53-90.3 | 0,67 | 0,84 |
| Raai 2: PB53-90.8 | 0,69 | 0,86 |
| Raai 3: PB53-91.1 | 0,65 | 0,81 |
| Raai 4: PB53-91.6 | 0,52 | 0,65 |
| Raai 5: PB53-92.0 | 0,37 | 0,46 |
| Raai 6: PB53-92.2 | 0,34 | 0,43 |
| Raai 7: PB-19 | 0,30 | 0,38 |
| Raai 8: PB53-93.2 binnenteen | 0,23 | 0,29 |
| Raai 8: PB53-93.2 buitenteen | 0,60 | 0,75 |
| Raai 9: PB53-94.5D binnenteen | 0,45 | 0,56 |
| Raai 9: PB53-94.5D binnenteen-[Aanvullende validatie] | 0,44 | 0,58 |
| Raai 9: PB53-94.5D buitenteen | 0,76 | 0,95 |
| Raai 10: PB53-94.8 binnenteen | 0,43 | 0,54 |
| Raai 10: PB53-94.8 buitenteen | 0,76 | 0,95 |
| Raai 11: PB53-95.1 | 0,45 | 0,56 |

Validatie voor de metingen ter plaatse van raai 9 toont aan dat voor een andere hoogwatergolf (najaar 2017 i.p.v. voorjaar 2019) vergelijkbare resultaten geeft voor de stijghoogterespons en de weerstand van het voorland.

### Leklengtes

De leklengtes die per raai aangehouden kunnen worden, volgen uit de peilbuisanalyse. Deze worden gebruikt in de stabiliteits- en pipinganalyses in Ontwerploop 1.

### Weerstand voorland

Op locaties met voorland kan een weerstand in rekening worden gebracht van minimaal 1 dag (raai 7, veel voorland) tot 10 dagen (raai 6, gemiddeld voorland). De dikte en samenstelling van het voorland van traject 4 en 5 wordt in oktober 2019 in beeld gebracht met geofysisch onderzoek. De resultaten van het onderzoek worden meegenomen in de (piping-)analyses in Ontwerploop 1.

## 7.2 Freatische lijn

Voor de schematisatie van de waterstand in de dijk wordt gebruik gemaakt van de eenvoudige benaderingen uit bijlage 1 van het Technisch Rapport Waterspanning bij dijken (TRWD). Als een optimalisatie nodig is kan, in overleg met een expert, door middel van een geavanceerd model (bijvoorbeeld Plaxflow in Plaxis) de freatische lijn worden aangepast, indien dit kansrijk lijkt. Dit kan worden toegepast in de STBI- en STBU-analyse, er zijn handvatten gegeven door het KPR in de factsheet ‘Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit’. Voor deze analyse is waarschijnlijk aanvullend onderzoek nodig (zie factsheet optimalisatie freatische lijn, Bijlage 7).

Dit onderzoek bestaat uit boorgatproeven waarmee de in-situ doorlatendheid van de dijk op verschillende dieptes kan worden bepaald. Deze doorlatendheden kunnen gebruikt worden als input voor een tijdsafhankelijke grondwaterstromingsberekening.

## 7.3 Polderpeilen

Onderstaande tabel 7.2 geeft de polderpeilen van de peilgebieden aangrenzend aan de dijken binnen het project SDZ. Deze informatie is afkomstig uit het beheersysteem van WDOD.

**Tabel 7.2: Polderpeilen per deeltraject**

| Deeltraject(en) | Hectometrering | Peilgebied polder * | Polderpeil (max/min) # [m+NAP] |
|---|---|---|---|
| 1 en 2 | 53-46.8 t/m 53-49.5 (Spooldersluis tot A28) | 952 | -0,2/-0,4 |
| 3, 4 en 5 | Keersluis Zwolle t/m 53-95.2+50m (keersluis Zwolle t/m eind traject Stadsdijken Zwolle) | 409 | -0,3/-0,5 |
| **Opmerkingen**<br>* = Uit beheersysteem WDOD, juni 2019<br># = Vroeger waren deze waarden het zomer en winterpeil; dat is niet meer gangbaar. De peilbeheerder kan naar eigen inzicht het peil instellen tussen het maximum- en minimumpeil afhankelijk van de situatie. | | | |

Voor profielen waar geen sloot aanwezig is ter plaatse van de binnenteen van de dijk wordt voor het polderpeil maaiveldniveau aangehouden.

Voor zowel de faalmechanismen macrostabiliteit (binnenwaarts) als piping wordt uitgegaan van het hoogste peil van de betreffende polder in Tabel 7.2. Mocht peilopzet van de watergang achter de waterkering tijdens hoogwater een significante verbetering van de LCC raming opleveren , wordt dit als variant meegenomen in Ontwerploop 1 en besproken met relevante stakeholders (zoals de beheerder). Dit kan dan toegevoegd worden aan beheer- / calamiteitenplannen, mits dat niet reeds is vastgelegd.

# 8. Kruinhoogte waterkering

De benodigde kruinhoogte wordt bepaald met:

Aanleghoogte – (zettingen + klink + autonome bodemdaling) ≥ HBN

waarin:

| | |
|---|---|
| Aanleghoogte: | het niveau waarop de dijkkruin wordt aangelegd of aanwezig is bij oplevering van de dijkversterking [m+NAP] |
| Zettingen: | afname van de hoogteligging van het maaiveld door het aanbrengen van ophogingen [m] |
| Klink: | inklinking van het aangebrachte ophoogmateriaal [m] |
| Autonome bodemdaling: | zetting ten gevolge van polderpeilverlaging, voortgaande zetting door vroegere ophogingen, gas- en zoutwinning, isostasie, e.d. [m] |

Voor de dijkversterking wordt uitgegaan van aanvullingen met goed verdicht materiaal, zodat de klink verwaarloosbaar is. In de Ontwerploop 1 wordt het effect van zettingen ten gevolge van ophogingen ingeschat op basis van een oriënterende berekening. De benodigde aanleghoogte wordt derhalve in deze fase van het ontwerpproces berekend als de som van het HBN vermeerderd met de autonome bodemdaling (paragraaf 5.2) en zetting

De aanleghoogte dient over de volledige kruinbreedte van het ontwerp van de versterking aanwezig te zijn.

**Zetting**
In Ontwerploop 1 wordt uitgegaan van een zetting van 1 cm per 10 cm kruinophoging. Bij een kruinverhoging van 40 cm wordt dus van 4 cm zetting uitgegaan. Deze waarde is gebaseerd op een oriënterende berekening bij een maatgevend profiel. De onderbouwing en uitgangspunten zijn opgenomen in Bijlage 14.

In Ontwerploop 2 worden per deelgebied gedetailleerdere zettingsberekeningen uitgevoerd op basis van zettingsparameters die gebaseerd zijn op het beschikbare grondonderzoek.

# 9. Langsconstructies

Voor het ontwerp van de langsconstructies is in de verkenningsfase uitgegaan van het OI2014v3 en de POVM-memo Quick Wins [27]. Ondertussen is echter het OI2014v4 (februari 2017) van kracht en zijn er vanuit de POV Macrostabiliteit nieuwe inzichten met betrekking tot het ontwerp van langsconstructies die in de zomer van 2019 gepubliceerd worden. Op basis hiervan worden in voorliggend hoofdstuk de belangrijkste uitgangspunten voor het berekenen van stabiliteitsverhogende langsconstructies in het project Stadsdijken Zwolle op een rij gezet. Voor kademuren wordt een aparte aanpak voorgesteld.

## 9.1 Rekenmethodiek

In het VKA [4] is voor het ontwerpen van damwandconstructies met EEM (Plaxis) gebruik gemaakt van de voor de dijkversterking KIS opgestelde 'Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen in primaire waterkeringen' (OSPW) [16]. Deze richtlijn wordt ook voorgeschreven in de 'Handreiking ontwerpen met overstromingskansen' (OI2014v4) [4]. Dit is de huidige vigerende aanpak die voor het ontwerp van de dijkversterking van toepassing is. In het kader van de POV Macrostabiliteit (POVM) verschijnen in 2019 echter de 'POVM Publicatie Langsconstructies' (PPL, [18]) en 'POVM Publicatie Eindige Elementen Methode (EEM)' (PPE, [19]). De publicaties bevatten de meest recente inzichten in het ontwerp van langsconstructies. De PPL beschrijft alle aspecten van variantenafweging tot ontwerp en uitvoering van verschillende typen langsconstructies. De PPE gaat specifiek in op de toepassing van EEM binnen het ontwerp en geeft uitgewerkte rekenvoorbeelden.

De belangrijkste wijzigingen in de POVM publicaties ten opzicht van de OSPW zijn de volgende:

- Overstap van gedraineerd naar ongedraineerd rekenen met het Shansep grondmodel;
- Aangepaste en eenvoudigere rekenfasering;
- Gelijke verdeling van de faalkansruimte over de mechanismen 'geotechnische instabiliteit', 'constructief bezwijken' en (indien van toepassing) 'falen ankersysteem';
- Andere werkwijze voor het meenemen van autonome bodemdaling, zakkende grond op ankers en toetsing van het verticaal draagvermogen;
- Mogelijkheid voor ruimere vervormingseisen door middel van maatwerkanalyse;
- Zowel toepasbaar op de binnenwaartse stabiliteit (STBI) als de buitenwaartse stabiliteit (STBU) van de waterkering;
- Naast damwandconstructies ook geschikt voor het ontwerp van andere constructies (diepwand, combiwand kistdam, boorpalenwand).

De conceptversies van de PPL [18] en PPE [19] zijn reeds beschikbaar en zullen worden gehanteerd tot de definitieve versie beschikbaar is. Een deel van de uitzichten uit POVM (Quick wins [20]) is in het VKA van Stadsdijken Zwolle ook al meegenomen. Daarom wordt voorgesteld de nieuwe rekenmethodiek uit deze publicaties te gebruiken voor het ontwerp van de langsconstructies binnen de dijkversterking Stadsdijken Zwolle. De ervaring tot nu toe is dat toepassing van hiervan veelal leidt tot een lichter ontwerp dan met de OSPW. Ook wordt, door vooruitlopend op de officiële publicatie en het vigerend worden van de nieuwe ontwerpmethodiek over te stappen, voorkomen dat in een latere projectfase alsnog moet worden overgestapt en het ontwerp dient te worden aangepast. De

conceptversies van de POVM-publicaties zijn ook in een dusdanig vergevorderd stadium dat er geen grote wijzigingen meer worden verwacht.

## 9.2 Geotechnische parameters

In het VKA zijn de langsconstructies ontworpen met Mohr Coulomb (MC) parameters. Specifiek voor de Plaxisberekeningen zijn er sterkte- en stijfheidsparameters afgeleid uit triaxiaal- en DSS-proeven. Voor alle veenlagen is gerekend met de gedraineerde MC sterkteparameters φ' en c'. De waarden zijn afgeleid bij 10% rek (veen), pieksterkte (klei) en 2% rek (zand).

Bij de nieuwe Plaxisberekeningen zal gebruik worden gemaakt van het Critical State Soil Model (CSSM), waarbij de belangrijkste verandering is dat er voor klei- en veenlagen gerekend wordt met ongedraineerde parameters (su, S, m, OCR). In Plaxis is hiervoor het Shansep NGI-ADP model beschikbaar. Voor gedraineerde grondlagen (zand, en klei boven de grondwaterstand) wordt nog wel met gedraineerde parameters gerekend. Deze worden echter afgeleid bij hogere rekwaarden (25%), wat leidt tot hogere waarden van φ' en een waarde van c' = 0.

Voor de stijfheidsparameters werd voorheen veelal gebruik gemaakt van het Mohr Coulomb en Hardening Soil (Small Strain) model. Nu dient er ook, vooral bij grote ophogingen, gebruik te worden gemaakt van het Soft Soil Creep model, om zettingen en tijdsafhankelijke spanningsveranderingen in de ondergrond goed te kunnen modelleren.

Voor de Plaxisberekeningen wordt gebruik gemaakt van de materiaalmodellen conform PPL en PPE. In eerste instantie worden parameters afgeleid op basis van de beschikbare parameters uit het VKA en wordt er gebruik gemaakt van sonderingen en vuistregels. Op basis van de eerste berekeningen in loop 1 kan worden vastgesteld welke parameters dominant zijn voor het ontwerp van de langsconstructies. Als blijkt uit gevoeligheidsanalyses dat optimalisatie van bijvoorbeeld parameters door meer onderzoek een acceptabele kans op een goedkoper ontwerp oplevert dan kan voorloop 2 aanvullend onderzoek worden uitgevoerd. Dit dient door middel van een businesscase door het dijkmanagementteam te worden besloten.
Het is niet eenduidig vast de stellen of rekenen met ongedraineerde parameters leidt tot een lichter ontwerp dan gedraineerde parameters. Dit is ook sterk afhankelijk van de bodemopbouw en of er bijvoorbeeld sprake is van opdrijven of opbarsten. In dit geval leidt ongedraineerd rekenen waarschijnlijk tot een optimalisatie, doordat de ongedraineerde sterkte van de deklaag kan worden meegenomen. Dit dient te worden onderzocht in loop 1 door middel van gevoeligheidsanalyses.

## 9.3 Partiële factoren

Bij ongedraineerd rekenen dienen andere partiële factoren toegepast te worden dan bij gedraineerd rekenen. Ook wordt een andere verdeling gebruik voor de beschikbare faalkansruimte over de mogelijke faalkansscenario's.

In het VKA is uitgegaan van de volgende verdeling:

- Constructief falen wand: 40%
- Constructief falen door bezwijken ankerlichaam: 40%
- Geotechnisch bezwijken: 10%
- Breuk ankerstaaf, -bevestiging en gording: 10%

Op basis van PPL [17] wordt voortaan altijd de volgende standaard verdeling gehanteerd:

- Constructief falen wand: 33%
- Constructief falen ankerconstructie: 33%
- Geotechnisch bezwijken: 33%

In het geval van een onverankerde wand wordt de 33% voor falen van de ankerconstructie niet benut, conform de voorgeschreven werkwijze in de PPL. De motivatie hiervoor is enerzijds eenvoud, door altijd gebruik te maken van dezelfde verdeling, en anderzijds het geringe effect van een afwijkende keuze op de schadefactor.

De partiële factoren voor beide verdelingen zijn gegeven in Tabel 9.1. De schadefactor γn voor geotechnisch bezwijken is bepaald op basis van de 33% faalkansruimte van de faalkanseis op doorsnedeniveau. De schematiseringsfactor voor de POVM-aanpak is nog niet afgeleid. De factoren voor de toets op geotechnisch bezwijken en de constructieve toets zijn dus ook nog niet bekend. Dit vindt plaats in het begin van ontwerploop 1.

**Tabel 9.1: Partiële factoren ontwerp langsconstructies**

| Factor | VKA (OSPW) (STBI/STBU) | POVM (STBI/STBU) |
|---|---|---|
| Schadefactor ($\gamma_n$) | 1,17 / 1,11 | 1,17 / 1,11* |
| Schematiseringsfactor ($\gamma_b$) | 1,1 | n.t.b. |
| Modelfactor ($\gamma_d$) | 1,0 (finetuning) | 1,06 |
| Geotechnisch bezwijken ($\Sigma M_{sf}$) | 1,29 / 1,22 | n.t.b. |
| Toets constructie | 1,22 / 1,16 | n.t.b. |
| Correctiefactor/belastingeffectfactor wand | 1,15 | 1,0 |
| Correctiefactor/belastingeffectfactor anker | 1,25 | 1,25 |
| Partiële factor vervorming | n.v.t. | 1,3 |
| **Opmerkingen**<br>* Voor het bepalen van de schadefactor voor STBU is uitgegaan van een 10x hogere faalkans dan voor STBI. De faalkanseis voor STBU wordt echter nog geoptimaliseerd, waardoor de schadefactor lager zal worden.<br>** De schematiseringsfactor voor de POVM-aanpak dient nog afgeleid te worden. Voor de vergelijking is hier uitgegaan van dezelfde waarde als in het VKA. | | |

## 9.4 Bodemopbouw, waterstanden en geometrie

In de schematisering van de bodemopbouw, grondwaterstanden en stijghoogtes zijn er geen wijzigingen in POVM. Hierin wordt verwezen naar het ‘Technisch rapport waterspanningen bij dijken’ (TAW, 2004). Andere hydraulische randvoorwaarden kunnen mogelijk wel tot wijzigingen leiden ten opzichte van het VKA.

Indien een talud achter de wand instabiel is dient er een restprofiel toegepast te worden bij de toetsing van de stabiliteit en constructie. De schematisering van het restprofiel met een zakking van het talud over 2/3 van de kerende hoogte blijft gelijk aan de werkwijze in de OSPW. In de OSPW wordt echter niet gerekend met reststerkte (gereduceerde grondsterkte in de verstoorde zone van het glijvlak). In

de PPL en PPE wordt echter aangegeven dat dit bij gebruik van ongedraineerde sterkte niet altijd tot een voldoende veilige schematisatie leidt. Er is echter nog geen definitieve aanpak beschikbaar voor het restprofiel. Voorlopig wordt daarom uitgegaan van de indicatieve reststerkte van 70% (van de critical state sterkte) in de verstoorde zone onder het restprofiel conform PPL en PPE.

Bij het bepalen van de benodigde hoogte van de waterkering dient rekening te worden gehouden met het mogelijk ontstaan van een restprofiel. Het ontstaan van een restprofiel moet worden voorkomen als er sprake is van een overslagdebiet groter dan 0,1 à 1,0 l/s/m. Hier zijn op dit moment nog geen richtlijnen voor en dient per locatie en situatie te worden bepaald. Handvatten hiervoor zijn wel genoemd in de PPE.

## 9.5 Rekenfasering

In het VKA is reeds een aangepaste rekenfasering toegepast op basis van de quick wins uit POVM. Een belangrijke wijziging is dat er in de OSPW in de laatste fase voor de phi-c-reductie (toets van de stabiliteit en constructie) gewisseld wordt van representatieve naar rekenwaarden van de grondparameters. Dit leidt veelal tot een overschatting van de snedekrachten en verplaatsingen in de constructie. Daarom is in het VKA, waar mogelijk, al voor het aanbrengen van de constructie gewisseld naar rekenwaarden.

Bij het toepassen van CSSM zijn alle materiaalfactoren gelijk aan 1,0 en speelt dit probleem dus niet. Dit leidt over het algemeen tot lagere snedekrachten en kleinere vervormingen van de constructie.

De rekenfasering is met POVM eenduidiger dan met de OSPW en er hoeft bijvoorbeeld niet meer gewisseld te worden tussen associatieve en niet-associatieve parametersets. Verder blijft de aanpak met eerst de opbouw van de huidige dijk, vervolgens aanbrengen van constructieve elementen en ophogingen en daarna toetsing onder maatgevende omstandigheden gelijk. Ook worden de geotechnische stabiliteit, constructie en vervormingen nog in aparte fasen getoetst.

## 9.6 Autonome bodemdaling, zakkende grond en verticaal draagvermogen

In de OSPW wordt bodemdaling in het model meegenomen door een verlaging van het maaiveld. In POVM wordt dit nog steeds zo gedaan, maar wordt ook een volumecontractie toegepast of kruipberekening uitgevoerd om de spanningen in de ondergrond goed te modelleren.

In de OSPW wordt de toename van de ankerkracht door zakkende grond op ankers berekend met een aangepast CUR model (CUR 166) op basis van de ankerkracht in de maatgevende ontwerpsituatie. Dit kan leiden tot zeer hoger ankerkrachten. In de POVM wordt hetzelfde model gebruikt, maar wordt de toename berekend onder dagelijkse omstandigheden en wordt de toename van de ankerkracht in het PLAXIS-model ingevoerd als voorspanning. Deze werkwijze leidt tot een kleinere invloed van de zakkende grond op de ankerkrachten.

De hoge ankerkrachten die met OSPW berekend worden, leiden ook tot een hoge normaalkracht in de wand. Dit kan er toe leiden dat het verticaal draagvermogen, en niet de geotechnische stabiliteit, maatgevend wordt voor de lengte van de wand. De berekening van het verticaal draagvermogen

volgens PPE en PPL  leidt tot lagere normaalkrachten en dus kortere wanden in loop 1 van de PU-fase.

## 9.7 Vervormingen

Bij ontwerpen van onverankerde damwanden met de OSPW kunnen de vervormingseisen er toe leiden dat een zeer zware damwand benodigd is of een verankering toegepast moet worden. Met PPE/PPL kunnen de vervormingseisen worden versoepeld. Bij de toets op vervorming gelden onder maatgevende omstandigheden dezelfde eisen als in de OSPW (max. 0,1 m horizontale wandverplaatsing). Aanvullend worden eisen gesteld aan de kruindaling (max. 0,1 m), de verschilverplaatsing tussen de binnen- en buitenteen (max. 0,1 m) en de zakking van een verankerde wand bij de controle van het verticaal evenwicht (max. 0,02 m). De vervormingseis van max. 0,5 m uitbuiging bij de constructieve toets komt te vervallen. Wel is er ruimte voor een maatwerkanalyse indien niet aan de eisen wordt voldaan. Indien kan worden aangetoond dat de vervormingen geen invloed hebben op de dijkveiligheid en andere faalmechanismen kunnen grotere vervormingen toelaatbaar zijn. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van bijlage A van PPE en dient nog verder uitgewerkt te voor SDZ. In ontwerploop 1 zal hier per locatie en situatie naar worden gekeken en beoordeeld.

## 9.8 Kademuren

Kademuren vallen in principe niet onder de aanpak en veiligheidsfilosofie van de PPL en PPE. Daarom wordt een aparte aanpak gehanteerd voor het ontwerp van kademuren. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van het Handboek Kademuren [24] en CUR166 ‘Damwandconstructies’ [25], Richtlijn Ontwerp Kunstwerken (ROK 1.4) [28], waarbij een aanpak conform de Eurocode (NEN-1990 en NEN-9997) wordt gehanteerd. Omdat de kademuren onderdeel uitmaken van de waterkering dienen deze echter ook beoordeeld te worden op basis van de waterkeringseisen conform PPL en PPE.

In eerste instantie wordt een kwalitatieve analyse gemaakt om te bepalen welke veiligheidsbenadering (Handboek Kademuren of PPL/PPE) maatgevend is. Indien nodig wordt dit onderbouwd met berekeningen voor beide aanpakken. De maatgevende aanpak wordt vervolgens toegepast voor het ontwerp van de kademuren. Hierbij wordt in alle gevallen gebruik gemaakt van Plaxis en de rekenfasering uit de PPL en PPE. Indien kademuren volgens de eenvoudige aanpak met D-Sheet Piling ontworpen kunnen worden, maar wel een waterveiligheidsfunctie hebben (bijv. hoogte), worden aangepaste partiële factoren gehanteerd behorend bij de vereiste betrouwbaarheidsindex conform de waterveiligheidsbenadering. In onderstaande tabel is een overzicht opgenomen van de langsconstructies die geïdentificeerd zijn als kademuur.

**Tabel 9.2: Overzicht met langsconstructies die als kademuur geïdentificeerd zijn**

| Nr. | Deeltraject | Hm van - tot | Omschrijving kadeconstructie |
|---|---|---|---|
| 1 | 1a | 53-47.5 – 53-47.65 | Insteekhaven Scania; alleen onderdeel scope bij kruinverlegging |
| 2 | 2c | 53-48.85 – 53-48.95 | VARO |
| 3 | 3 | 53-89-95 – 53-90.15 | Damwand bij Achmea,  Euromaster en Europcar |

# 10. Waterkerende kunstwerken

## 10.1 Ontwerpinstrumentarium kunstwerken

Uitgangspunt is dat met de meest recente versie van het ontwerpinstrumentarium wordt gewerkt. Op dit moment is dat de Werkwijzer Ontwerp Waterkerende kunstwerken (WOWK, [21]). Deze werkwijzer prevaleert boven het OI2014v4 [4], waarin overigens ook zeer weinig over het ontwerp van kunstwerken gezegd wordt. Tevens wordt gebruik gemaakt van de schematiseringshandleidingen voor kunstwerken vanuit WBI2017.

## 10.2 Faalkanseisen per faalmechanisme per kunstwerk

Aan het einde van de levensduur moet de faalkans voldoen aan de faalkanseis per faalmechanisme bij de maximaal toelaatbare overstromingskans (ondergrens). Voor het afleiden van de faalkanseis per faalmechanisme per kunstwerk geldt de volgende formule [21]:

$$P_{eis,kw} = \frac{P_{max} \cdot \omega}{N}$$

**Vergelijking 9.1**

Met:

| | |
|---|---|
| $P_{eis,kw}$ | Faalkanseis voor het beschouwde faalmechanisme voor een individueel kunstwerk per jaar |
| $P_{max}$ | Maximaal toelaatbare overstromingskans |
| $\omega$ | Faalkansruimtefactor voor het betreffende faalmechanisme |
| N | Lengte-effectfactor voor het beschouwde faalmechanisme |

Normtraject 53-3 kent een maximaal toelaatbare overstromingskans van 1/3.000 per jaar [4] .

De lengte-effectfactor wordt per faalmechanisme afgeleid. De faalkansruimtefactor wordt per faalmechanisme overgenomen uit de standaardfaalkansbegroting uit het OI2014v4 [4], zie ook Tabel 2.1 in hoofdstuk 2.

*Hoogte kunstwerken (HTKW)*
Voor de *hoogte van kunstwerken* binnen normtraject 53-3 geldt dezelfde faalkansruimtefactor $\omega$ en lengte-effectfactor N als voor de hoogte binnen het dijkenspoor:
Voor hoogte geldt een faalkansruimtefactor $\omega$ van 0,24 en voor normtraject 53-3 is een lengte-effectfactor van 1 vastgesteld [4] . Hiermee volgt voor *hoogte* een faalkanseis van 1/12.500 per jaar.

*Piping (PKW)*
Voor het faalmechanisme *piping* geldt dat geen faalkans wordt bepaald. In het ontwerp wordt vastgesteld of de situatie voldoet met een vergelijking van het maximaal toelaatbaar verval met het verval dat hoort bij de waterstanden bij de norm (ondergrens).

*Betrouwbaarheid sluiting (BSKW)*
Binnen de faalkanseis binnen het faalmechanisme *betrouwbaarheid sluiting* beschrijft de lengte-effectfactor N het aantal kunstwerken binnen het normtraject waarvoor Betrouwbaarheid sluiting een relevant faalmechanisme is, met een maximale waarde van 10 [21].
Binnen normtraject 53-3 bevinden zich 33 kunstwerken [22]. Voor 12 van deze kunstwerken, conform afstemming met WDOD, geldt dat het faalmechanisme *betrouwbaarheid sluiting* relevant is en de faalkans niet verwaarloosbaar is. In dit geval wordt dus een waarde van 10 aangehouden voor de lengte-effectfactor N. De faalkansruimtefactor ω voor *betrouwbaarheid sluiting* is overgenomen uit de standaard faalkansbegroting: 0,04. Hiermee volgt voor *betrouwbaarheid sluiting* een faalkanseis van 1/750.000 per jaar.

*Sterkte en stabiliteit (STKWp)*
Het OI2014v4 [4] geeft geen waarde voor de lengte-effectfactor voor het faalmechanisme *sterkte en* stabiliteit. In de WOWK [21] wordt geadviseerd om een waarde van 3 aan te houden. Deze waarde wordt overgenomen. De faalkansruimtefactor ω voor *sterkte en stabiliteit* is overgenomen uit de standaard faalkansbegroting: 0,02. Hiermee volgt voor het faalmechanisme *sterkte en stabiliteit* een faalkanseis van 1/450.000 per jaar.

Tabel 9.1 geeft de faalkanseisen voor het ontwerpen van kunstwerken per faalmechanisme.

**Tabel 9.1: Faalkanseisen voor het ontwerpen van kunstwerken per faalmechanisme**

| Faalmechanisme | Faalkanseis per mechanisme [per jaar] |
|---|---|
| Hoogte (HTKW) | 1/12.500 |
| Piping (PKW) | nvt |
| Betrouwbaarheid sluiting (BSKW) | 1/750.000 |
| Sterkte en stabiliteit puntconstructie (STKWp) | 1/450.000 |

## 10.3 Belastingen

Rekenwaarden voor andere belastingen dan de hydraulische ontwerpbelastingen worden eveneens bepaald conform paragraaf 7.10 van de WOWK [21].

## 10.4 Overige uitgangspunten

*Eisen vanuit beheer*
WDODelta heeft op dit moment (nog) geen basisspecificatie waarin eisen zijn vastgelegd voor het ontwerpen van (aanpassingen aan) waterkerende kunstwerken. Eisen vanuit beheer ten aanzien van kunstwerken worden in Ontwerploop 1 opgehaald bij beheer (via een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena) en opgenomen als klanteisen.

*Zichtjaar*
Het is gebruikelijk om de civieltechnische (niet-vervangbare) onderdelen van de constructie, zoals kwelschermen en de betonconstructie te ontwerpen met een levensduur van 100 jaar (2125). Dat is ook het uitgangspunt voor het ontwerp voor de kunstwerken met een versterkingsopgave binnen deze planuitwerkingsfase. Echter, deze ontwerplevensduur is niet gebruikelijk of zelfs praktisch onhaalbaar voor de onderdelen van de elektrische installaties en de vervangbare waterkerende onderdelen, zoals de keermiddelen. Voor het optimalisering van de levensduurkosten geldt, analoog aan het dijkenspoor (zie paragraaf 3.1) dat LCC-analyses worden uitgevoerd, indien verschillende versterkingsmaatregelen met verschillende zichtjaren in beeld zijn.

Voor niet-civieltechnische onderdelen maken we in de basis een pragmatische keuze afhankelijk van het type onderdeel, indien relevant. Wanneer dat relevant is wordt een LCC-analyse uitgevoerd om het optimum vanuit levensduurkosten te bepalen. In de basis gaan we uit van de volgende levensduren:

- Bouwkundig in primaire waterkering (hoogte, sterkte constructie en fundering): 100 jaar
- Bouwkundig niet in primaire waterkering: 50 jaar
- Keermiddelen: 30-50 jaar, afhankelijk van gebruikte materiaal.
  Voor lastig te bereiken keermiddelen (bijv onder water): in principe 50 jaar
- Werktuigbouwkundige onderdelen: 30 jaar
- Elektrotechnische onderdelen: 25 jaar
- Meet- en regelinstallatie: 15 jaar
- Automatisering en software: 10 jaar

# 11. NWO's

Zodra de inventarisatie van alle objecten in en rondom de waterkering beschikbaar is (DTM nulmeting, zie paragraaf 5.1), wordt eerst vastgesteld welke objecten daadwerkelijk voldoen aan de definitie van NWO's. Alle objecten uit de DTM nulmeting, inclusief classificatie, worden opgenomen in i-Gim. Zodra dit beschikbaar is, is ook bekend hoeveel mogelijke NWO's binnen het projectgebied aanwezig zijn.

Definitie NWO in het WBI 2017:
*Een niet waterkerend object op of nabij een waterkering kan leiden tot schade aan de waterkering. Het ontwortelen van een boom kan bijvoorbeeld het dijkprofiel dusdanig aantasten dat de veiligheid van de waterkering daardoor wordt gereduceerd.*

Voor de NWO's wordt vervolgens aan de hand van Bijlage III bij de Regeling [8] in beeld gebracht of deze bijdragen aan de faalkans van de waterkering. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen bebouwing (NWObe), begroeiing/bomen (NWObo), kabels en leidingen (NWOkl) en overige constructies (NWOoc). De beoordeling vindt in eerste instantie plaats aan de hand van de eenvoudige toets en indien nodig (onvoldoende oordeel uit eenvoudige toets) met een Toets op maat. In het geval van leidingen betekent dat bijvoorbeeld dat deze getoetst worden aan de onder andere de NEN3650/3651; deze toetsing wordt uitgevoerd door het team Conditionering binnen het Dijkteam. Voor bijvoorbeeld bomen wordt in de PU-fase nader onderzocht of deze behouden kunnen worden, al dan niet binnen één of meerdere varianten.
De uitkomst uit deze beoordeling, gecombineerd met de ingreep die ter plaatse van de NWO in het ontwerp is voorzien bepaalt vervolgens of maatregelen nodig zijn:

a) In het geval de NWO op geen enkele wijze inpasbaar is in het ontwerp van de dijkversterking wordt geen beoordeling uitgevoerd. Binnen het ontwerpproces wordt afgewogen of, indien dat wenselijk is, terugplaatsing mogelijk is.
b) In het geval de NWO voldoet conform het WBI 2017 en de dijkversterking geen impact heeft op het object, dan kan het object gehandhaafd blijven
c) In het geval de NWO voldoet conform het WBI 2017 en de dijkversterking wel impact heeft op het object, wordt onderzocht of maatregelen te treffen zijn om de NWO te behouden (als dat kosteneffectief en wenselijk is) of dat de NWO verwijderd wordt. In het geval van verwijdering van het object wordt, indien dat wenselijk is, overwogen of terugplaatsing mogelijk is.
d) In het geval de NWO niet voldoet conform het WBI 2017 wordt onderzocht of maatregelen te treffen zijn om de NWO te behouden (als dat kosteneffectief en wenselijk is) of dat de NWO verwijderd wordt. In het geval van verwijdering van het object wordt, indien dat wenselijk is, overwogen of terugplaatsing mogelijk is.

Bovenstaande aanpak maakt onderdeel uit van het (integrale) ontwerpproces van Ontwerploop 1. Hieronder valt ook de afweging of NWO's al dan niet behouden blijven.

Aandachtspunten bij het beoordelen van NWO's zijn:
1. In de WBI-systematiek is nog geen rekening gehouden met significante overslagdebieten.
2. De filtercriteria voor leidingen staan ter discussie
3. De breedte van de zone waarover NWO's moeten worden beoordeeld, is niet gedefinieerd.

# 12. Grasbekleding

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de technische uitgangspunten voor het ontwerp van de grasbekledingen. Er wordt verwacht dat, uitgezonderd maatwerklocaties, over het gehele gebied met een grasbekleding kan worden volstaan. Mogelijk blijkt uit ontwerploop 1 dat op maatwerklocaties een ander type bekleding benodigd is. De maatwerklocaties worden in ontwerploop 2 behandeld, waardoor uitgangspunten met betrekking tot het ontwerp van een harde bekleding in de versie van deze uitgangspuntennota zullen worden toegevoegd die als basis voor het ontwerp van loop 2 zal dienen.

De grasbekledingen worden ontworpen op basis van het vigerende document Handreiking Dijkbekledingen [23].

Eerst wordt ingegaan op de hydraulische belastingen voor het ontwerp van de bekledingen. Vervolgens wordt ingegaan op het uitgangspunt met betrekking tot zodekwaliteit. Tenslotte worden de ontwerpeisen en verificaties per mechanisme bepaald.

## 12.1 Zodekwaliteit

Door WDODelta is aangegeven dat vanuit beheer ingezet wordt op een gesloten zode mits dit bereikt kan worden met reguliere inspanning. Hier wordt in het ontwerp dan ook van uitgegaan. Deze zodekwaliteit kan de voorgestelde hogere waarde van het kritiek overslagdebiet, zoals beschreven in hoofdstuk 4.3 (paragraaf Hoogte), weerstaan (onderbouwd in tabel 5 in OI2014v4).

Vanuit beheer van WDODelta is aangegeven dat bij oplevering de uitgangspunten aanwezig moeten zijn om een gesloten grasmat mogelijk te maken. Dit kan bijvoorbeeld het volgende inhouden:

- Kappen van bomen, wanneer door schaduwwerking geen goede grasmat kan ontstaan.
- Verbetering kleideklaag in geval van aanpassen binnentalud en / of op schrale locaties;
- Handreiking aan beheer (bv. beheeradvies / bemestingsadvies).

## 12.2 Grasbekledingen buitentalud

**Ontwerp op golfbelasting**
Voor het ontwerp op golven wordt onderscheid gemaakt tussen golven geïnduceerd door wind en schepen.

*Windgolven*
Voor het ontwerp van de grasbekleding op het buitentalud zijn geen ontwerprichtlijnen beschikbaar. Daarom wordt gebruik gemaakt van het WBI (Bijlage III [8] en de schematiseringshandleiding [10]), waarin de meest recente kennis is opgenomen. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen graserosie buitentalud (GEBU) en gras afschuiven buitentalud (GABU). De erosieklasse van de toe te passen klei wordt afgestemd met de beheerder (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena).

*Scheepvaartgolven*
Doorgaans wordt de belasting door scheepsgolven gezien als dagelijks beheer, omdat beschadiging van de bekleding door deze belasting doorgaans optreedt bij lage waterstanden, waardoor dit niet leidt tot een waterveiligheidsprobleem. Echter, er is geen concreet maximaal schutpeil van de Spooldersluis bekend. Er zijn ook nog geen afspraken tussen RWS en WDODelta bij welke waterstand de scheepvaart wordt stilgelegd. Dit dient in Ontwerploop 1 nader afgestemd te worden met RWS via Omgevingsmanagement.
Wanneer de bekleding faalt als gevolg van scheepsgolven, kunnen deze gebeurtenissen opeengestapeld leiden tot een waterveiligheidsprobleem (bresvorming). Om deze reden wordt de sterkte van de bekleding in relatie tot belasting door scheepsgolven wel beschouwd.

Op de delen van het traject waar het buitentalud wordt belast door scheepvaartgolven (m.n. Zwolle-IJsselkanaal) wordt een oeverbescherming bestaande uit stortsteen ontworpen, conform de Rock Manual 2017 en de relevante PIANC-publicaties.

**Toets aan minimale dikte substraatfunctie grasbekleding**
Het OI2014v4 [4] geeft met betrekking tot de substraatfunctie van de grasbekleding het volgende: “Vanuit de substraatfunctie voor het gras en vooral het voorkomen of in de hand houden van graafgangen van konijnen, ratten, muizen en mollen tot in de zandkern zal een grotere dikte moeten worden aangelegd: 0,8 m.”

## 12.3 Grasbekledingen kruin en binnentalud

Voor het ontwerp van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud zijn geen ontwerprichtlijnen beschikbaar. Daarom wordt gebruik gemaakt van het WBI (Bijlage III [8] en de schematiseringshandleiding [10]), waarin de meest recente kennis is opgenomen. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen graserosie kruin en binnentalud (GEKB) en gras afschuiven binnentalud (GABI). Het faalmechanisme microstabiliteit is niet van toepassing vanwege het ontwerpen met een overslagdebiet groter dan 0,1 l/s/m. De erosieklasse van de toe te passen klei wordt afgestemd met de beheerder (met een aangewezen persoon vanuit de Afdeling Beheer Watersysteem en Dijken via Asset Manager Victor Frankena).

Daarnaast gelden de voorwaarden zoals vastgelegd in Tabel 5 uit OI2014v4 [4] en luiden als volgt:

Een overslagdebiet van 10 l/s/m is toepasbaar, mits:
- Gesloten zode (geen open plekken > 0,15m x 0,15m) op klei (minimaal gegarandeerde dikte van 0,4m, geen eisen aan de kleikwaliteit)
- Taludhelling flauwer dan 1:2,3
- Golfhoogte < 4 m
- Voldoende geotechnische stabiliteit (zie paragraaf 6.3)

Wanneer een overslagdebiet tussen 5 en 10 l/s/m (OI2014v4 [4]) wordt gehanteerd is het mogelijk om uit te gaan van een open zode op klei (mits golfhoogte < 2m).

**Toets aan minimale dikte substraatfunctie grasbekleding**
Het OI2014v4 [4] geeft met betrekking tot de substraatfunctie van de grasbekleding het volgende: “Vanuit de substraatfunctie voor het gras en vooral het voorkomen of in de hand houden van

graafgangen van konijnen, ratten, muizen en mollen tot in de zandkern zal een grotere dikte moeten worden aangelegd: 0,8 m.”

## 12.4 Objecten en overgangen

Bij het gebruik van kansverdelingen voor de sterkte van de grasmat gelden lagere toelaatbare overslagdebieten bij objecten en overgangen. Hiervoor sluiten we aan bij
Overgangen in het dwarsprofiel tussen gras en eventuele asfaltverhardingen op de kruin of andere harde bekledingstypen worden conform de Basisspecificatie Dijk (zie Bijlage 4) vormgegeven door toepassing van grasbetonstenen (min. 0,4 x 0,4 x 0,15 m), direct op de klei geplaatst.

# 13. Lopende zaken en optimalisaties

Dit hoofdstuk bevat een overzicht van lopende zaken en mogelijke optimalisaties die in eerdere hoofdstukken reeds genoemd zijn.

Lopende zaken:

- Nader (grond)onderzoek dijksmateriaal (klei) en siltige klei: er is nog weinig (lab)onderzoek beschikbaar vanwege onzekerheid over de juiste aanpak. Dit wordt nu opgepakt in afstemming met Deltares en uitgewerkt binnen ontwerploop 1. Het resultaat leidt tot uitgangspunten binnen ontwerploop 1 en wordt vastgelegd in de definitieve TUN.
- Nader onderzoek beschikbaar grondonderzoek 2018 tbv nieuwe set sterkteparameters: Voor de start van de PU-fase heeft WDOD aanvullend veld- en labonderzoek uitgevoerd. Dit onderzoek moet nog geanalyseerd worden, dit volgt binnen ontwerploop 1. Het resultaat leidt tot uitgangspunten binnen ontwerploop 1 en wordt vastgelegd in de definitieve TUN.
- Nadere analyse peilbuismetingen stijghoogte. Deze analyse volgt binnen ontwerploop 1. Het resultaat leidt tot uitgangspunten binnen ontwerploop 1 en wordt vastgelegd in de definitieve TUN.
- Mogelijke analyse en nader onderzoek freatische lijn. Deze analyse volgt mogelijk binnen ontwerploop 1, deze keuze moet nog gemaakt worden. Indien dit wordt uitgevoerd leidt het resultaat tot uitgangspunten binnen ontwerploop 1. Dit wordt vastgelegd in de definitieve TUN.

Optimalisaties nog in overweging voor ontwerploop 1:

- Weerstand voorland (piping): Dikte van de deklaag in kaart brengen met geofysisch onderzoek (EM / Grondradar). De resultaten kunnen vervolgens meegenomen worden in de geavanceerde pipinganalyse.
- Windveldenstudie: Op dit moment is het gebruikelijk om voor elk punt in Nederland uit te gaan van de windstatistiek voor Schiphol. HKV onderzoekt op dit moment in opdracht van WDODelta wat de impact is van het meenemen van lokale windstatistiek. Deze resultaten wordt in september 2019 verwacht. Afhankelijk van deze resultaten wordt op het moment van beschikbaar komen besloten of dit nog meegenomen kan worden binnen ontwerploop 1 (en zo ja, op welke manier).

Mogelijke optimalisaties die nu niet meegenomen kunnen worden, maar wel al worden voorzien. Hiervan wordt voorafgaand aan ontwerploop 2 afgewogen of dat op dat moment wel kan (afhankelijk van beschikbaarheid):

- *POV Vecht*
  Binnen de POV Vecht wordt onderzoek gedaan naar het watersysteem van de Overijsselse Vecht. Als onderdeel hiervan worden o.a. modelstudies uitgevoerd:
  - Vecht-IJsselmodel
  - GRADE Vecht: afvoerstatistiek wordt obv modelberekeningen aangepast. Planning: gereed naar verwachting begin 2021). Hierbij wordt opgemerkt dat vooralsnog alleen scenario voor 2023 wordt beschouwd en dus niet voor toekomstige zichtjaren op basis van klimaatscenario's`

- *Onderzoek sterkte gras-op-zand*
  WDODelta is recent een onderzoek gestart naar de sterkte van grasbekleding op een zandondergrond. De verwachting is dat resultaten over 2 jaar (circa 2021) beschikbaar komen.

# 14. Referenties


[1] Handreiking planuitwerking, Hoogwaterbeschermingsprogramma, status definitief, 25 oktober 2014

[2] Plan van Aanpak PU op hoofdlijnen (bijlage 3 van PlanuitwerkingsOvereenkomst), WDODelta, status definitief v2.0, 10 december 2018

[3] Ontwerpuitgangspunten Verkenning HWBP project Stadsdijken Zwolle, WDODelta, 25 augustus 2016

[4] Ontwerpnota Voorkeursalternatief Verkenning dijkversterking Stadsdijken Zwolle, Waterschap Drents Overijsselse Delta, versie 1.0.0, 29-03-2017

[5] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen (OI2014v4), RWS, status Definitief, februari 2017

[6] Werkwijzer bepaling Hydraulische ontwerprandvoorwaarden (Aanvulling OI2014, versie 5 (Hydra-NL 2.4.1)), Deltares, mei 2018

[7] Ontwerpkader primaire waterkeringen, Waterschap Drents Overijsselse Delta, versie 0.3, 15 maart 2019 (vastgesteld door DB op 21 mei 2019)

[8] Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017 – Bijlage III Sterkte en veiligheid, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017

[9] Schematiseringshandleiding macrostabiliteit WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, december 2016

[10] Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 17 april 2018

[11] Schematiseringshandleiding hoogte WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2016

[12] Schematiseringshandleiding piping WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2 januari 2017

[13] Manual on wave overtopping of sea defences and related structures, second edition, EurOtop, 2016

[14] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004

[15] Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken, ENW, oktober 2012

[16] Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), versie 6, kenmerk 1205887-000-GEO-0016, Deltares, 13 maart 2013

[17] POVM Publicatie Beter benutten actuele sterkte (Activiteit 9 – voorbeeld schuifsterkte-schematisering), versie 1.1 (definitief), Deltares, 26 februari 2019

[18] POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies in primaire waterkeringen (PPL), versie 1.0 (concept), kenmerk 11200328-002-GEO-0017, Deltares, december 2018

[19] POVM Rekentechnieken EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE), versie 1.02 (concept), december 2018

[20] Quick wins in het ontwerp van stabiliteitsschermen voor projecten Capelle-Moordrecht en VIJG, Deltares, 17 juni 2016

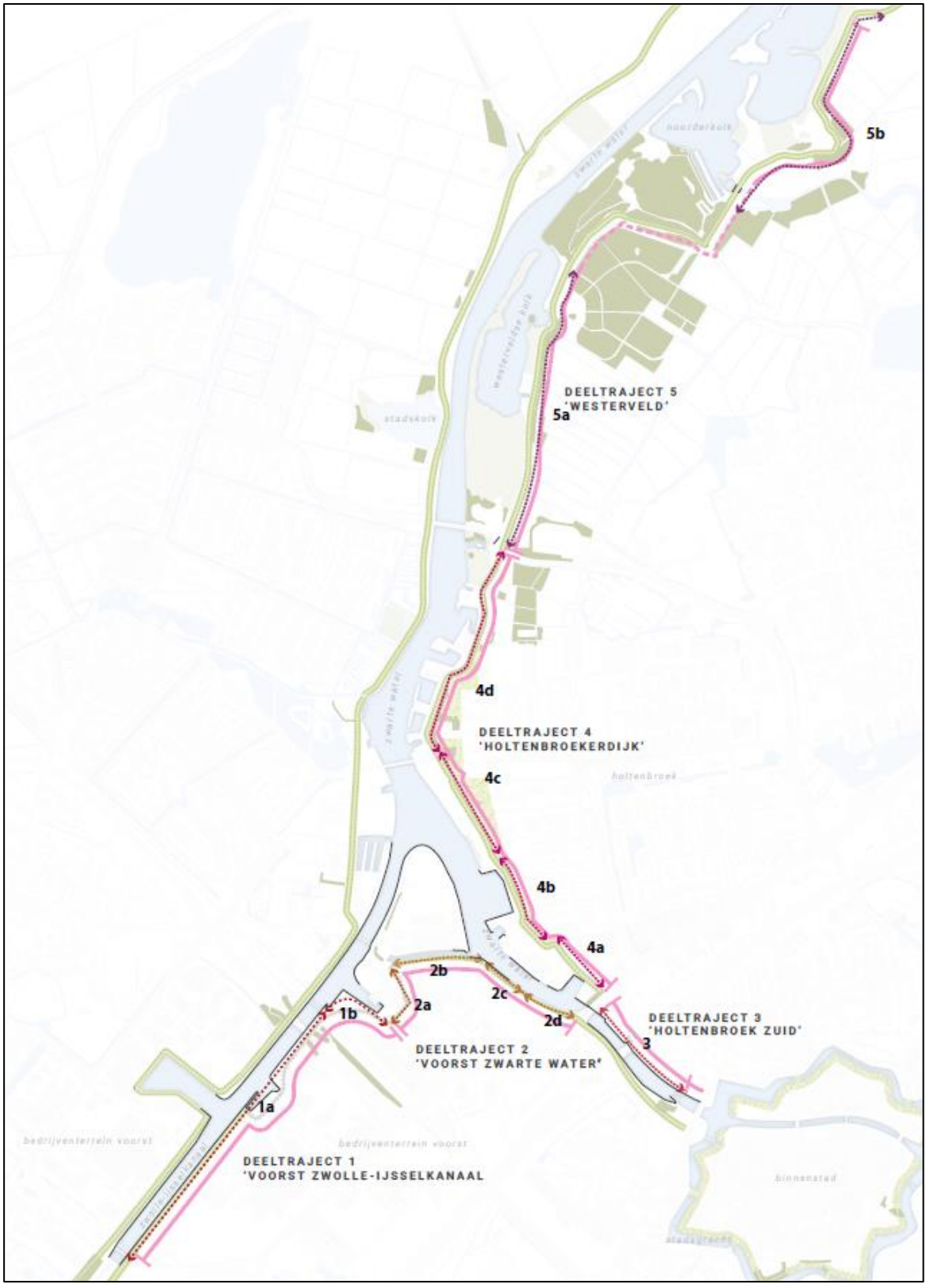
[21] Werkwijzer ontwerpen waterkerende kunstwerken (Groene versie 2018), RWS, 1 november 2018

[22] Logboek dijktraject 53-3, Vecht Zuid (Wettelijke beoordeling primaire waterkeringen 2017-2022), Waterschap Drents Overijsselse Delta, 14 december 2017

[23] Handreiking Dijkbekledingen – Deel 5: Grasbekledingen, Deltares, Januari 2015

[24] Handboek kademuren, SBRCURnet, 2014
[25] CUR-publicatie 166 (6e druk), Damwandconstructies, stichting CURNET, november 2012
[26] Basisspecificatie Dijk, Waterschap Drents Overijsselse Delta, 3 juni 2019
[27] Quick Wins, POVM Cluster Rekenen, Versie 1, augustus 2016
[28] Richtlijn Ontwerpen Kunstwerken, ROK 1.4, Rijkswaterstaat, april 2017
[29] Onderbouwing kansverdelingen kritiek overslagdebiet ten behoeve van het OI2014v4, Deltares, februari 2017

# Bijlage 1. Projectgebied



# Bijlage 2. Vaststellingsproces TUN

**Memo**

**Datum**
2 september 2019

**Referentie**
1804499-00331

**Versie**
2.0

**Bladnummer**
1/2

**Bestemd voor**
Dijkmanagementteam

**Onderwerp**
Procesbeschrijving tot een vastgestelde TUN

## Inleiding

Momenteel stellen de specialisten binnen het Dijkteam de Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) op met daarin alle van belang zijnde uitgangspunten voor het thema Waterveiligheid. Deze TUN vormt de basis voor het ontwerpproces in Ontwerploop 1. Omdat de TUN één van de belangrijkste voorwaarden is voor een stabiel en beheerst proces, is het van belang dat de TUN breed gedragen is, vastgesteld is en niet meer wijzigt tijdens Ontwerploop 1.

Deze memo geeft een actueel overzicht van de processtappen en de planning om tot een vastgestelde 1.0-versie van de TUN te komen. Versie 2.0 van deze memo betreft een actualisatie van het proces en de planning per 2 september 2019.

## Processtappen en planning

In de tabel op de volgende pagina staat een overzicht van de processtappen die voorzien zijn en de actuele planning. In de kolommen onder de maanden zijn de weeknummers opgenomen.

Het belangrijkste risico op uitloop is de tijd die het KPR nodig heeft voor de formele review (stap 7 in het overzicht). Hiervoor is nu een redelijke termijn van 3 weken aangehouden. De contactpersoon bij het KPR (Cor Bisschop) is momenteel met vakantie, dus het is op dit moment niet mogelijk hier een uitspraak van het KPR over te krijgen. Tijdens het overleg met het KPR op 22 augustus heeft het KPR aangegeven de (concept-)resultaten van de review na 2 weken te kunnen leveren.

Binnen het dijkmagementteam is vastgesteld dat de ontwerpuitgangspunten (inclusief TUN) op 1 oktober 2019 ambtelijk vastgesteld worden. Dit – inclusief voorafgaande processtappen – is verwerkt in de planning op de volgende pagina.

| Stap | Beschrijving | Toelichting | Wie | Juli | | Augustus | | | | | September | | | | Okt. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 |
| 1 | Afronden TUN versie 0.1 | | Dijkteam | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Review TUN versie 0.1 | Door Bert Bijkerk, Philippe Schoonen en Jeroen Overman | WDOD | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Verwerken opmerkingen WDOD in TUN versie 0.2 | Ook terugkoppeling aan WDOD wat met opmerkingen gedaan is | Dijkteam | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Toesturen versie 0.2 aan KPR | Uiterlijk 16 augustus | Dijkteam | | | | | | | | | | | | |
| 5 | Overleg met KPR over bespreekpunten uit TUN | o.a. Hydraulische randvoorwaarden, overslagdebiet, macrostabiliteit buitenwaarts; do 22 aug. | Coen / Arend / Jan | | | | | | | | | | | | |
| 6 | *Stap vervallen* | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | Review TUN versie 0.2 | N.n.b. hoelang KPR nodig heeft | KPR | | | | | | | | | | | | |
| 8 | Verwerken opmerkingen KPR in TUN versie 1.0 | Inclusief nadere invulling uitgangspunten zoals overslagdebiet, etc. | Dijkteam | | | | | | | | | | | | |
| 9 | Vaststellen TUN versie 1.0 | DMT-overleg di 24 oktober | DMT | | | | | | | | | | | | |
| 10 | Vaststellen TUN versie 1.0 | Door directie WDOD / David van Raalte; di 1 oktober | DT WDOD | | | | | | | | | | | | |

Actuele status per 24-7-2019 (week 30):

| | |
|---|---|
| | Gereed |
| | Lopend |
| | Nog niet gestart |

Gewijzigd in versie 2.0 t.o.v. versie 1.0

# Bijlage 3. Verslag raakvlakoverleg WDOD

Notulen vergadering Stadsdijken Zwolle

| Details vergadering | |
|---|---|
| **Naam** | Raakvlakoverleg waterveiligheid WDOD |
| **Datum** | 2019-05-23 |
| **Tijd** | |
| **Omschrijving** | |
| **Type** | |
| **Notulist** | |

| Aanwezig | |
|---|---|
| **Naam** | **Organisatie** |
| Frankena, V. (Victor) | Waterschap Drents Overijsselse Delta |
| Gee, L. de (Lisa) | Tauw |
| Gruppen, J. (Jan) | Waterschap Drents Overijsselse Delta |
| Philippe Schoonen | Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDOD) |
| Riemslag, C. (Coen) | Tauw |
| Weijenborg, A. (Arjan) | Fugro |

| Afwezig | |
|---|---|
| **Naam** | **Organisatie** |
| Pool, A. (Arend) | Fugro |

## Verslag

**1 - Opening**

Na een voorstelrondje licht Coen Riemslag het doel van dit overleg toe: we zijn op dit moment bezig met het opstellen van het TUN (Technische uitgangspuntennotitie) voor Stadsdijken Zwolle (SDZ). Rondom het project spelen een aantal aspecten die samenhangen met andere projecten en ontwikkeling in kennis en beleid.

De te bespreken onderwerpen zijn:

- Vecht Dalfsen-Zwolle; aanpassen faalkansbegroting
- POV Vecht, studies naar HR Vecht
- Toelaatbaar overslagdebiet
- Vastgesteld ontwerpkader door bestuur

**2 - Ontwerpkader Dijkversterkingen WDOD**

Philippe Schoonen geeft aan dat het bestuur van WDODelta gisteren (21 mei 2019) het Ontwerpkader Dijkversterkingen heeft vastgesteld. Het document geeft ongeveer 15 uitgangspunten waarvoor, in principe, een generieke lijn gekozen is. Een aantal uitgangspunten zijn relevant voor de planuitwerkingsfase waar SDZ zich in bevindt, o.a.:

**Verslag**

- Uitbreidbaarheidsprofiel voor toekomstige dijkversterkingen
- Al in dit stadium voorsorteren op leggerwijzingen

Bij keuze om af te wijken van de uitgangspunten in het Ontwerpkader Dijkversterkingen is het niet nodig om weer langs het bestuur te gaan.

**3 - Vecht Dalfsen-Zwolle**

Het HWBP-project Vecht Dalfsen-Zwolle en SDZ maken deel uit van hetzelfde normtraject (53-3). Aangezien het wenselijk is dezelfde faalkansbegroting te hanteren, is afstemming noodzakelijk.

- Philippe Schoonen geeft aan dat binnen Vecht Dalfsen-Zwolle binnen de verkenningsfase de standaard faalkansbegroting wordt gehanteerd. Dat betekent voor SDZ dat vooralsnog de standaard faalkansbegroting aangehouden kan worden. Mogelijk blijkt dat het aanpassen van de faalkansbegroting optimalisatie kan geven binnen SDZ. Op dat moment wordt ook weer contact gezocht met Philippe Schoonen, om de impact trajectoverstijgend in te kunnen schatten en de keuze rondom de faalkansbegroting daarop te baseren

**4 - HR Vecht**

Binnen de POV Vecht wordt onderzoek gedaan naar het watersysteem van de Overijsselse Vecht. Als onderdeel hiervan worden o.a. modelstudies uitgevoerd:

- Vecht-IJsselmodel -> er is een memo geschreven na expertsessie mbt modellen.
- GRADE Vecht: afvoerstatistiek wordt obv modelberekeningen aangepast. Philippe Schoonen geeft aan dat het de verwachting is dat de piek omlaag gaat.
  - Planning: gereed eind 2020 (maar planning is krap, dus verwacht begin 2021?)
  - Vooralsnog alleen scenario voor 2023 en niet voor toekomst (ontwerpen, obv klimaatscenario's)
- Windstatistiek (HKV): studie naar windstatistiek. Op dit moment rekent iedereen met windstatistiek bij Schiphol. De wind is echter niet gelijk in het hele land (windklimaatgradiënt). In dit gebied waait het doorgaans minder hard dan bij Schiphol, wat er toe leidt dat het IJsselmeer minder opstuwt. Dit leidt bijvoorbeeld langs de IJssel naaverwacting tot een verlaging van 0,4 à 0,5 meter. Langs het Zwarte water (en dus relevant voor SDZ) geeft dit naar verwachting een verlaging van 0,1 à 0,2 meter.
  - Planning: gevoeligheidsanalyse (2 randvoorwaardepunten bij SDZ) gereed over 3 maanden, gehele studie (en klaar voor toepassing binnen ontwerp) gereed 4 maanden later
- SDZ is een uitgewerkte case (Kop van Voorst, Balkengat) in POV Voorlanden. Uitgewerkt door Marieke Wit (WDOD) en Bob van Bree.

**5 - Maximaal toelaatbaar overslagdebiet**

In het Ontwerpkader Dijksterkingen is een BGT-eis van 1,0 l/s/m' bij 1/100 jaar opgenomen.
Echter, als dat maatgevend blijkt tijdens ontwerp tov UGT-situatie (en dus niet subsidiabel), dan is het bespreekbaar om dit los te laten (bijv. gedurende piek van 24u meer overslag accepteren).
Geen eisen gedefinieerd tav UGT

**6 - Overige optimalisaties**

**Verslag**

- Windshielding, enkel HKV kan dat berekenen
- Bekleding: nieuwe versie BM-gras eind dit jaar (hoek van inval en erosie kleilagen dikker dan 0,5m). Aanpassingen à la Grebbedijk. Model nu al beschikbaar, maar niet netjes in de BM.
- Sterkte gras op zand: WDOD heeft een subsidie-aanvraag uitstaan voor onderzoek naar de sterkte van gras op zand. Looptijd: 2 jaar.

**Acties nieuw (Huidig overleg)**

| Code | Omschrijving | Actiehouder | Deadline | Status | Toelichting op resultaat |
|---|---|---|---|---|---|
| 0122 | Philippe Schoonen stuurt het vastgestelde Ontwerpkader rond aan de mensen in de uitnodiging voor deze vergadering | Schoonen, P. (Philippe) | | 4. uitgevoerd | Doorgestuurd door Victor |
| 0123 | Jan Gruppe stelt memo na expertsessie Vecht-IJsselmodel en uitwerking case SDZ van POV Voorlanden beschikbaar aan ontwerpteam | Gruppen, J. (Jan) | | 4. uitgevoerd | |

# Bijlage 4. Basisspecificatie Dijk WDOD

Eisen uit Basisspecificatie Dijk zijn opgenomen in Relatics als SES-eisen.

# Bijlage 5. Correspondentie meerpeilstijging

**Van:** Alfons Smale [mailto:Alfons.Smale@deltares.nl]
**Verzonden:** donderdag 3 december 2015 13:47
**Aan:** B. Koster
**CC:** Vos, Robert (WVL) (robert.vos@rws.nl)
**Onderwerp:** RE: Vragen m.b.t. resultaten Hydra-Zoet.

Bert,
Ik ben erg druk op dit moment, dus helaas een verlate (en beknopte) reactie onderstaand.
Alfons

**1)** Bij het berekenen van de waterstanden (HBN en MHW) moet er een correctie worden gedaan voor de invloed van het Reevediep.
In onderstaande tabel zijn enkele resultaten weergegeven zoals deze uit Hydra-Zoet komen.
Het bovenstroomse deel (t/m rivierkm 987) is afvoer-gedomineerd (logisch) en vanaf km987 tot de monding van de IJssel is deze storm-gedomineerd.
Bij de getallen heb ik de volgende vragen:

a) De afvoer van de IJssel en de Vecht is in alle berekeningen gelijk aan elkaar. De bijdrage van de Vecht is slechts minder dan 1%, maar het feit dat ze gelijk aan elkaar zijn wekt vraagtekens bij mij op (ook dat deze soms op 2700m3 staat)…

AS: Als ik een som doe, dan zijn de beide afvoeren verschillend: weet je zeker dat je de juiste statistiek hebt gehanteerd?

b) Vanaf rivierkm 987 zijn de waterstanden storm-gedomineerd (Q

AS: Puur windgedomineerd is het pas vanaf 996, bovenstrooms daarvan doet afvoer zeker nog mee. Dat betekent tot kmr 996 dat de correctie redelijk zal zijn en zo veel verder loopt jullie project toch niet?

***[tabel uit mail verwijderd i.v.m leesbaarheid in deze bijlage bij TUN]***

Resultaten voor zichtjaar 2050 Grade W+

**2)** We zijn bezig met het kijken naar een systeemoplossing voor het Zwarte Water (Dijkring 10 en 53). Hierbij wordt er een keersluis geplaatst in het Zwarte Water.

Om de effecten hiervan te bepalen wordt de keerfrequentie van Ramspol om 100% gezet (is een vinkje voor in de scenario-editor). Echter in de resultaten is te zien dat er toch nog een faalkans van Ramspol is meegenomen (Ramspol staat toch nog een % open).
Wat is hiervan de oorzaak? We vermoeden dat in die situaties de waterstanden in het Zwarte Meer hoger zijn dan in het Ketelmeer, maar dit weten we niet zeker. Kun je dit bevestigen?

AS: de door jou geschetste verklaren zou kunnen kloppen, ik heb geen tijd om dat nu na te rekenen, maar het kan goed zijn dat bij gesloten kering de waterstand hoger is dan bij geopende kering (bv igv

afwaaiing) en dat daardoor de gesloten kering tot een kansbijdrage leidt. Ik moet er iets verder in duiken om dat hard te kunnen maken, maar lijkt mogelijk te zijn.

**3)** We hebben niet met meerpeilstijging gerekend voor de 2050W+ situatie. In de oude Grade-scenario's zit dit er standaard in. In de nieuw geleverde niet (en staat ook niet in de handleiding omschreven dat dit moet). Is dit correct, of moeten we voor de 2050W+ scenario alsnog een meerpeil van het IJsselmeer toepassen.

AS: het is ook de bedoeling om meerpeil te wijzigen. Echter, het meerpeil stijgt pas vanaf 2050 en zal na 2080 weer worden opgevangen door aanvullende maatregelen. Dat betekent een stijging met 0.3 meter tot en met 2100 (2080) en voor 2050=geen stijging. Dit zijn recente inzichten, welke alleen nog maar verwerkt zijn in de HOR voor randmeerdijken, maar zijn feitelijk ook voor jullie van toepassing.

**From:** B. Koster [mailto:bkoster@wgs.nl]
**Sent:** Monday, November 30, 2015 12:55 PM
**To:** Alfons Smale
**Subject:** Vragen m.b.t. resultaten Hydra-Zoet.

Beste Alfons,

Met betrekking tot het berekenen van het HBN en MHW voor het traject Mastenbroek IJssel (dijkring 10) hebben we enkele vragen;

**1)** Bij het berekenen van de waterstanden (HBN en MHW) moet er een correctie worden gedaan voor de invloed van het Reevediep.
In onderstaande tabel zijn enkele resultaten weergegeven zoals deze uit Hydra-Zoet komen.
Het bovenstroomse deel (t/m rivierkm 987) is afvoer-gedomineerd (logisch) en vanaf km987 tot de monding van de IJssel is deze storm-gedomineerd.
Bij de getallen heb ik de volgende vragen:

a) De afvoer van de IJssel en de Vecht is in alle berekeningen gelijk aan elkaar. De bijdrage van de Vecht is slechts minder dan 1%, maar het feit dat ze gelijk aan elkaar zijn wekt vraagtekens bij mij op (ook dat deze soms op 2700m3 staat)…
b) Vanaf rivierkm 987 zijn de waterstanden storm-gedomineerd (Q

***[tabel uit mail verwijderd i.v.m leesbaarheid in deze bijlage bij TUN]***

Resultaten voor zichtjaar 2050 Grade W+

**2)** We zijn bezig met het kijken naar een systeemoplossing voor het Zwarte Water (Dijkring 10 en 53). Hierbij wordt er een keersluis geplaatst in het Zwarte Water.

Om de effecten hiervan te bepalen wordt de keerfrequentie van Ramspol om 100% gezet (is een vinkje voor in de scenario-editor). Echter in de resultaten is te zien dat er toch nog een faalkans van Ramspol is meegenomen (Ramspol staat toch nog een % open).
Wat is hiervan de oorzaak? We vermoeden dat in die situaties de waterstanden in het Zwarte Meer hoger zijn dan in het Ketelmeer, maar dit weten we niet zeker. Kun je dit bevestigen?

We hebben niet met meerpeilstijging gerekend voor de 2050W+ situatie. In de oude Grade-scenario's zit dit er standaard in. In de nieuw geleverde niet (en staat ook niet in de handleiding omschreven dat dit moet). Is dit correct, of moeten we voor de 2050W+ scenario alsnog een meerpeil van het IJsselmeer toepassen.

Alvast bedankt voor het bekijken van de vragen.

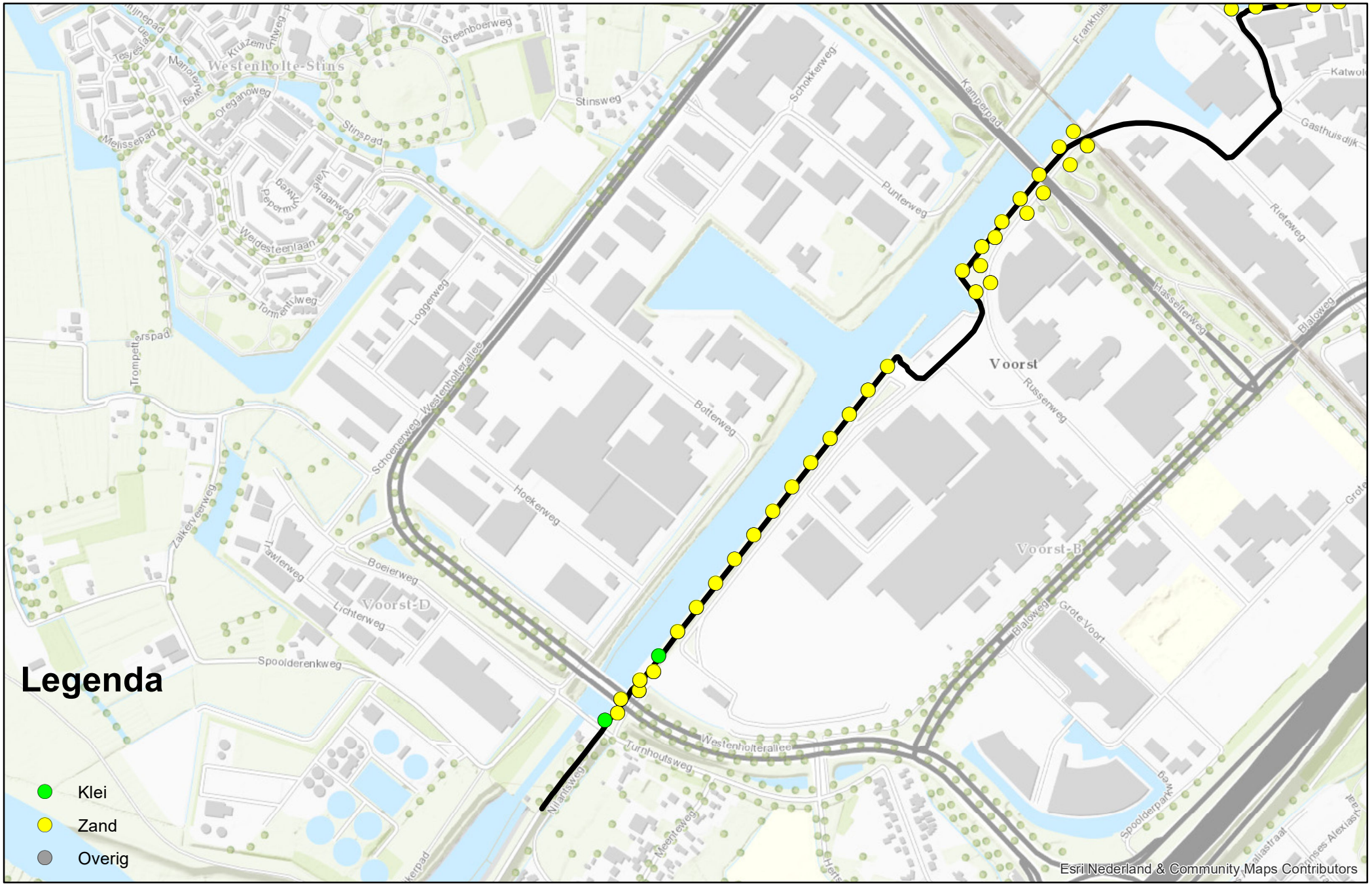
Met vriendelijke groet,

**Bert Koster**
*specialist keringen*

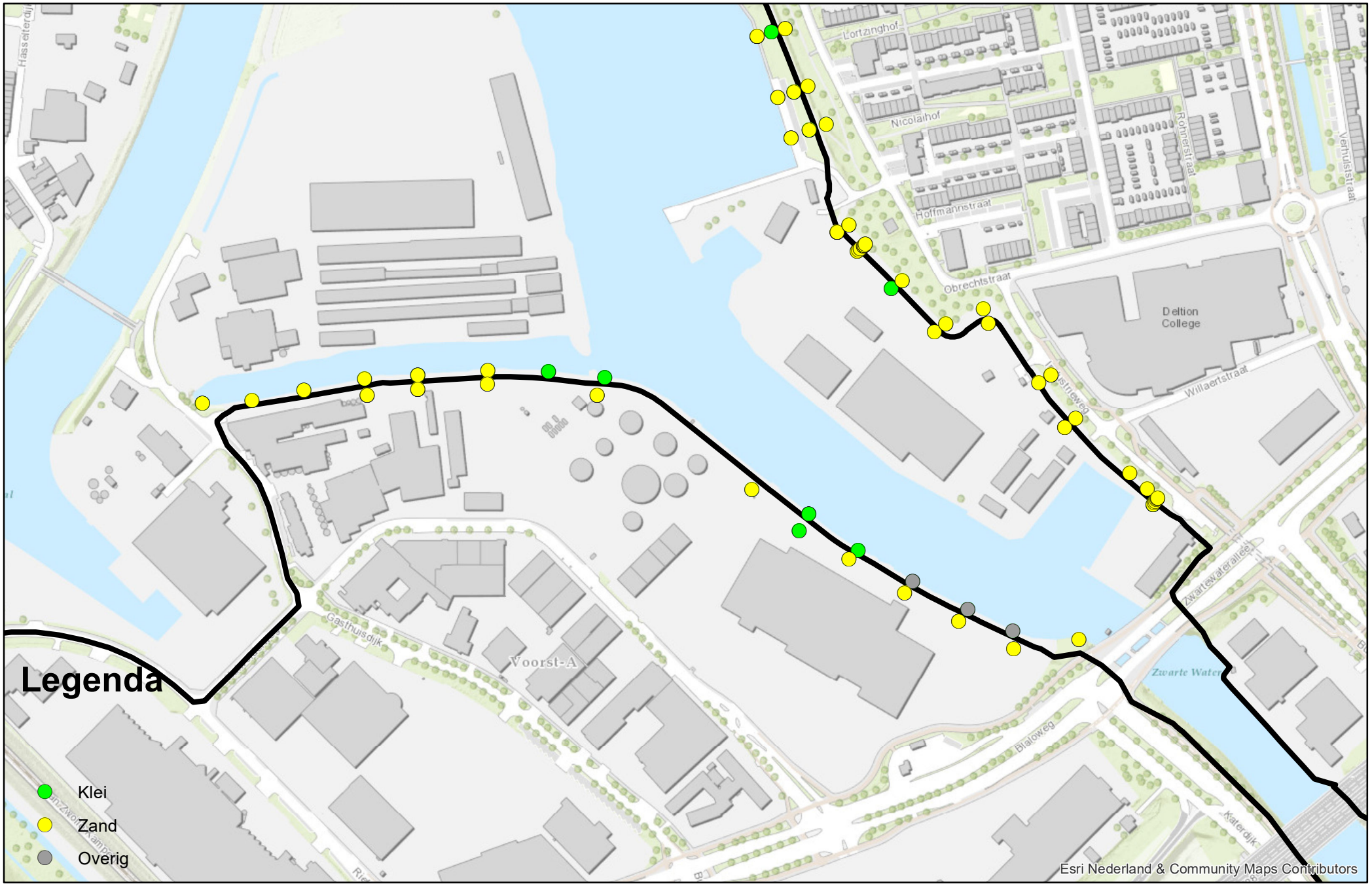
Waterschap Groot Salland
Dokter van Thienenweg 1, 8025 AL Zwolle
Postbus 60, 8000 AB Zwolle
T. (06) 5 583 35 69

# Bijlage 6. Resultaten GIS-analyse ondergrond onder grasbekleding

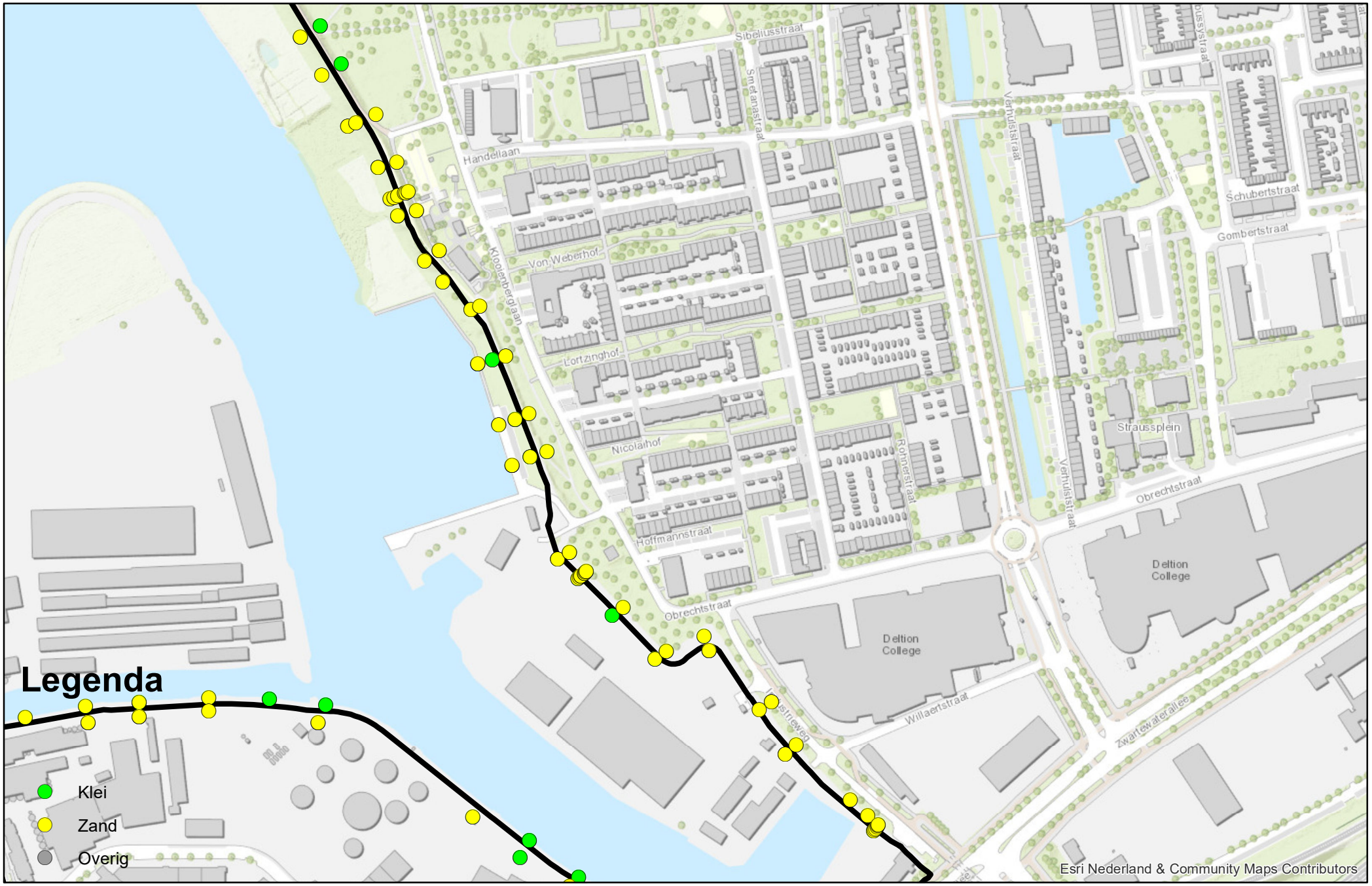
# Grondsoort onder grasbekleding



# Grondsoort onder grasbekleding



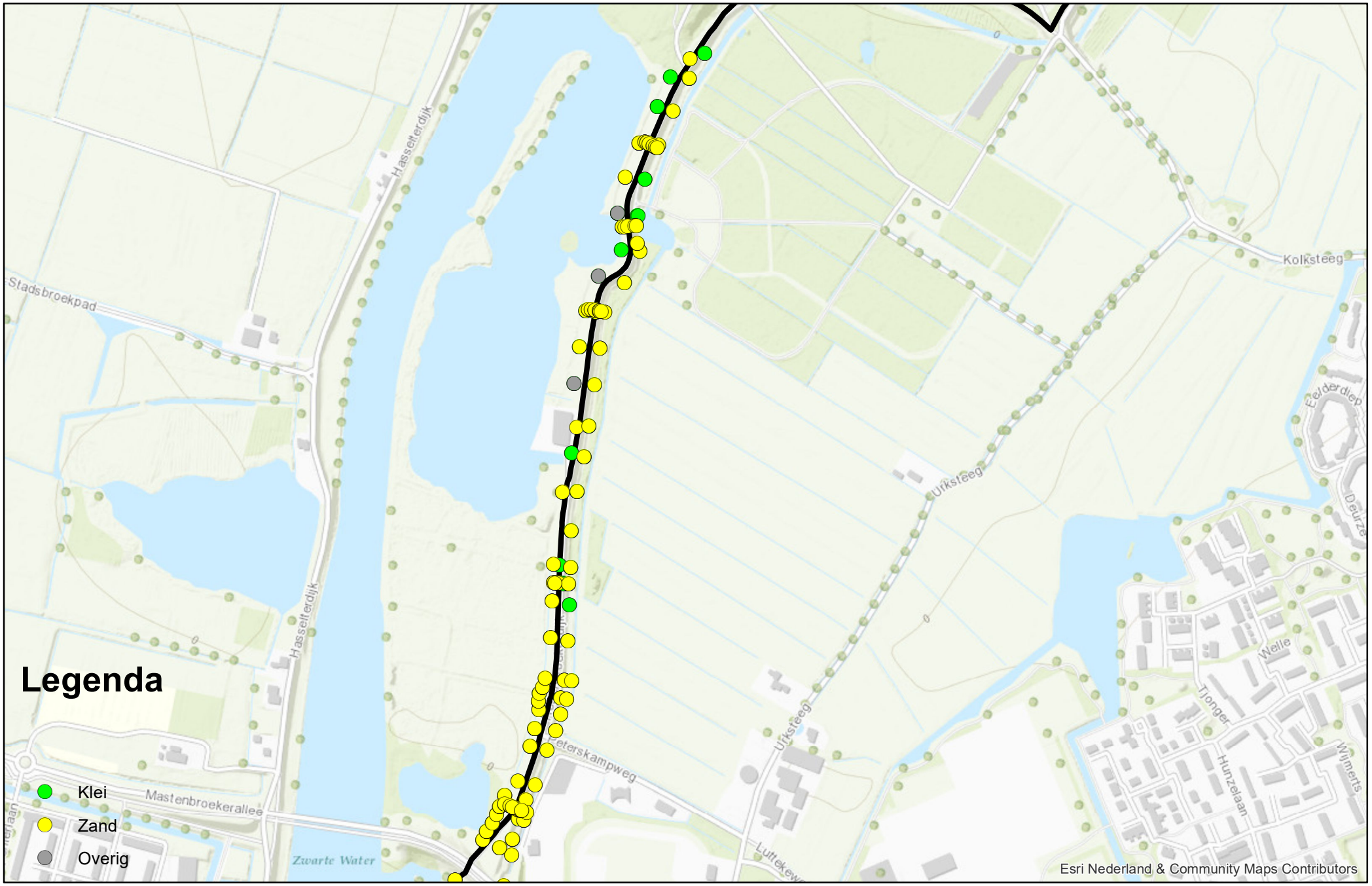
# Grondsoort onder grasbekleding

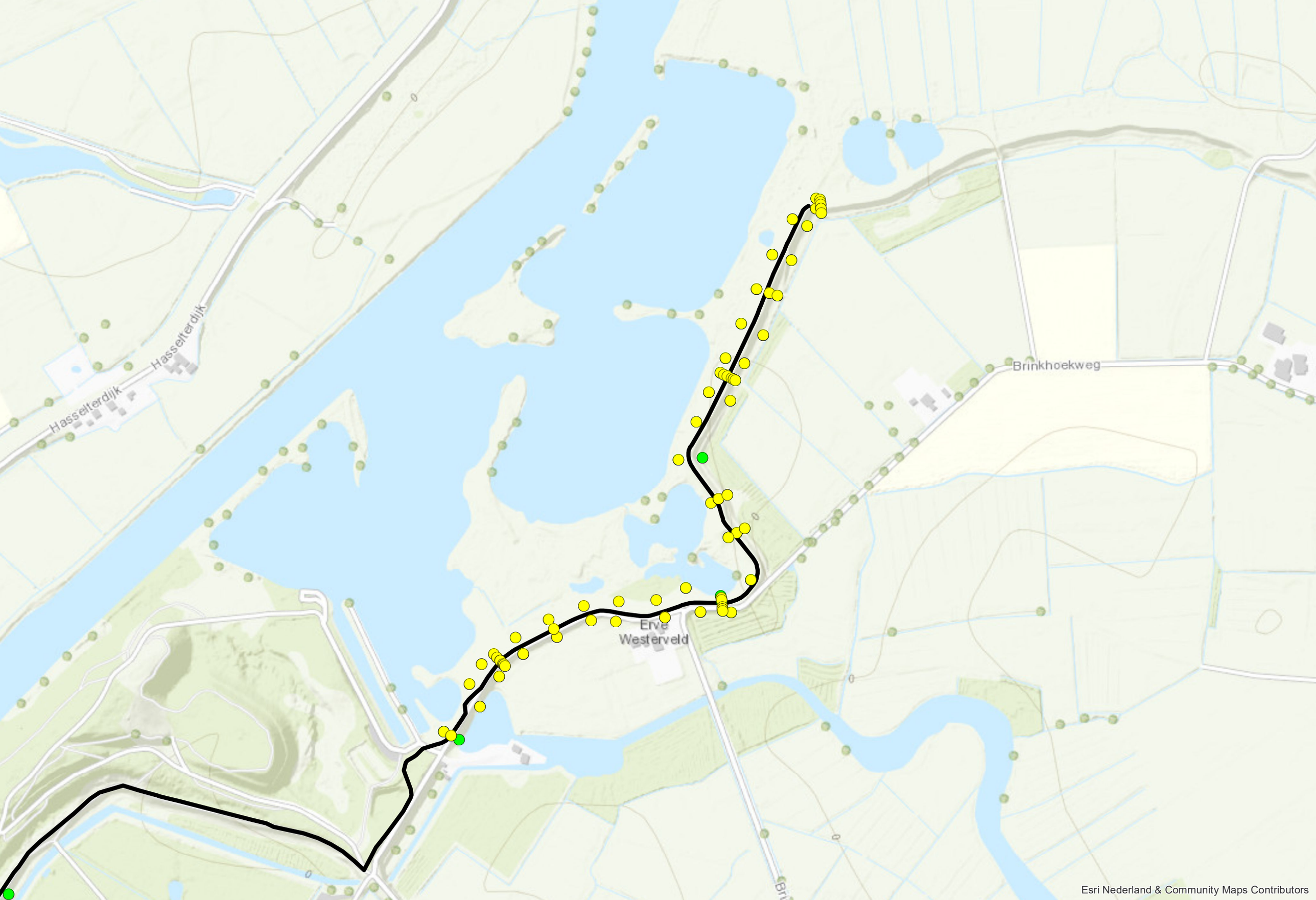


# Grondsoort onder grasbekleding



# Grondsoort onder grasbekleding




Hasselterdijk
Hasselterdijk
Brinkhoekweg
Erve
Westerveld
Esri Nederland & Community Maps Contributors

# Bijlage 7. Factsheet optimalisatie freatische lijn

## Optimalisatie: Nader onderzoek en analyse freatische lijn in kering

### Omschrijving

De freatische lijn in de kering heeft sterke invloed op de berekende waarde van de stabiliteitsfactor voor de stabiliteitsberekeningen. Wanneer er geen aanvullende informatie beschikbaar is wordt uitgegaan van een schematisering van de freatische lijn conform de TRWD. Dit is doorgaans een conservatieve aanname die geldig is voor heel Nederland.

Om tot een realistischer (en vaak gunstiger) beeld te komen van de te schematiseren freatische lijn, is het mogelijk om met een numeriek model (bijv. Plaxflow) een tijdsafhankelijk en nauwkeuriger beeld te schetsen van de freatische lijn in de kering bij maatgevende omstandigheden. Probleem is echter dat het uitvoeren van een dergelijke modellering data ten aanzien van de doorlatendheid vereist. Die data is er momenteel niet. Het op basis van literatuur-doorlatendheden (correlaties met boringen) uitvoeren van een dergelijke modellering betekent waarschijnlijk dat dusdanig rekening moet worden gehouden met tegenvallers bij het inschatten van de doorlatendheden, dat het sterk de vraag is of het modelonderzoek wat oplevert.

Om deze optimalisatie maximaal te kunnen benutten, wordt daarom geadviseerd de doorlatendheid van de dijk te meten. Er zijn verschillende meetmethoden mogelijk:

1. Laboratoriumproeven: Door hun kleine schaal niet nauwkeurig voor vaststelling van de bulkdoorlatendheid van een heterogeen blok dijksmateriaal (levert vaak onderschattingen van de doorlatendheid);
2. In-situ boorgatproeven (CCHP): Duurder dan laboratoriumproeven, want tijdrovender, maar geeft een beter inzicht in de bulkdoorlatendheid. Vaak een (beperkte) onderschatting, wat met name buitendijks in dit geval conservatief werkt. Binnendijks (overslag) is de verzadiging van het dijklichaam met name afhankelijk van het doorlatendheidsverschil tussen de lagen, en dat kan met deze methode goed worden vastgesteld.
3. XXL Infiltratieproeven (met grote infiltratiebak): Dit betreft een grote bak die deels moet worden ingegraven in de dijk. De proef is hiermee niet aantrekkelijk om dieper dan 1,0 m uit te voeren. De kosten zijn hoog: zo is bijvoorbeeld een kleine graafmachine noodzakelijk. De ervaring leert dat 1 meting ca. 2 dagen werk is bij uitvoering op enigszins vlak maaiveld. Tevens moeten enkele aanvullende laboratoriumtesten worden gedaan (bv. initieel vochtgehalte). Er ontstaat hiermee wel het (best mogelijke) beeld van de bulkdoorlatendheid, aangezien je met grote bakproeven minder gevoelig bent voor lokale doorlatendheidsverschillen (takjes, heterogeniteit) die de meting verstoren. Voor de top- en bekledingslaag dus geschikt, voor de kern waarschijnlijk niet wenselijk. De methode is nog niet op een 1:2,5 of 1:3 talud toegepast, maar alleen op bermen.

Op basis van de kenmerken en verwachte kosten van de verschillende methoden, wordt de methode met boorgatproeven (CCHP) geadviseerd.

## Voorgestelde werkwijze

1. Vaststellen van 4 type basis- of standaardopbouw van de kering op basis van huidig grondonderzoek. Op basis van een eerste inventarisatie t.b.v. deze factsheet dekt dit globaal tot ca. 75% van de scope. De overige 25% is dermate heterogeen van opbouw dat dit ofwel maatwerk wordt ofwel met nadere analyse in deze stap ingedeeld kan worden in een van de 4 typen.
2. Vaststellen van 4 locaties die deze standaardopbouw representeren
3. Uitvoeren van boorgatproeven op deze 4 locaties à 3 proeven in een raai (buitentalud, kruin, binnentalud) met proeven op 3 dieptes (toplaag, onderlaag bekleding, kernmateriaal): 4x3x3 = 36 proeven
4. Analyseren van de resultaten, om per locatie / opbouw doorlatendheden te bepalen
5. Per opbouw een numerieke, instationaire analyse van de ontwikkeling van de freatische lijn in de tijd in maatgevende situatie (4 locaties)
6. Analyseren berekeningsresultaten, vaststellen werkwijze schematisatie Ontwerploop 1 en rapportage

## Kosten

| Onderdeel | Acties | Investering | Doorloop |
|---|---|---|---|
| Analyse huidig grondonderzoek en vaststellen representatieve locaties | Vaststellen van 4 basis- of standaardopbouw van de kering. Op basis van een eerste inventarisatie dekt dit globaal tot ca. 75% van de scope. Vaststellen van 4 locaties die deze standaardopbouw representeren | 1 dag | 1 wk |
| Veldwerk (boorgatproeven) | 4 profielen, per profiel 3 locaties in dwarsraai, per locatie 3 diepten | 12 boorgaten, ca. € 8000 | 1 mnd |
| Uitwerking meetresultaten | Uitwerken 36 proeven, incl. afleiden rekenwaarde en rapportage | 4 dagen | 2 wk |
| Numerieke analyse | Per locatie een numerieke analyse (Plaxflow) van de ontwikkeling van de freatische lijn in de tijd in maatgevende situatie | 10 dagen | 1 mnd |
| Vaststellen werkwijze en vervolg | Vaststellen werkwijze schematisatie en rapportage | 5 dagen | 2 wk |
| **Totaal** | | **ca. k€30** | **ca. 3 mnd** |

## Opbrengsten

Om een inschatting van de verwachte opbrengst te kunnen maken, is één stabiliteitsberekening gemaakt voor een representatief geacht profiel. Voor dit profiel is beschouwd wat het effect van de daling van de freatische lijn onder de kruin met 0,2 – 0,5 m op de berekende stabiliteitsfactor (stabiliteit buitenwaarts) is. Dit leidt tot een verbetering van de stabiliteitsfactor met 15-35%. Dit kan in de praktijk betekenen dat een talud buitenwaarts minder flauw hoeft te zijn (bijv. 1:3,5 i.p.v. 1:4), waardoor minder ruimtebeslag. Een aantal locaties in deeltraject 4 en 5 met een kleine verstekingsopgave gaan mogelijk voldoen. Uitgaande van eenzelfde effect binnenwaarts, kan het ook hier betekenen dat een aantal locaties in deeltraject 4 en 5 gaan voldoen zonder stabiliteitsberm. Verder kan het hier voor een aantal locaties langs het traject betekenen dat een versterkingsmaatregel niet meer nodig is.

### Aandachtspunten

We verwachten uit het aanvullend onderzoek een significante toename van de stabiliteit te kunnen aantonen. Echter, dit is niet gegarandeerd, en daarmee bestaat er een risico dat het onderzoek niet het gewenste effect zal hebben. Deze onderzoekswijze is voor dijktaluds innovatief en nog niet eerder toegepast, waardoor het niet mogelijk is op basis van eerdere projecten een inschatting te maken van de kans op succes.

### Advies

Gezien de kans op verbetering van de schematisatie van de freatische lijn onder maatgevende condities en gezien de reikwijdte van de verwachte toepassing van de verbetering (verwacht tot ca. 75% van het areaal), in verhouding tot de potentiële besparingen in versterkingskosten en impact adviseren we om voorgesteld onderzoek uit te voeren.

# Bijlage 8. Analyse omgang voorland

## Inleiding

Op een aantal locaties langs het traject is voorland voor het dijklichaam aanwezig. De breedte en niveau van het voorland hebben een directe invloed op de golfaanval op het dijklichaam: hoe breder het voorland is en hoe hoger gelegen, des te lager wordt de significante golfhoogte bij de dijkteen (invoer voor ontwerpformules voor de benodigde kruinhoogte en het bekledingsontwerp). Om het voorland in rekening te kunnen brengen bij de berekening van de hydraulische belastingen dient het aan bepaalde voorwaarden te voldoen. Deze analyse heeft als doel om te onderbouwen of het voorland meegenomen kan worden in het ontwerp en wat de effecten daarvan zijn op de waterkerende veiligheid. Daartoe wordt eerst een overzicht gegeven van de relevante locaties waar een voorland aanwezig is, vervolgens worden de eisen aan het voorland gegeven en wordt per relevante locatie beargumenteerd of aan de eisen kan worden voldaan bij maatgevende omstandigheden. Ten slotte wordt het effect van het meenemen op het voorland bepaald middels vergelijking van berekeningen van de hydraulische belastingen met Hydra-NL voor een geometrie met en een geometrie zonder voorland.

## Relevante locaties

De locaties binnen project Stadsdijken Zwolle waar een voorland voor de dijk is gelegen zijn gemarkeerd in Figuur B8.1. Dit betreft 8 locaties, met name langs deeltrajecten 4 (Holtenbroekerdijk) en 5 (Westerveld).




**Figuur B8.1: Voorlandlocaties project Stadsdijken Zwolle**

De kenmerken van de in Figuur B8.1 weergegeven voorlandlocaties zijn opgenomen in Tabel B8.1.

**Tabel B8.1: Kenmerken voorlandlocaties**

| Voorland-locatie | Deel-traject | Hecto-metrering | Lengte [m] | Niveau [m+NAP] | Damwand aanwezig | Bebouwing aanwezig |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 + 2 | 53-48.0 – 53-48.5 | 25-40 | 2,4 - 2,6 | Ja | Ja |
| 2 | 2 | 53-48.5 – 53-48.8 | ≥ 100 | 1,0 - 1,5 | Nee | Ja |
| 3 | 4 | 53-90.4 – 53-90.7 | ≥ 100 | 1,5 - 2,0 | Ja | Ja |
| 4 | 4 | 53-90.9 – 53-91.5 | 50-60 | 0,0 - 0,5 | Nee | Nee |
| 5 | 4 | 53-91.5 – 53-92.1 | 15-75* | 1,5 - 2,0 | Gedeeltelijk | Ja |
| 6 | 4 + 5 | 53-92.1 – 53-92.8 | ≥ 90 | 0,0 - 0,5 | Nee | Nee |
| 7 | 5 | 53-93.4 – 53-94.2 | ≥ 125 | ≥ 3,25 | Nee | Nee |
| 8 | 5 | 53-94.4 – 53-94.6 | 100-110 | 0,0 - 0,5 | Nee | Nee |

*Dit gebied ligt ter plaatse van een jachthaven. Het lokaal aanwezige voorland verschilt daardoor sterk in breedte

## Controle eisen schematisering voorland

**Eisen schematisering**

Om het voorland te mogen schematiseren bij de bepaling van de hydraulische belastingen, dient aan een aantal eisen uit de Schematiseringshandleiding Hydraulische Condities bij de Dijkteen [ref. 1] te worden voldaan:

1. Het voorland is langer dan 50 m
2. Het maximale bodemniveau van het voorland ligt significant hoger dan het bodemniveau ter plaatse van de gekozen representatieve uitvoerlocatie
3. De bodemcontouren van het voorland lopen (ongeveer) parallel aan de waterkering
4. De bodemhelling van het voorland is nergens steiler dan 1:10.
1. Een negatieve helling (flauwer dan 1:10) is toegestaan.
5. Het minimale bodemniveau van het voorland ligt niet lager dan het bodemniveau van de gekozen representatieve uitvoerlocatie.
6. Het voorland is standzeker.

**Verificatie eisen per voorlandlocatie**

Op basis van Tabel B8.1 kan worden gesteld dat het voorland ter plaatse van locatie 1 en 5 niet voldoende lang is om geschematiseerd te mogen worden. Daarom kan op voorhand worden gesteld dat het voorland op deze locaties niet geschematiseerd kan worden als voorland.

Op locatie 1 ligt het voorland achter een damwandconstructie, die zelfstandig de waterkerende functie verzorgt. Het voorland ligt bovendien op een niveau dat vrijwel gelijk is aan het niveau van de dijkkruin. Daarom wordt op deze locatie een damwand geschematiseerd en wordt het voorland achter de damwand als een horizontaal maaiveld meegenomen. Voor locatie 5 geldt dat het voorland onvoldoende lengte heeft om geschematiseerd te worden. Desalniettemin heeft de aanwezigheid van grond voor de dijk wel een golfreducerend effect. Daarom wordt het, mits de erosiebestedigheid gegarandeerd kan worden, meegenomen als een berm in de schematisatie.

Voor de overige locaties geldt dat het niveau van het voorland ten opzichte van het niveau van het geselecteerde uitvoerpunt van belang is. Deze verificatie is uitgevoerd in Tabel B8.2.

**Tabel B8.2: Controle niveau voorland t.o.v. niveau uitvoerpunt**

| Voorland-locatie | Niveau [m+NAP] | Uitvoerpunt | Niveau t.p.v. uitvoerpunt [m+NAP] |
|---|---|---|---|
| 2 | 1,0 - 1,5 | ZW_1_53-3_dk_00312 | 0,0 |
| 3 | 1,5 - 2,0 | ZW_1_53-3_dk_00304 | 1,5 |
| 4 | 0,0 - 0,5 | ZW_1_53-3_dk_00298 | 0,5 |
| 6 | 0,0 - 0,5 | Nee | 0,0 |
| 7 | ≥ 3,25 | Nee | 0,0 |
| 8 | 0,0 - 0,5 | Nee | 0,0 |

* In de tabel zijn locaties 1 en 5 niet meer opgenomen, omdat op basis van de beperkte voorlandlengte al kan worden gesteld dat het voorland niet kan worden geschematiseerd.

Uit Tabel B8.2 volgt dat het niveau ter plaatse van het geselecteerde uitvoerpunt bij locaties 3, 4, 6 en 8 vrijwel even hoog ligt dan het voorland. Er wordt niet aan voorwaarde 2 voldaan. De fysica van het golfreducerende effect van het voorland zit dan al wel verwerkt in de berekening van de maatgevende

condities ter plaatse van het uitvoerpunt. Alleen het voorland ter plaatse van locaties 2 (Balkengat) en 7 (vuilnisbelt Westerveld) ligt significant hoger.

Voor voorlandlocaties 2 en 7 wordt aan eisen 3, 4 en 5 uit paragraaf 1.3.1 voldaan. De resterende vraag is de standzekerheid van het voorland op deze locaties. Voorwaarde voor de standzekerheid van het voorland is de aanwezigheid van een voldoende erosiebestendige bekleding tijdens maatgevende omstandigheden. De bekleding ter plaatse van het voorland dient dus te worden beoordeeld om de standzekerheid te kunnen waarborgen. Voor de voorlandlocatie ter plaatse van voorlandlocatie 7 (vuilnisbelt Westerveld) kan worden aangetoond met een afslagprofiel dat het standzeker is.

### Effect meenemen voorland op golfbelastingen

In deze paragraaf wordt ingegaan op het effect dat het in rekening brengen van het voorland heeft op de in rekening te brengen golfbelastingen voor het ontwerp van de waterkering. Er wordt alleen ingegaan op het HBN en de golfrandvoorwaarden voor het ontwerp van de bekleding, daar dit de enige faalmechanismen zijn waar golven relevant zijn. Er wordt alleen ingegaan op het voorland. Er wordt niet ingegaan op de aanwezige bebouwing op het voorland, die mogelijk een aanvullend golfreducerend effect heeft, maar waarvan het zeer onwaarschijnlijk is dat deze in het zichtjaar nog aanwezig en tevens standzeker is (deze is zeer waarschijnlijk niet op de hydraulische belastingen ontworpen).

**Locatie 2 (Balkengat)**

Om het effect van het voorland op de golfbelasting te bepalen, zijn berekeningen gemaakt voor de locatie van leggerprofiel 53Z-499 (huidige kruinhoogte ca. NAP+2,8m – NAP+3,0m). in combinatie met uitvoerpunt ZW_1_53-3_dk_00312. Het voorland ligt op ca. NAP+1,0 m en heeft een minimale lengte van 100 m. Het voorland is in de berekening op deze wijze geschematiseerd. Als taludhellingen van het dijklichaam zijn zowel hellingen van 1v:3h en 1v:4h onderzocht.

*Hydraulisch Belasting Niveau 2070*

Het Hydraulisch Belasting Niveau voor de beschouwde combinaties zijn weergegeven in Tabel B8.3. Uit de tabel kan worden geconcludeerd dat de huidige kruinhoogte in alle gevallen te laag is. Het in rekening brengen van het voorland zorgt er wel voor dat het berekende HBN met ca. 0,15 m afneemt ten opzichte van de schematisatie zonder voorland.

**Tabel B8.3: Effect schematisatie van voorland op Hydraulisch Belasting Niveau 2070, locatie Balkengat**

| Taludhelling Buitentalud dijk | HBN zonder schematisatie van het voorland [m+NAP] | HBN met schematisatie van het voorland [m+NAP] |
|---|---|---|
| 1v:3h | 3,49 | 3,32 |
| 1v:4h | 3,31 | 3,18 |

*Golfcondities 2070 ontwerp grasbekledingen golfklapzone*

Er zijn golfhoogtes berekend voor drie verschillende niveaus (NAP+1,0 m, NAP+2,0 m en NAP+3,0 m). Vanwege de hoogteligging van het voorland (ca. NAP+1,0 m) kon voor dit belastingniveau geen uitvoer worden verkregen. Er is gerekend met correctie voor de hoek van golfinval cos(β)c, waarbij β de golfinvalshoek is en voor de macht c een waarde van 0,8 is aangehouden (op advies van KPR).

De berekende golfhoogtes voor de overige twee niveaus zijn weergegeven in Tabel B8.4 en Tabel B8.5. Voor alle berekende golfcondities geldt een piekperiode van ca. 3 seconden berekend wordt. De golfcondities bij een niveau van NAP+2,0 m betreffen loodrecht invallende golven, de golfcondities bij een niveau van NAP+3,0 m vallen in onder een minimale hoek van 25˚ ten opzichte van de dijknormaal.

Uit de tabellen kan worden geconcludeerd dat de taludhelling geen invloed heeft op de berekende golfhoogte. Ook valt te zien dat het effect van het voorland op de berekende golfcondities vrij groot is voor het niveau van NAP+2,0 m (-0,37 m) en vrijwel nihil is voor NAP+3,0 m (-0,05 m). Dit komt door de waterdiepte ten opzichte van het niveau van het voorland, die toeneemt bij hogere waterstanden. Het golfreducerende effect van het voorland neemt af bij een hogere waterstand ten opzichte van het niveau van het voorland.

**Tabel B8.4: Berekende golfhoogtes ontwerp grasbekleding golfklapzone buitentalud voor niveau NAP +2,0 m**

| Taludhelling Buitentalud dijk | Golfhoogte voor het ontwerp van de bekleding zonder schematisatie van het voorland [m] | Golfhoogte voor het ontwerp van de bekleding met schematisatie van het voorland [m+NAP] |
|---|---|---|
| 1v:3h | 0,79 | 0,42 |
| 1v:4h | 0,79 | 0,42 |

**Tabel B8.5: Berekende golfhoogtes ontwerp grasbekleding golfklapzone buitentalud voor niveau NAP +3,0 m**

| Taludhelling Buitentalud dijk | Golfhoogte voor het ontwerp van de bekleding zonder schematisatie van het voorland [m] | Golfhoogte voor het ontwerp van de bekleding met schematisatie van het voorland [m+NAP] |
|---|---|---|
| 1v:3h | 0,62 | 0,57 |
| 1v:4h | 0,62 | 0,57 |

Beide situaties (zowel met als zonder voorland) zijn getoetst in BMGras Buitentalud, waarmee de standzekerheid van de grasbekleding bij de berekende golfhoogtes wordt beoordeeld. Hierbij is uitgegaan van een ondergrens van de waterstand en te beoordelen bekleding van NAP+1,9 m (1/10 per jaar waterstand) en de bovengrens van NAP+3,36 m (bij doorsnede eis), sterkteparameters voor een gesloten zode conform Schematiseringshandleiding Grasbekleding en een dikte van de kleilaag van 0,5 m.

Uit de ontwerpverificatie met BM Gras Buitentalud volgt dat met een grasbekleding wordt voldaan voor zowel de situatie mét als zonder voorland.

**Locatie 7 (Vuilnisbelt Westerveld)**
Het voorland op deze locatie (> NAP +3,25 m) ligt hoger dan het dijklichaam (ca. NAP+3,0 m). De belasting op het dijklichaam zal niet op treden, omdat het voorland tevens standzeker is gedurende maatgevende omstandigheden.

## Conclusie

Geconcludeerd wordt dat het voorland bij locaties 2 (Balkengat) en locatie 7 (Vuilnisbelt Westerveld) meegenomen kan worden bij de schematisatie. Bij locatie 5 (jachthaven) kan het aanwezige voorland als berm worden geschematiseerd, de lengte is daar onvoldoende om het als voorland mee te mogen nemen. Ter plaatse van de overige locaties kan het voorland niet worden geschematiseerd, omdat niet aan de toepassingsvoorwaarden wordt voldaan.

Voor locatie 2 (Balkengat) is berekend wat het effect op het HBN en de golfcondities voor het ontwerp van de grasbekleding op het buitentalud is. Uit het berekende HBN is geconcludeerd dat de huidige kruinhoogte te laag is. Het in rekening brengen van het voorland zorgt er wel voor dat het berekende HBN met ca. 0,15 m afneemt ten opzichte van de schematisatie zonder voorland. De golfcondities voor het ontwerp van de grasbekleding op het buitentalud bij schematisatie van het voorland is voor het niveau van NAP+2,0 m veel lager  dan voor de situatie zonder voorland (-0,37 m), voor het niveau van NAP+3,0 m zijn de verschillen klein (0,05 m). De keuze of het voorland wel of niet geschematiseerd wordt heeft geen gevolgen voor het bekledingstype: in beide gevallen kan met een goede grasmat worden volstaan.

Voor locatie 7 (Vuilnisbelt Westerveld) geldt dat er geen golfbelasting op het dijklichaam zal optreden wanneer het voorland in rekening wordt gebracht. Op deze locatie behoeft de achterliggende dijk daarom geen aanpassingen.

## Referenties

[ref 1] Schematiseringshandleiding hydraulische condities bij de dijkteen WBI 2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 1 december 2017

# Bijlage 9. Memo overslagdebiet

**Memo**

**Datum**
10 januari 2020

**Referentie**
1804499-00314

**Versie**
2.0

**Bladnummer**
1/10

**Bestemd voor**
Waterschap Drents Overijsselse Delta

**Onderwerp**
Stadsdijken Zwolle: Onderbouwing uitgangspunt kritiek overslagdebiet

## 1 Inleiding

In het ontwerp van de waterkering is het kritieke overslagdebiet (maat voor de sterkte van de dijk, uitgedrukt in het maximale overslagdebiet waarbij nog net geen falen van de dijk optreedt) de bepalende factor voor de benodigde kruinhoogte van de waterkering en daarmee het benodigde ruimtebeslag.

Het aan te houden overslagdebiet volgt uit de maatgevende waarde van de volgende drie criteria:

1) De BGT-eis zoals geformuleerd door WDOD (bij welk overslagdebiet is de dijk nog te beheren?)
   → Hoofdstuk 2
2) Wat kan de bekleding op de dijk maximaal aan (falen van de bekleding en daarmee van de dijk)?
   → Hoofdstuk 3
3) Welk waterbezwaar is maximaal acceptabel in het achterland en wat zijn daarbij de maatgevende omstandigheden (overstroming achterland)?
   → Hoofdstuk 4

In dit document worden bovenstaande situaties beoordeeld en wordt het gekozen uitgangspunt met betrekking tot het kritiek overslagdebiet voor project Stadsdijken Zwolle onderbouwd. In hoofdstuk 4 worden de conclusies gepresenteerd en in hoofdstuk 5 worden de raakvlakken behandeld.

## 2 Eisen WDOD voor BGT-situatie

Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT) is door WDOD in de Basisspecificatie Dijk [ref. 2] een eis gesteld aan het toelaatbaar overslagdebiet. Deze mag maximaal 1,0 l/s/m bedragen bij een waterstand met een kans van 1/100 per jaar (indien afvoer gedomineerd) of bij 8 Bft (17-21 m/s) (indien storm gedomineerd).

WDOD heeft eveneens aangegeven dat de UGT-eisen voor waterveiligheid (criteria 2 en 3) leidend zijn boven de BGT-eis met betrekking tot het beheer. Op grond van dit standpunt wordt de BGT-eis daarom niet beschouwd ter bepaling van de benodigde kruinhoogte voor het ontwerp van de dijkversterking.

**Afweging uitgangspunt modellering sterkte grasbekleding kruin en binnentalud**
Er zijn drie aspecten van belang voor een zorgvuldige keuze van de modellering van de sterkte van de grasbekleding van de kruin en het binnentalud (deze sterkte wordt uitgedrukt in het kritiek overslagdebiet):

1. De ondergrond waarop het gras groeit (klei of zand)
2. De kwaliteit van de graszode (open of gesloten)
3. De modelleerwijze (semi-probabilistisch of volledig probabilistisch)

1 Ondergrond
De door MOS uitgevoerde handboringen [ref. 1] op kruin en binnentalud in het projectgebied (niet beschikbaar voor deeltraject 3) zijn geanalyseerd. Uit de analyseresultaten (zie Bijlage A) blijkt voor vrijwel het gehele traject te gelden dat er onvoldoende erosiebestendig (zandig) materiaal in de toplaag aanwezig is om grote overslagdebieten (>1 l/s/m) te kunnen weerstaan. Daarom is het uitgangspunt dat wanneer wordt ontworpen op grote(re) overslagdebieten er een volledig nieuwe deklaag van voldoende erosiebestendige klei op kruin en binnentalud voorzien wordt.

2 Zodekwaliteit
De aan te houden zodekwaliteit voor het ontwerp heeft een sterke relatie met de door WDOD uit te voeren beheerinspanning. Een open zode is namelijk met minder inspanning voor een langere periode te garanderen dan een gesloten zode. Door WDOD is aangegeven dat ingezet wordt op een gesloten zode gedurende de ontwerplevensduur middels enerzijds de juiste randvoorwaarden (goede bewortelingslaag, geen schaduwwerking, etc.) en anderzijds adequaat beheer (visuele inspectie, het uitvoeren van wortelonderzoek). Derhalve wordt voor het ontwerp uitgegaan van de sterkteparameters voor een gesloten zode.

3 Modelleerwijze
Het kritieke overslagdebiet kan in de faalkansberekeningen op verschillende manieren worden gemodelleerd:

1. Deterministisch (toepassing van een vaste rekenwaarde)
2. Probabilistisch (toepassing stochastische rekenwaarde)
   Bij het modelleren van het kritieke overslagdebiet als een stochast (gemiddelde waarde en standaard afwijking) wordt de onzekerheid in de sterkte en belasting expliciet meegenomen. In het algemeen levert een probabilistische modellering in het ontwerppunt (meest waarschijnlijke punt van falen) een minder conservatieve waarde van de sterkte op dan de deterministische rekenwaarde.
3. Semi-Probabilistisch
   Semi-probabilistische rekenwaarden zijn over het algemeen conservatieve inschattingen van de werkelijk aanwezige sterkte. De onzekerheid wordt namelijk niet expliciet meegenomen via een standaardafwijking maar wordt afgedekt door een reductiefactor die wordt toegepast op de gemiddelde waarde van de sterkte en belasting.

Tot voor kort was het voor HWBP projecten nog niet gangbaar de benodigde kruinhoogte te bepalen middels een probabilistisch berekening. Echter aangezien deze methode tot een significant lagere benodigde kruinhoogte kan leiden vraagt de programmadirectie aan elk project (tot einde planstudie) te verkennen wat probabilistisch rekenen betekent voor de benodigde kruinhoogte [ref. 8].

Er is daartoe een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd naar het effect van de wijze van modelleren (semi-probabilistisch of probabilistisch) op het berekende Hydraulisch Belasting Niveau (HBN). Uit de gevoeligheidsanalyse is gebleken dat het probabilistisch bepalen van het HBN een significant lagere kruinhoogte oplevert dan een semi-probabilistische bepaling. Derhalve is het probabilistisch bepalen van het HBN als uitgangspunt genomen voor het ontwerp. Dit proces en bijbehorende afweging is in lijn met de redeneerlijn van het HWBP [ref. 8].

Er zijn twee relevante documenten waaraan de parameters van de kansverdeling van het kritieke overslagdebiet worden beschreven, namelijk de schematiseringshandleiding grasbekleding (SHG), behorende bij het wettelijke beoordelingsinstrumentarium 2017 (WBI2017) [ref. 4] en het document ‘Onderbouwing kansverdeling kritiek overslagdebiet ten behoeve van het OI2014v4’ [ref. 5]. Het uitgangspunt is dat wordt gerekend met de parameters uit de schematiseringshandleiding grasbekleding [ref. 4], omdat deze parameters conservatiever zijn dan de waarden uit [ref. 5] inclusief het effect van geometrische overgangen. Deze waarden zijn daarom realistisch maar toch voldoende veilig om het dijkontwerp mee op te stellen.

De relevante waarden zijn samengevat in Tabel 1, waarbij wordt opgemerkt dat wordt uitgegaan van golfhoogteklasse 0-1 m. Uit de systeemanalyse [ref. 9] blijkt namelijk dat de indicatieve golfhoogte maximaal 0,6-0,7 m bedraagt.

Tabel 1 Verwachtingswaarde en standaardafwijking kritieke overslagdebiet bij probabilistische modellering

| **Zodekwaliteit** | **Bron kansverdeling** | **Verwachtings-waarde [l/s/m]** | **Standaard-afwijking [l/s/m]** |
|---|---|---|---|
| Gesloten zode | Schematiseringshandleiding Grasbekleding, WBI2017 | 225 | 250 |

## 3 Afweging uitgangspunt acceptabel waterbezwaar (overstromingscriterium in UGT)

Overslaand water zorgt voor waterbezwaar in het achterland en kan vanaf een bepaalde waarde worden gezien als overstroming (zonder dat de dijk is bezweken). De resulterende overlast in het achterland is derhalve direct afhankelijk van de kruinhoogte van het ontwerp en het daarbij volgende overslagdebiet. Het is de vraag welk waterbezwaar in het achterliggende gebied acceptabel is en vanaf welk overslagdebiet het resulterende waterbezwaar in het achterland aanleiding geeft tot het naar beneden bijstellen van het kritiek overslagdebiet.

Voor het bepalen van het acceptabel waterbezwaar zijn twee aspecten relevant:

1. Hoeveelheid overslaand water (oorzaak van overstroming)
2. De faalkanseis voor dit faalmechanisme (gebaseerd op schade, gevolgen van overstroming)

1 Overslagdebiet behorende bij overstroming

Conform de KPR-factsheet ‘Omgang met waterbezwaar’ [ref. 6] en Grondslagen voor hoogwater-bescherming [ref. 7] kan een gemiddelde waterdiepte van 0,2 m in een viercijferig postcodegebied (PC4) aangehouden worden als praktische grens waarbij nog gesproken kan worden over waterbezwaar (wateroverlast). Hierboven is al snel sprake van een overstroming waarbij de kans op substantiële schade en slachtoffers snel toeneemt.

Uit de eenvoudige analyse (stap 1 uit de KPR-factsheet ‘Omgang met waterbezwaar’ [ref. 6]) is gebleken dat een optredend overslagdebiet van 10 à 20 l/s/m leidt tot een innundatiediepte van 0,2 m. Omdat dit minder is dan het verwachte kritieke overslagdebiet dat hoort bij de sterkte van een gesloten zode, is een gedetailleerde analyse uitgevoerd; stap 2 uit [ref 6].

Van de dijken binnen het projectgebied van Stadsdijken Zwolle is op basis van de maatgevende windrichting (van dit gebied dat storm gedomineerd is) bepaald waar onder maatgevende omstandigheden overslag plaats vindt. De trajecten waar overslag plaats vindt bij de maatgevende (storm) omstandigheden zijn in Figuur 1 rood weergegeven en het traject waar geen overslag plaatsvindt (overwegend strijkende golven) zijn groen weergegeven in Figuur 1.




**Figuur 1 Invloedsgebieden overslag**

Het projectgebied is vervolgens onderverdeeld in twee invloedsgebieden van overslag (‘bakjes’) die niet met elkaar in verbinding staan:

1. Het bedrijventerrein Voorst. Dit is het gebied rondom het bedrijventerrein wat omsloten wordt door de dijk binnen deeltrajecten 1 en 2 aan de noordwest- en noordoostzijde, de A28 aan de zuidoostzijde en de N331 aan de zuidwest zijde. Dit gebied is aangeduid met ‘1’ in Figuur 1.
2. Het gebied met woonwijk Holtenbroek en de woonwijk Aa-landen en het landelijke gebied ten noorden van deze woonwijken. Dit gebied is aangeduid met ‘2’ in Figuur 1.

Vervolgens is een analyse uitgevoerd met Tygron naar de gemiddelde inundatiediepte per viercijferig postcodegebied (PC4). Hierbij zijn drie verschillende waarden voor het overslagdebiet beschouwd. De analyse is beschreven in [ref. 9] en tevens bijgevoegd als bijlage B. De gemiddelde inundatiedieptes in het gebied bij het beschouwde overslagdebiet zijn weergegeven in Tabel 2.

**Tabel 2 Samenvatting resultaten per PC4-gebied, per overslagdebiet**

| **PC4-gebied** | **Gemiddelde inundatiediepte (cm) per overslagdebiet** | | |
|---|---|---|---|
| | 10 l/s/m | 20 l/s/m | 40 l/s/m |
| 8031 (Holtenbroek + landelijk gebied) | 17 | 31 | 55 |
| 8041 (industriegebied Voorst) | 18 | 33 | 57 |

Hieruit volgt dat, gegeven de definitie van een overstroming conform de Grondslagen voor Hoogwaterbescherming (20 cm water op maaiveld gemiddeld per PC4-gebied), een probabilistisch overslagdebiet groter dan 10 l/s/m aangehouden zou kunnen worden; de inundatiedieptes liggen immers nog onder de 20 cm. Echter, uit de analyses volgt ook dat bij een overslagdebiet van 20 l/s/m inundatiedieptes van ordegrootte 30 cm volgen; ruim groter dan 20 cm. Verder verfijnen tussen 10 en 20 l/s/m wordt niet zinvol geacht vanwege het detailniveau van deze analyse en de schijnnauwkeurigheid die een verfijning zou opleveren. Daarom wordt uit deze analyses geconcludeerd dat vanuit het perspectief van waterbezwaar in het achter de dijk gelegen gebied maximaal een overslagdebiet van 10 l/s/m gehanteerd kan worden.

2 Redeneerlijn bepaling faalkanseis overstromingscriterum

Voor bepaling van de toelaatbare faalkanseis voor het overstromingscriterium is onderzocht wat de economische schade is als gevolg van gemiddeld 20 cm water in een postcodegebied; volgend uit het overslagcriterium van 10 l/s/m. Dit is uitgevoerd met de Waterschadeschatter van STOWA De resultaten uit deze analyse zijn opgenomen als bijlage C. Deze schade is vergeleken met de gevolgen van het doorbreken van een regionale kering, conform stap 3 van de KPR-factsheet [ref. 6].

**Tabel 3: Economische schade en geaccepteerde overstromingskans behorend bij de IPO-veiligheidsklassen [ref. 6]**

| Veiligheidsklasse | Directe economische schade [M€] | Overstromingskans [per jaar] |
|---|---|---|
| I | 8 | 1/50 tot 1/100 |
| II | 8 – 25 | 1/150 tot 1/300 |
| III | 25 – 80 | 1/500 tot 1/1.000 |
| IV | 80 – 250 | 1/1.500 tot 1/3.000 |
| V | >250 | 1/5.000 tot 1/10.000 |

Uit de berekeningen die met de Waterschadeschatter zijn uitgevoerd blijkt dat de schade ordegrootte 80 M€ bedraagt bij een optredend overslagdebiet van 10 l/s/m. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat toepassing van de trajectnorm (1/3.000 per jaar) een goed evaluatiecriterium is voor het overstromingscriterium. Verdere verfijning van de faalkanseis naar aanleiding van de IPO-normtabel (lees: versoepeling) levert een schijnzekerheid die we binnen dit project niet zinvol achten verder te onderzoeken.

# 4 Conclusie

In het ontwerp van de waterkering is het kritieke overslagdebiet de bepalende factor voor de benodigde kruinhoogte van de waterkering en daarmee het benodigde ruimtebeslag. Daartoe is in dit document een afweging gemaakt op basis van drie criteria:

1) De BGT-eis zoals geformuleerd door WDOD (bij welk overslagdebiet is de dijk nog te beheren?)
2) Wat kan de bekleding op de dijk maximaal aan (falen van de bekleding en daarmee van de dijk)
3) Welk waterbezwaar is maximaal acceptabel in het achterland en wat zijn daarbij de maatgevende omstandigheden

Ad. 1) Door WDOD is aangegeven dat de UGT-eisen voor waterveiligheid leidend zijn ten opzichte van de bruikbaarheidseisen voor het bepalen van het benodigde HBN. Dit criterium is daardoor niet verder beschouwd.

Ad. 2) Uit de afweging volgt dat voor het faalmechanisme ‘falen van de grasbekleding’ het probabilistisch modelleren van het kritiek overslagdebiet met de parameters uit de schematiserings- handleiding gras op basis van de gesloten zode op klei het meest passende uitgangspunt is. Het probabilistisch bepalen van het HBN is in lijn met de redeneerlijn van het HWBP.

Ad. 3) Op basis van een gedetailleerde overstromingsanalyse met Tygron en berekeningen van de optredende schade met de Waterschadeschatter is geconcludeerd dat een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m bij de trajectnorm (1/3.000 per jaar) het meest accurate evaluatiecriterium is voor het overstromingscriterium.

We bepalen het HBN derhalve door de hoogste waarde te nemen van;

- ofwel het HBN in het zichtjaar, behorend bij een kansverdeling van de sterkte van de grasmat en gesloten zode (resultaat criterium 2)
- ofwel het HBN op basis van een probabilistisch overslagdebiet in het zichtjaar van 10 l/s/m (1/3.000 per jaar) die het gevolg is van het overstromingscriterium (resultaat criterium 3)

# 5 Raakvlakken

Overgangen en NWO’s

Het kritieke overslagdebiet voor de graszode bij niet-waterkerende objecten (NWO's) en overgangen op kruin en binnentalud is lager dan voor het dijklichaam [ref. 5]. Voorkeur bij het raakvlakontwerp met objecten op de kruin en binnentalud is dat waterveiligheid leidend is en dat middels een lokale ontwerpmaatregel de erosiebestendigheid van het object of de overgang wordt gegarandeerd. Het besluit tot het toepassen van een lokale ontwerpmaatregel wordt echter altijd genomen op basis van een integrale afweging.

Nieuwe kleibekledingslaag

Tot slot wordt opgemerkt dat is uitgegaan van een nieuw aan te leggen kleilaag op kruin en binnentalud. Uit analyse van het beschikbare grondonderzoek voor de deklaag onder de grasbekleding in de huidige situatie blijkt voor vrijwel het gehele traject te gelden dat op dit moment onvoldoende erosiebestendig (zandig) materiaal in de toplaag aanwezig is om grote overslagdebieten (>1 l/s/m) te kunnen weerstaan.

Een indicatieve berekening van de directe kosten (materiaal, transport) toont aan dat een nieuwe kleilaag onder kruin en binnentalud ca. 40% goedkoper is dan de dijk op een veel kleiner overslagdebiet te ontwerpen (en de kruin bijgevolg 50-70 cm hoger aan te leggen). Hierin zijn indirecte kosten voor inpassing nog niet eens meegenomen. Op basis hiervan wordt verwacht dat het aanleggen van een nieuw aan te leggen kleilaag onder kruin en binnentalud hiermee de meest kosteneffectieve oplossing lijkt.

## 6 Referenties


[ref. 1] Resultaten grondonderzoek en labonderzoek project “Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken”, MOS Grondmechanica B.V. , 8 februari 2019

[ref. 2] Basisspecificatie Dijk (concept), WDOD, juni 2019

[ref. 3] Handreiking ontwerpen met overstromingskans OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017

[ref. 4] Schematiseringshandleiding grasbekleding WBI2017, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 28 november 2019

[ref. 5] Onderbouwing kansverdelingen kritiek overslagdebiet ten behoeve van het OI2014v4, Deltares, februari 2017

[ref. 6] Factsheet Omgang met waterbezwaar, KPR, 15 oktober 2018

[ref. 7] Grondslagen voor hoogwaterbescherming, Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW), december 2016

[ref. 8] Redeneerlijn probabilistisch bepalen kruinhoogte, Hoogwaterbeschermingsprogramma, November 2019

[ref. 9] Waterbezwaar als gevolg van overslag: modellering met Tygron, versie 1.0, Dijkteam Zwolle, 21 november 2019

**Bijlage A: Resultaten analyse bestaande bekleding (o.b.v. handboringen)**

Op de volgende 4 pagina's zijn kaarten opgenomen met de resultaten van een GIS-analyse naar de dikte en samenstelling van de bovenste meter van de opbouw van de dijk/deklaag.

Voor de kaarten zie bijlage 6 van de TUN

**Bijlage B: Rapportage Tygron**

Drents Overijsselse Delta

uw waterschap

Dijkteam ZWOLLE



# Waterbezwaar als gevolg van overslag

## Modellering met Tygron

1804499-00979

Dijkteam Zwolle is een samenwerking van: Drents Overijsselse Delta & Dura Vermeer & Ploegam, ondersteund door Tauw, Fugro en H+N+S+

# Colofon

| | |
|---|---|
| Opdrachtgever | Waterschap Drents Overijsselse Delta |
| Opdrachtnemer | Dijkteam Alliantie Zwolle |
| Documentnaam | Waterbezwaar als gevolg van overslag: modellering met Tygron |
| Versie | 1.0 |
| Versie datum | 19-12-2019 |
| Status | Definitief |
| | |
| Werkpakket | 48 |
| Object | [Object] |
| Activiteittype | [Activiteittype] |

## Documenthistorie

| Versie | Datum | Opsteller | Toetser | Vrijgave | Omschrijving |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.1 | 5-11-2019 | Lisa de Gee | Arjan Weijenborg | | |
| 1.0 | 21-11-2019 | Lisa de Gee | Arjan Weijenborg | Arend Pool | |

## Distributielijst

| organisatie | Projectrol | aantal | Analoog (ja/nee) |
|---|---|---|---|
| | | | |
| | | | |

**Projectgegevens:**

Contactgegevens Opdrachtnemer:
Dijkzone Alliantie Zwolle
Combinatie Dura Vermeer - Ploegam
t.a.v. de heer R. Lormans
R.Lormans@duravermeer.nl
Bezoekadres: Taurusavenue 100, Hoofddorp
Postadres: Postbus 111, 2130 AC Hoofddorp

Contactgegevens Opdrachtgever:
Waterschap Drents Overijsselse Delta
t.a.v. de heer P. Staats
PeterStaats@wdodelta.nl
Bezoekadres: Dokter van Deenweg 186, 8025 BM Zwolle
Postadres: Postbus 60, 8000 AB Zwolle

Referentie Waterschap Drents Overijsselse Delta: HWBP Stadsdijken Zwolle
Kenmerk Waterschap Drents Overijsselse Delta: Z/18/016154-85369

Projectlocatie Stadsdijken Zwolle
Dokter van Deenweg 162-184
8025 BM Zwolle

| Opgesteld:<br>Lisa de Gee<br><br>Projectrol:<br>Adviseur Waterveiligheid | | Gecontroleerd:<br>Arjan Weijenborg<br><br>Projectrol:<br>Adviseur Waterveiligheid | | Geautoriseerd:<br>R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | | Geautoriseerd:<br>P. Staats<br><br>Projectrol:<br>Projectmanager | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | |
| Datum: | | Datum: | | Datum: | | Datum: | |

# Inhoud


1. Inleiding ..... 5
   1.1 Vaststellen overslagdebiet voor ontwerp ..... 5
   1.2 Vervolg: bepalen benodigde kruinhoogte ..... 5
2. Uitgangspunten ..... 6
   2.1 Uitgangspunten Tygron en modelkeuzes ..... 6
   2.2 Uitgangspunten overslag ..... 7
   2.3 Evaluatie: waterstanden op maaiveld ..... 7
3. Resultaten ..... 9
   3.1 Overslagdebiet 10 L/s/m' ..... 9
   3.2 Overslagdebiet 20 L/s/m' ..... 9
   3.3 Overslagdebiet 40 L/s/m' ..... 10
   3.4 Samenvatting en conclusie ..... 11

# 1. Inleiding

## 1.1 Vaststellen overslagdebiet voor ontwerp

Het optredend overslagdebiet is een bepalend uitgangspunt bij het afleiden van de minimaal benodigde kruinhoogte voor een dijk. Het maximaal toelaatbaar overslagdebiet wordt bepaald door:

1. de sterkte van de grasbekleding op de kruin en het binnentalud en
2. het maximale waterbezwaar dat in het achterland nog niet leidt tot een overstroming

Om inzicht te hebben in het  het overslagdebiet dat hoort bij een overstroming van het achterland door 'waterbezwaar', wordt een analyse uitgevoerd om te bepalen welk overstromingsbeeld bij verschillende waarden van het overslagdebieten volgt. Deze analyse wordt uitgevoerd met het softwarepakket Tygron, waarmee de stroming op het maaiveld als gevolg van overslag over de dijk gemodelleerd kan worden.

Hoe hier mee om te gaan is niet expliciet in het OI2014 opgenomen. Wel heeft het KPR een factsheet opgesteld om hier handvatten voor de geven: *Hoe om te gaan met waterbezwaar als gevolg van hoge overslagdebieten?* Op basis van deze factsheet wordt voor de definitie van een overstroming de definitie uit de *Grondslagen voor Hoogwaterbescherming* (ENW, december 2016) aangehouden: er is sprake van een overstroming wanneer "de gemiddelde waterdiepte in een gebied of buurt met gelijke viercijferige postcode (op basis van de wijk- en buurtkaart van het CBS)" groter is dan 0,2 meter.

## 1.2 Vervolg: bepalen benodigde kruinhoogte

Deze rapportage beschrijft de stappen en resultaten voor het doorlopen van stap 2 conform de eerdergenoemde KPR-factsheet: "Voer een uitgebreidere inundatie berekening uit ('simulatie') en ga na of de diepte beneden de 20 cm blijft". Daarnaast wordt ook verder doorgekeken en input verzameld voor stap 3 conform deze KPR-factsheet: "Bereken de schade bij het inundatie scenario (in stap 2) en vergelijk het inundatierisico met het risico als gevolg van het doorbreken van een regionale kering en kortdurende hevige regenval ('piekbuien')".

De resultaten uit deze analyse zijn vervolgens input (naast input vanuit de sterkte van de grasbekleding) om te bepalen welk overslagdebiet daadwerkelijk binnen het ontwerp aangehouden wordt om de benodigde kruinhoogte van de dijk te bepalen.

# 2. Uitgangspunten

## 2.1 Uitgangspunten Tygron en modelkeuzes

De waterverdeling over maaiveld wordt bepaald op basis van de Saint Venantvergelijking, stromingsvergelijkingen die uitgaan van behoud van massa en impuls ook wel ondiepwatervergelijking (shallow water equations) genoemd. Toepassing van deze methode is standaard voor dit soort stromingsmodellen (zoals Tygron en 3Di).

Voor een realistische modellering van waterstromingen over maaiveld zijn keuzes ten aanzien van ruwheden van het maaiveld, hoogteverschillen en de aanwezigheid van watergangen bepalend. Deze uitgangspunten worden in de volgende alinea's toegelicht.

*Ruwheden*
Tygron maakt voor de ruwheden per type oppervlak gebruik van de ruwheden zoals opgenomen in de *Guide for selecting manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains* (U.S. Department of Transportation,1984)[1].
Het type maaiveld(gebruik) wordt afgeleid uit de BRP (Basisregistratie gewaspercelen), aangevuld met informatie uit de BGT (Basisregistratie grootschalige topografie) en de TOP10NL (het digitale topografische basisbestand van het Kadaster).

*Maaiveldhoogte*
De maaiveldhoogte wordt afgeleid op basis van een geschoond maaiveldbestand (o.b.v. interpolatie) gebaseerd op de AHN3. Waar het maaiveldbestand niet toereikend is (bijv. tunnels en onderdoorgangen), is dit bestand visueel aangepast. Voor het schematiseren van taludhellingen van de watergangen wordt gebruik gemaakt van de AHN3 in combinatie met de BRO (Basisregistratie ondergronden).

*Modellering kunstwerken*
Uitgangspunt is dat stroming over maaiveld plaats vind. Daarom worden enkel duikers en tunnels in hoge elementen gemodelleerd. Voor de duikers worden de afmetingen overgenomen uit de legger van WDODelta en van tunnels worden de afmetingen ingeschat op basis van luchtfoto's en Cyclomedia Streetsmart. De invloed van stuwen wordt ingeschat als verwaarloosbaar, er vindt immers stroming over maaiveld plaats. Datzelfde geldt voor de afvoercapaciteit van gemalen en uitlaten, omdat deze beperkt is ten opzichte van het instromende water. Deze kunstwerken worden daarom niet meegenomen in de schematisering van het achterliggende gebied.
Daarnaast is ook de rioolcapaciteit niet meegenomen. Deze wordt 'gereserveerd' voor neerslag, wat niet is gemodelleerd.

[1] Zie ook: http://wikiengineer.com/Water-Resources/ManningRoughnessCoefficients

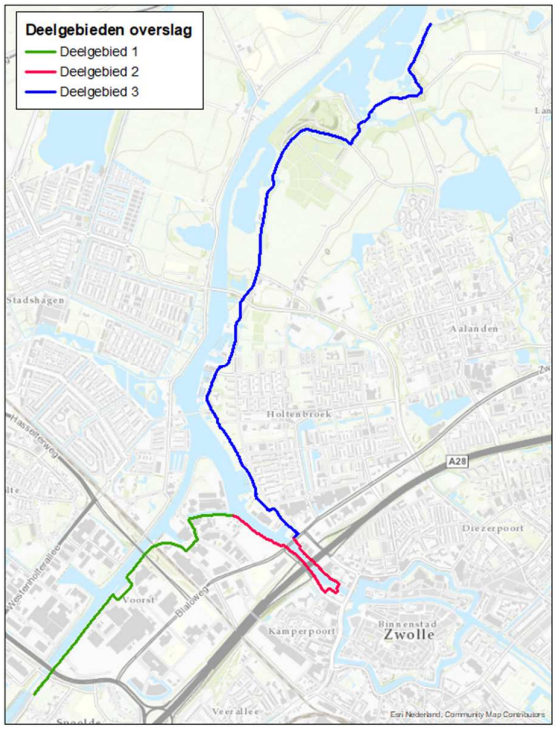
## 2.2 Uitgangspunten overslag

*Schematisering overslag*
Overslag over de dijk is in Tygron geschematiseerd door overslagpunten op de dijk om de 5m te modelleren. De ingevoerde overslagdebieten (uitgedrukt in L/s/m') worden daarnaar teruggerekend. Uitgangspunt is dat stroming enkel landinwaarts plaats kan vinden en dus nooit terugstroming de rivier in. Aangenomen wordt, op basis van het waterstandsverloop, dat gedurende 4 uur overslag plaats vindt onder maatgevende omstandigheden. Hierbij wordt aangenomen dat een gedurende deze 4 uur een constant overslagdebiet optreedt.

*Beschouwde overslagdebieten*
Binnen dit verkennende onderzoek wordt het waterbezwaar in het achterliggende gebied gemodelleerd voor overslagdebieten van 10, 20 en 40 L/s/m'.

Op basis van een systeemanalyse (zie bijlage 1) zijn drie deelgebieden te onderscheiden:
Deelgebied 1: trajecten 1 t/m 2b
Deelgebied 2: trajecten 2c t/m 3
Deelgebied 3: trajecten 4a t/m 5b

Vanwege de oriëntatie van de dijk binnen deze deelgebieden zal de dijk binnen deelgebied 2 nooit tegelijk overstromen als de dijk binnen deelgebieden 1 en 3. Voor het bepalen van het waterbezwaar is de situatie waarbij overslag plaats vindt binnen de deelgebieden 1 en 3 maatgevend. Deze situatie is daarom beschouwd in deze analyse. Dat betekent dat het overslagdebiet van 10, 20 of 40 L/s/m' geschematiseerd wordt bij deelgebieden 1 en 3 en dat bij deelgebied 2 geen overslag geschematiseerd wordt.

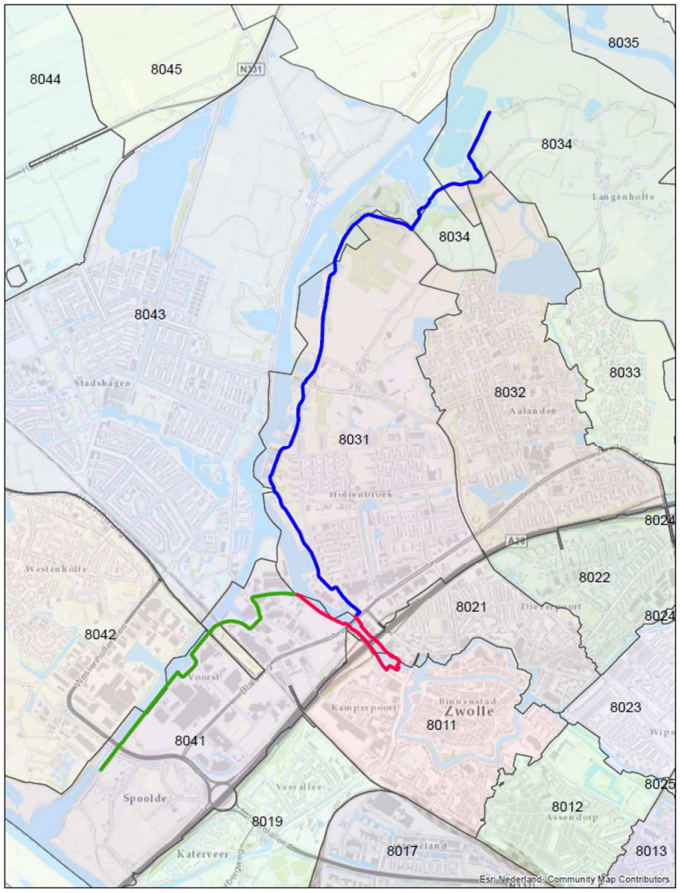


**Figuur 2.1 Deelgebieden overslag**

## 2.3 Evaluatie: waterstanden op maaiveld

Met bovenstaande uitgangspunten berekent de software Tygron de stroming van het instromende debiet (equivalent van de hoeveelheid overslaand water over de dijk). De hoeveelheid water op maaiveld (na 4uur overslag) wordt vervolgens getoetst aan het overstromingscriterium conform de *Grondslagen voor Hoogwaterbescherming* (ENW, december 2016): er is sprake van een overstroming wanneer "de gemiddelde waterdiepte in een gebied of buurt met gelijke viercijferige postcode (op basis van de wijk- en buurtkaart van het CBS)" groter is dan 0,2 meter. Hierbij wordt opgemerkt dat voor dit gebied het oppervlak van de buitendijks gelegen delen van deze postcodegebieden (zoals de Kop van Voorst) niet zijn meegenomen in de bepaling van de gemiddelde waterdiepte over het postcodegebied.

Onderstaande figuur geeft een kaart met 4 cijferige postcodegebieden (PC4-gebieden), met ook de deelgebieden voor overslag. In de basis vindt het grootste waterbezwaar plaats binnen de PC-gebieden 8041 en 8031. Voor PC4-gebied 8041 wordt opgemerkt dat enkel het deel wat aan het traject binnen Stadsdijken Zwolle valt, wordt meegenomen in de bepaling van het gemiddelde . Het stukje grenzend aan de IJssel en het Zwolle-IJsselkanaal aan de IJsselzijde van de Spooldersluis wordt dus niet meegenomen.



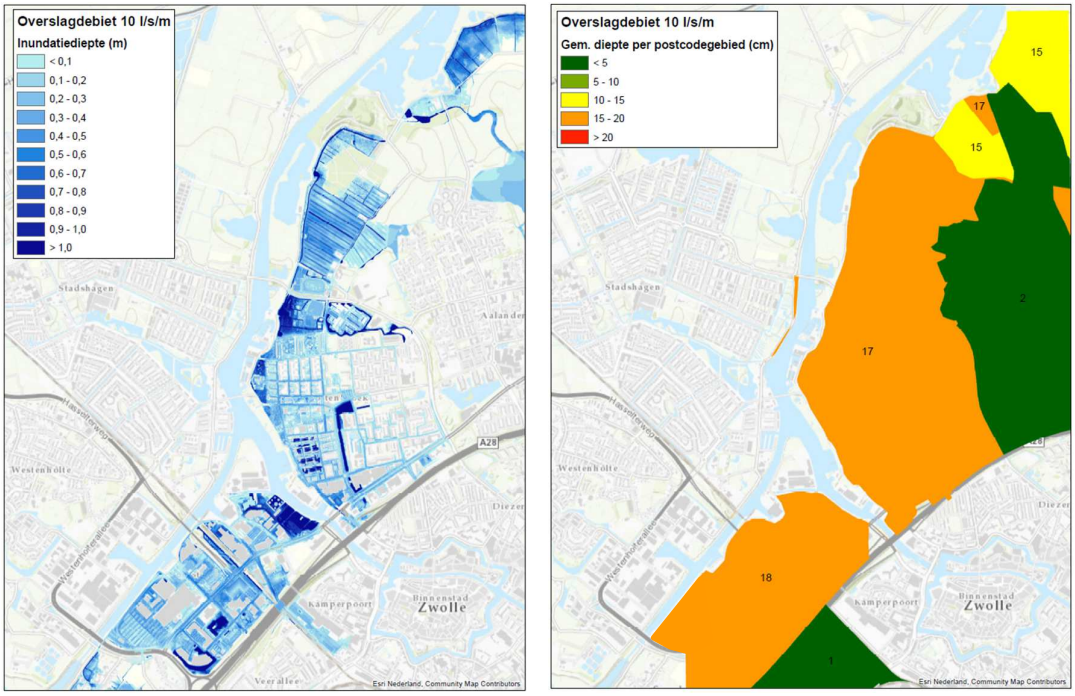

**Figuur 2.2 PC4-gebieden (CBS)**

# 3. Resultaten

Onderstaande paragrafen geven per waarde van het overslagdebiet (10, 20 of 40 L/s/m') het overstromingsbeeld.

## 3.1 Overslagdebiet 10 L/s/m'

Figuur 3.1 geeft het overstromingsbeeld (inundatiediepte na 4uur overslag) en de gemiddelde waterdiepte per postcodegebied bij een overslagdebiet van 10 L/s/m'.

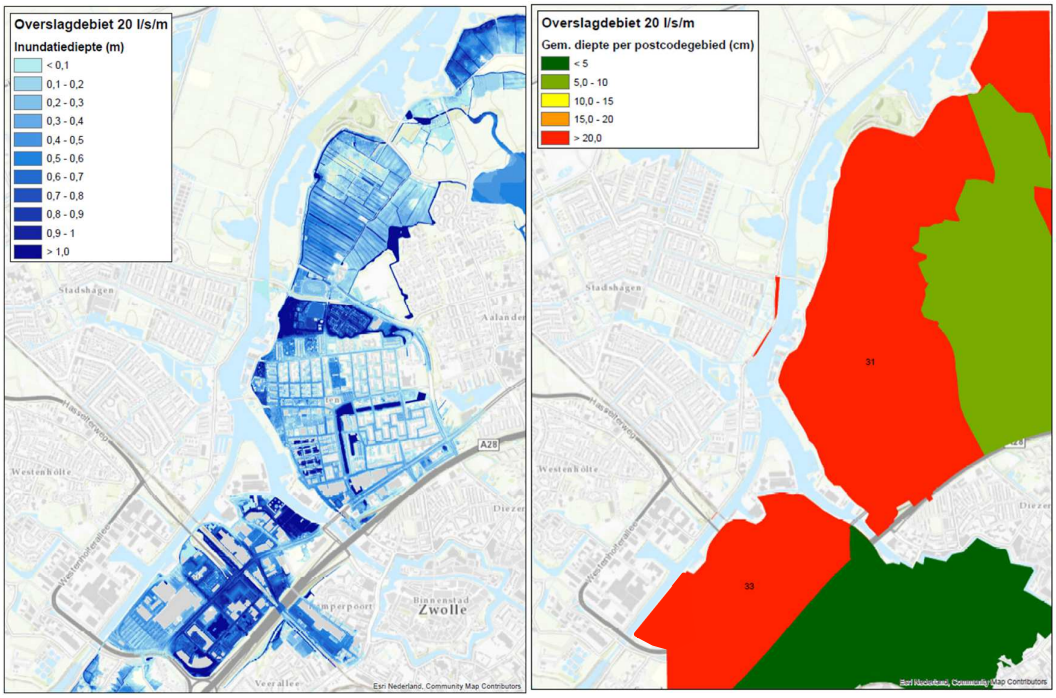



**Figuur 3.1 q = 10 L/s/m': overstromingsbeeld (links) en gemiddelde waterdiepte over per postcodegebied (rechts)**

Hiermee volgt een waterdiepte achter de dijk variërend van enkele centimeters tot net iets meer dan een meter op enkele locaties verspreid over het gebied. Er zijn gemiddeld gezien geen grote verschillen in waterdieptes zichtbaar langs het traject. Uit deze analyse volgt bij een overslagdebiet van 10 L/s/m' voor de aangrenzende postcodegebieden langs de dijk gemiddelde waterdieptes van 18 cm (8041: industriegebied Voorst) en 17 cm (8031: woonwijk Holtenbroek + aansluitende landelijk gebied).

## 3.2 Overslagdebiet 20 L/s/m'

Figuur 3.2 geeft het overstromingsbeeld (inundatiediepte na 4uur overslag) en de gemiddelde waterdiepte per postcodegebied bij een overslagdebiet van 20 L/s/m'.

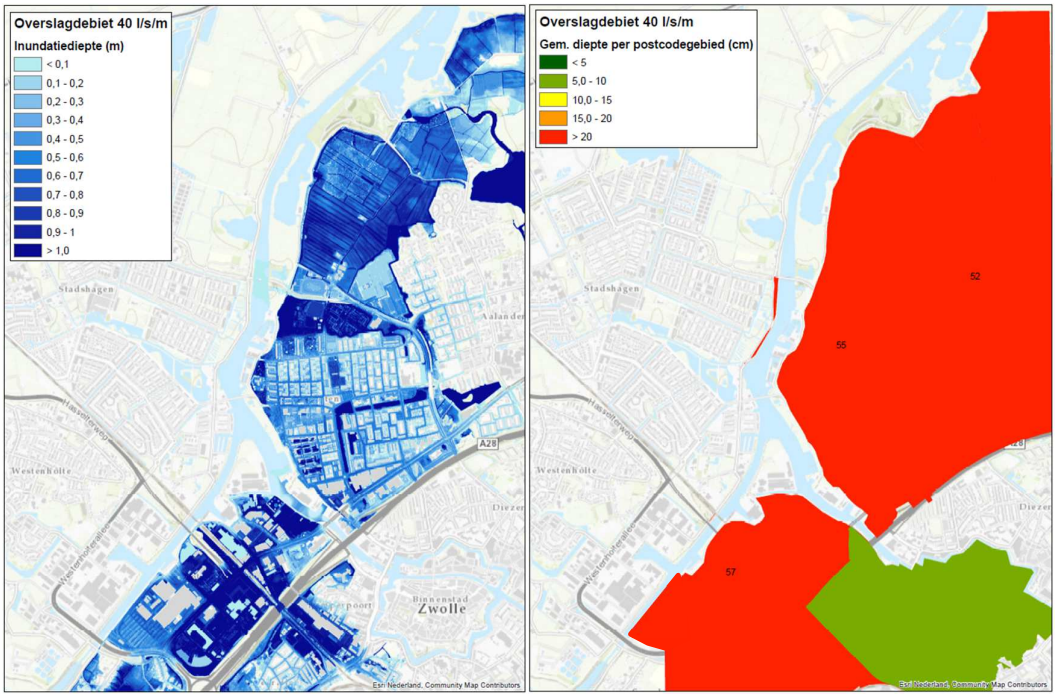



**Figuur 3.2 q = 20 L/s/m': overstromingsbeeld (links) en gemiddelde waterdiepte over per postcodegebied (rechts)**

Hiermee volgt een waterdiepte achter de dijk variërend van enkele decimeters tot circa 1,5 meter verspreid over het gebied (zowel bij Industriegebied Voorst als bij de woonwijk Holtenbroek). Bij een overslagdebiet van 20 L/s/m' zijn duidelijk locaties zichtbaar (donkere plekken) waar de diepte groter is dan de omliggende gebieden. Uit deze analyse volgt bij een overslagdebiet van 20 L/s/m' voor de aangrenzende postcodegebieden langs de dijk gemiddelde waterdieptes van 33 cm (8041: industriegebied Voorst) en 31 cm (8031: woonwijk Holtenbroek + aansluitende landelijk gebied). Opgemerkt dat opvalt dat PC4-gebied 8034 ook rood kleurt. Dit is echter te duiden door het feit dat slecht een klein deel van dit PC4-gebied is meegenomen in de modellering, waardoor het beeld enigszins vertekend en hier geen conclusies aan te verbinden zijn.

## 3.3 Overslagdebiet 40 L/s/m'

Figuur 3.3 geeft het overstromingsbeeld (inundatiediepte na 4uur overslag) en de gemiddelde waterdiepte per postcodegebied bij een overslagdebiet van 40 L/s/m'.




**Figuur 3.3 q = 40 L/s/m': overstromingsbeeld (links) en gemiddelde waterdiepte over per postcodegebied (rechts)**

Hiermee volgt een waterdiepte achter de dijk variërend van enkele decimeters tot circa 1,8 meter verspreid over het gebied (zowel bij Industriegebied Voorst als bij de woonwijk Holtenbroek). Bij een overslagdebiet van 40 L/s/m' zijn duidelijk locaties zichtbaar (donkere plekken) waar de diepte groter is dan de omliggende gebieden. Deze zones zijn logischerwijs groter dan bij een overslagdebiet van 20 L/s/m' Uit deze analyse volgt bij een overslagdebiet van 40 L/s/m' voor de aangrenzende postcodegebieden langs de dijk gemiddelde waterdieptes van 57 cm (8041: industriegebied Voorst) en 55 cm (8031: woonwijk Holtenbroek + aansluitende landelijk gebied). Opgemerkt wordt dat opvalt dat naast PC4-gebied 8034 ook 8032 rood kleurt. In tegenstelling tot 8034 zit dit PC4-gebied wel voor het grootste deel binnen het gemodelleerde gebied, waardoor het realistisch is te verwachten dat de gemiddelde inundatiediepte van 20 centimeter op maaiveld inderdaad wordt overschreden.

## 3.4 Samenvatting en conclusie

Onderstaande tabel geeft de samenvatting van de resultaten, per PC4-gebied, per overslagdebiet.

**Tabel 3.1 Samenvatting resultaten per PC4-gebied, per overslagdebiet**

| PC4-gebied | Gemiddelde inundatiediepte (cm) per overslagdebiet | | |
|---|---|---|---|
| | 10 L/s/m' | 20 L/s/m' | 40 L/s/m' |
| 8031 (Holtenbroek + landelijk gebied) | 17 | 31 | 55 |
| 8041 (industriegebied Voorst) | 18 | 33 | 57 |

Hieruit volgt dat, wanneer men vasthoudt aan de definitie van een overstroming conform de Grondslagen voor Hoogwaterbescherming (20 cm water op maaiveld gemiddeld per PC4-gebied) een overslagdebiet groter dan 10 L/s/m' aangehouden zou kunnen worden; de inundatiedieptes liggen immers nog onder de 20 cm. Bij dit overslagdebiet is de gemiddelde inundatiediepte immers nog kleiner dan 20 cm. Echter, uit de analyses volgt ook dat bij een overslagdebiet van 20 L/s/m' inundatiedieptes van ordegrootte 30 cm volgen; ruim groter dan 20 cm. Verder verfijnen tussen 10 en 20 L/s/m' wordt niet zinvol geacht vanwege het detailniveau van deze analyse en de schijnnauwkeurigheid die een verfijning zou opleveren. Daarom wordt uit deze analyses geconcludeerd dat vanuit het perspectief van waterbezwaar in het achter de dijk gelegen gebied maximaal een overslagdebiet van 10 L/s/m' gehanteerd kan worden. Dit is dan ook het resultaat uit stap 2 conform de eerdergenoemde KPR-factsheet: "Voer een uitgebreidere inundatie berekening uit ('simulatie') en ga na of de diepte beneden de 20 cm blijft".

De hierboven beschreven resultaten vormen hiernaast ook input voor het doorlopen van stap 3 conform de KPR-factsheet: "Bereken de schade bij het inundatie scenario (in stap 2) en vergelijk het inundatierisico met het risico als gevolg van het doorbreken van een regionale kering en kortdurende hevige regenval ('piekbuien')". Het resultaat hiervan in beschreven in de memo "Stadsdijken Zwolle: Onderbouwing uitgangspunt kritiek overslagdebiet" met doc-ID 180449-00314.

# Bijlage 1. Watersysteemanalyse

In deze bijlage is een analyse van de illustratiepunten uitgevoerd. Een illustratiepunt is het punt dat de grootste faalkansbijdrage levert. In eerste instantie is de focus van de analyse op het beoordelingsspoor GEKB. Doel van deze analyse van de illustratiepunten is om de dominante invloeden op de faalkans voor het deelmechanisme GEKB te identificeren. Op basis van dit inzicht is vervolgens een indeling van deelgebieden gemaakt waarvoor de kritieke waarde voor het overslagdebiet is bepaald.

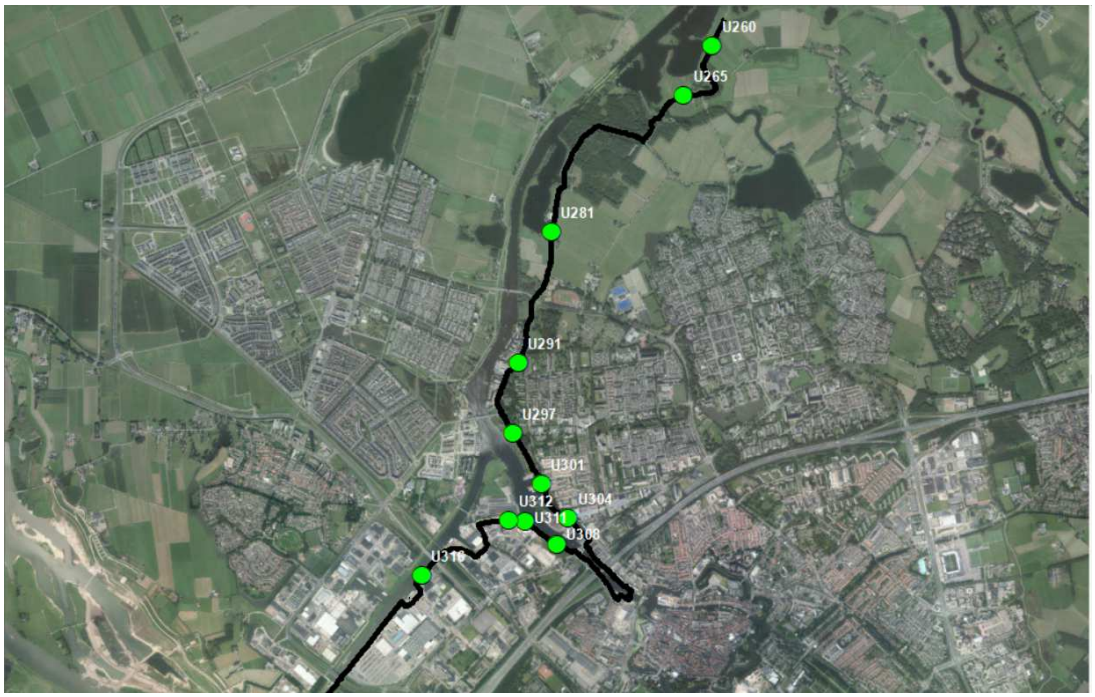
## B1.1 Uitgangspunten

### B1.1.1 Software en hydraulische randvoorwaarden database

De analyse van de illustratiepunten is uitgevoerd met Ringtoets, versie 18.1.1.3, omdat hier een volledig probabilistische berekening kan worden uitgevoerd. Er is gebruik gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden database “WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite”.

### B1.1.2 Locaties

De analyse is uitgevoerd voor 11 uitvoerpunten binnen het projectgebied (zie Figuur B1.1-1). De geselecteerde locaties zijn bepaald door eerst het traject op te knippen op basis van oriëntatie, en vervolgens voor elk van de relevante oriëntaties 1 of 2 willekeurige uitvoerpunten te berekenen. Voor een systeemanalyse is willekeurige keuze te verantwoorden, gezien het systeemniveau groot is en lokale verschillen (op uitvoerpuntniveau) dus niet relevant zijn voor analyse om systeemniveau.




Figuur B1.1-1 Locaties illustratiepuntenanalyse (U-codering staat voor nummer van uitvoerpunt)

### B1.1.3 Geometrie

Er is uitgegaan van een uniform profiel met een helling van 1v:3h en een kruinhoogte van NAP+3,0 m. Alleen de oriëntatie is verschillend. Het gebruik van een uniform profiel is passend voor een systeemanalyse, gezien een uniform profiel voorkomt dat lokale geometrische invloeden invloed kunnen uitoefenen op de berekeningsresultaten.

### B1.1.4 Sterkteparameters gras

Er is uitgegaan van de default waarden uit het WBI voor een gesloten zode op klei. Hiervoor geldt een verwachtingswaarde van 225 l/s/m' en een standaardafwijking van 250 l/s/m'. Dit conform aanbeveling van KPR en uitgangspunt conform Technische Uitgangspunten (TUN) [1].

### B1.1.5 Zichtjaar

Het is met Ringtoets alleen mogelijk om te rekenen voor 2023. De systeemanalyse is daarom uitgevoerd voor dit zichtjaar.

### B1.1.6 Omgang met onzekerheden

Binnen het WBI worden onzekerheden als stochast meegenomen. Er worden hierbij twee bronnen van onzekerheid onderscheiden, namelijk statistische onzekerheid (van de parameter, als gevolg van bijv. ruimtelijke variabiliteit) en modelonzekerheid (als gevolg van het maken van een predictie door een model). Voor de statistische onzekerheid worden de onzekerheid van het debiet van de Vecht (meting bij Dalfsen), de onzekerheid over de waterstand en de onzekerheid omtrent de windsnelheid meegenomen. Met betrekking tot de modelonzekerheid worden twee stochasten onderscheiden, namelijk de modelonzekerheid voor de predictie van de waterstand en de modelonzekerheid voor de predictie van de golfparameters (hoogte, periode).

## B1.2 Resultaten

### B1.2.1 Afhankelijkheid windgolven

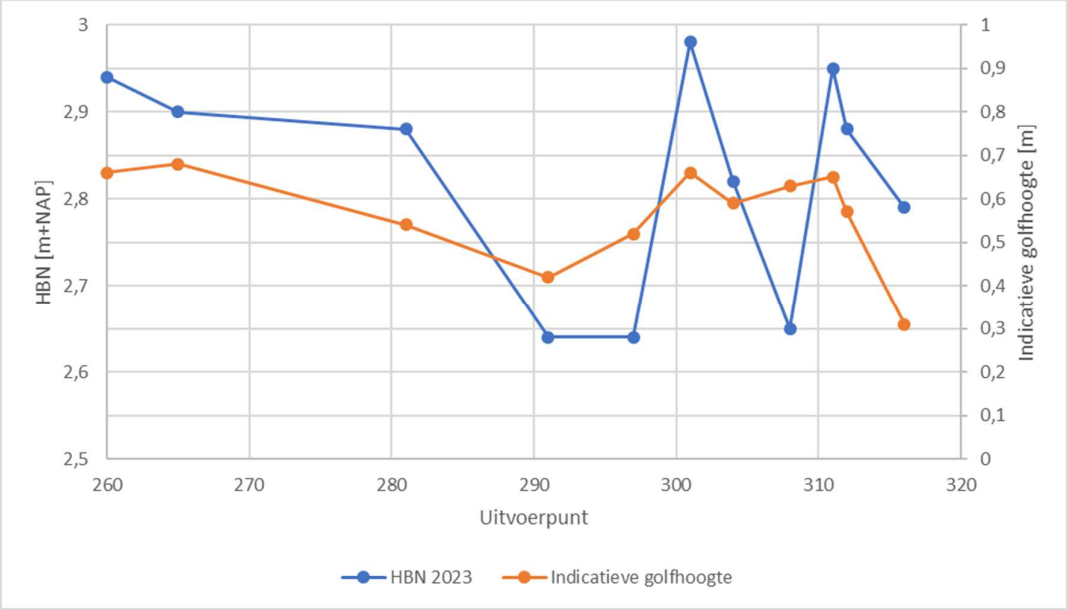
Het berekende HBN en aanvullende informatie uit de illustratiepunten is weergegeven in Tabel B1.2-1. De indicatieve golfhoogte kan worden geïnterpreteerd als een benadering van de golfhoogte die hoort bij het aandeel van de golf in het HBN in het illustratiepunt. Tevens is de maatgevende windrichting in het illustratiepunt bepaald. Door deze te vergelijken met de oriëntatie van het dijklichaam (onder de aanname dat de golfrichting gelijk is aan de windrichting) kan een indruk worden verkregen van de afhankelijkheid van het HBN van de windgolven.

**Tabel B1.2-1 Berekend HBN en maatgevende windrichting**

| Locatie | HBN [m+NAP] | Indicatieve golfhoogte [m] | Maatgevende windrichting | Oriëntatie dijklichaam |
|---|---|---|---|---|
| U260 | 2,94 | 0,66 | WNW | NNW |
| U265 | 2,90 | 0,68 | NW | NNW |
| U281 | 2,88 | 0,54 | NW | WNW |
| U291 | 2,64 | 0,42 | WNW | WNW |
| U297 | 2,64 | 0,52 | WNW | WZW |
| U301 | 2,98 | 0,66 | WNW | WZW |
| U304 | 2,82 | 0,59 | NW | ZW |
| U308 | 2,65 | 0,63 | NW | NO |

| Locatie | HBN [m+NAP] | Indicatieve golfhoogte [m] | Maatgevende windrichting | Oriëntatie dijklichaam |
|---|---|---|---|---|
| U311 | 2,95 | 0,65 | NW | NNO |
| U312 | 2,88 | 0,57 | NW | N |
| U316 | 2,79 | 0,31 | WNW | NW |

Uit vergelijking van het HBN met golfgegevens volgt een duidelijke correlatie (zie Figuur B1.2-1). Het verloop van het HBN dat wordt gevonden is volgt het verloop van de indicatieve golfhoogte. Dit is niet het geval voor uitvoerpunt 308, dat vrijwel haaks op de maatgevende windrichting is georiënteerd.




Figuur B1.2-1 Relatie tussen HBN en indicatieve golfhoogte

### B.1.2.2 Invloedsfactoren

Om het relatieve effect van de verschillende invloeden uit hoofdstuk 1.2 te kunnen bepalen zijn in Tabel 3.2 de invloedsfactoren voor de verschillende stochasten uitgewerkt. Dit zijn de invloedsfactoren α die de relatie tussen de waarde van de parameter i in het ontwerppunt $X_i$ relateren aan de kansdichtheidsverdeling ($\mu_i$, $\sigma_i$) en de betrouwbaarheidsindex β: $X_i = \mu_{i,} - \alpha_i \beta \sigma_i$.

Tabel 3.2 Invloedsfactoren ($\alpha^2$) per stochast per locatie

| Locatie | $Q_{vecht}$ Dalfsen | $U_{10}$ Schiphol | MP IJsselmeer |
|---|---|---|---|
| U260 | 2,5 % | 16,0% | 41,5% |
| U265 | 2,5 % | 14,0% | 45,2% |
| U281 | 2,1 % | 17,1% | 43,5% |
| U291 | 2,3 % | 8,6% | 55,9% |
| U297 | 2,8 % | 6,0% | 57,4% |
| U301 | 2,0 % | 27,7% | 34,8% |
| U304 | 1,5 % | 20,4% | 41,7% |

| | | | |
|---|---|---|---|
| U308 | 1,7 % | 11,9% | 44,9% |
| U311 | 2,6 % | 14,7% | 43,5% |
| U312 | 2,3 % | 13,5% | 47,6% |
| U316 | 2,3 % | 6,2% | 47,6% |

Uit tabel 3 kan worden geconcludeerd dat het meerpeil van het IJsselmeer dominant is voor de bepaling van het HBN, omdat voor vrijwel alle onderzochte locaties volgt dat de probabilistische berekening veruit het meest gevoelig is voor een variatie in de waarde van deze stochast.
Dit kan worden verklaard door de faalkansbijdrage van het falen van de Ramspolkering. De werking van deze kering is een kansverdeling met 2 scenario's, namelijk:

1) gesloten volgens sluitingsprotocol
2) gefaalde kering

De grootste faalkansbijdrage wordt voor alle uitvoerpunten geleverd door het scenario dat de Ramspolkering is gefaald. Dit scenario heeft een faalkansbijdrage die ca. 25-50 keer hoger is dan het scenario waarbij de Ramspolkering is gesloten volgens het sluitingsprotocol. Dit verklaart de dominante bijdrage van het IJsselmeerpeil aan het berekende HBN.

Alleen ter plaatse van de locaties U301 en U302 wordt een grotere invloed voor de windsnelheid gevonden. Dit kan worden verklaard omdat er voor deze locaties een significante strijklengte aanwezig is voor de dominante windrichting en dus hogere golfgroei mogelijk is.

De invloed van de afvoer van de Vecht op het berekende HBN is zeer klein (maximaal ca. 2-3%). Geconcludeerd kan worden dat het systeem storm-gedomineerd is (want IJsselmeerpeil en golfbelasting zijn beide direct gerelateerd aan stormgebeurtenis).

**4.Conclusie**

Er is een systeemanalyse uitgevoerd middels analyse van illustratiepunten die volgen uit GEKB berekeningen. om de dominante invloeden op de faalkans voor het deelmechanisme GEKB te kunnen identificeren.

Uit de analyse volgt:

- dat het IJsselmeerpeil in combinatie met een gefaalde Ramspolkering de grootste bijdrage levert aan de faalkans dat het systeem bijgevolg als storm-gedomineerd kan worden beschouwd
- dat bij strekkingen waar in NW-richting een grotere strijklengte aanwezig is de invloed van de windsnelheid hoger is en het HBN lokaal hoger is.

Op basis hiervan wordt voorgesteld om drie deelgebieden te onderscheiden waarvoor het maximaal toelaatbaar overslagdebiet dient te worden vastgesteld:

- Deelgebied 1, omvat deeltrajecten 1 t/m 2b, welke georiënteerd zijn in windrichting NW tot N, maar waarbij de strijklengte relatief beperkt is. Achterland bestaat hier voornamelijk uit industrie.
- Deelgebied 2, omvat deeltrajecten 2c t/m 3, welke haaks op de maatgevende windrichting zijn georiënteerd en de strijklengte dus zorgt voor langsstroming tijdens een maatgevende storm vanuit windrichting WNW of NW en dus geen tot beperkte overslag plaatsvindt.

Deelgebied 3, omvat deeltrajecten 4 en 5, waarvan deeltrajecten 4c t/m 5b in de maatgevende stormrichting georiënteerd zijn en een beperkte strijklengte hebben, en waarbij 4a t/m 4b meer WZW georiënteerd zijn maar waarbij wel een grotere strijklengte in de richting van de maatgevende stormrichting aanwezig is, zodat toch significante overslag zal optreden.

**Bijlage C: Memo Resultaten Waterschadeschatter**

**Memo**

**Bestemd voor**
Dijkmanagementteam
Waterschap Drents Overijsselse Delta
T.a.v. dhr. Schoonen

**Datum**
04 oktober 2019

**Referentie**
1804499-00978

**Versie**
1.0

**Bladnummer**
1/4

**Onderwerp**
# Resultaten schadebepaling waterbezwaar met Waterschadeschatter

## 1 Inleiding

Als onderdeel van het vaststellen van de kruinhoogte, wordt binnen dijkversterking Stadsdijken Zwolle nader beschouwd welk waterbezwaar in het achterliggende gebied door overslag acceptabel is, onder andere van het schadeperspectief. Om de impact van verschillende waarden voor het overslagdebiet op het achterland in beeld te brengen, zijn er verschillende inundatie-analyses gedaan met Tygron (projectteam SDZ, Waterbezwaar als gevolg van overslag: modellering met Tygron, 19 december 2019). Het resultaat hieruit dient als input om de de schade (in euro's) te bepalen met de Waterschadeschatter.

Deze memo vat de uitgangspunten en resultaten van de analyses met de Waterschadeschatter samen.

## 2 Uitgangspunten

*Uitgangspunten Tygronsimulatie*
Met Tygron is voor verschillende scenario's (overslagdebieten) het overstromingsbeeld bepaald. De uitgangspunten en resultaten zijn beschreven in de rapportage Waterbezwaar als gevolg van overslag: modellering met Tygron (Projectteam SDZ, 19 december 2019). Onderstaand de belangrijkste uitgangspunten in relatie tot de analyses met de Waterschadeschatter:

- Simulatie duur 12 uur
  - 0-4 uur: overslagdebiet over de dijk
  - 4-12 uur: geen overslag, enkel verspreiding van het water
- Geen afvoer van water via riolering of gemaal
- Alleen stroming over maaiveld.

*Uitgangspunten Waterschadeschatter:*
- Inundatie gebied staat 24 uur onder water.
  - De schade aan bebouwing is onafhankelijk van de duur of het seizoen.
  - Bij (spoor) wegen is na één uur inundatie de maximale schade bereikt.
- Hersteltijd wegen en huizen:
  - De periode dat een gebouw of weg zijn functie niet kan uitvoeren.
  - Variërend van 6 uur tot maximaal 10 dagen. De waterschadeschatter kan niet met langere hersteltijden werken. In principe wordt uitgegaan van de maximale hersteltijd van 10 dagen. De schade bij kortere hersteltijden wordt wel in beeld gebracht.
- Maximale waterdiepte gebruikt voor schade: 0,3 meter.
- Methode: schadeberekening Waterschadeschatter: zie bijlage 1.

BIJLAGE B

- Schadebedrag: maximaal schade scenario.

*Doorgerekende scenario's met Waterschadeschatter*
- Overslagdebiet 10 l/m/s.
- Overslagdebiet 20 l/m/s.
- Overslagdebiet 40 l/m/s.

Bij elk scenario is na 4 en 12 uur een schadebedrag berekend, verdeeld over industrieterrein Voorst en Holtenbroek. Deze tijdstippen zijn gekozen om in beeld te brengen wat de schade is bij het einde van de overslag en wat het afstromende water nog verder aan schade veroorzaakt.

**Conclusies:**
Er is gekozen om de schade bedragen met **10 dagen** hersteltijd aan te houden, omdat wordt aangenomen dat het herstellen van een woning, gezien de dichtheid van de bebouwing achter de dijk, zeker 10 dagen duurt (vervangen vloer, vervanging elektra/gas, riolering, etc.). In onderstaande tabel zijn de maximale schadebedragen (na 12 uur) bij 10, 20 en 40 l/m/s overslagdebiet samengevat:

| **Overslagdebiet** | **Schade industrieterrein Voorst (miljoen €)** | **Schade Holtenbroek (miljoen €)** | **Totale schade (miljoen €)** |
|---|---|---|---|
| 10 l/m/s | 66,1 | 6 | 72,1 |
| 20 l/m/s | 114,7 | 14,9 | 129,6 |
| 40 l/m/s | 215,2 | 20 | 235,2 |

Onderstaande tabellen geven de berekende schadebedragen per overslagdebiet per hersteltijd te vinden. De groen gemarkeerde waarden zijn opgenomen in bovenstaande samenvattende tabel.

**Scenario 1: overslagdebiet van 10 l/m/s**

Op basis van schadebeeld na 4u overslag:

| **Hersteltijd bebouwing en wegen** | **Schade industrieterrein Voorst (miljoen €)** | **Schade Holtenbroek (miljoen €)** | **Totale schade (miljoen €)** |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 15,3 | 3,1 | 18,4 |
| 1 dag | 18,7 | 3,3 | 22 |
| 5 dagen | 36,6 | 4,1 | 40,7 |
| 10 dagen | 59,05 | 5,2 | 64,3 |

Op basis van schadebeeld na 12u overslag (waarvan 4u overslag en 8u verdere verspreiding):

| **Hersteltijd bebouwing en wegen** | **Schade industrieterrein Voorst (miljoen €)** | **Schade Holtenbroek (miljoen €)** | **Totale schade (miljoen €)** |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 15,9 | 3,8 | 19,7 |
| 1 dag | 19,8 | 4 | 23,8 |
| 5 dagen | 40,4 | 4,9 | 45,3 |
| 10 dagen | 66,1 | 6 | 72,1 |

**Scenario 2: overslagdebiet van 20 l/m/s**

Op basis van schadebeeld na 4u overslag:

| **Hersteltijd bebouwing en wegen** | **Schade industrieterrein Voorst (miljoen €)** | **Schade Holtenbroek (miljoen €)** | **Totale schade (miljoen €)** |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 18,9 | 5,5 | 24,4 |
| 1 dag | 23,5 | 6,2 | 29,7 |
| 5 dagen | 47,4 | 9,95 | 57,3 |
| 10 dagen | 77,4 | 14,7 | 92,1 |

Op basis van schadebeeld na 12u overslag (waarvan 4u overslag en 8u verdere verspreiding):

| Hersteltijd bebouwing en wegen | Schade industrieterrein Voorst (miljoen €) | Schade Holtenbroek (miljoen €) | Totale schade (miljoen €) |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 23,2 | 5,65 | 28,9 |
| 1 dag | 30,2 | 6,4 | 36,6 |
| 5 dagen | 67,8 | 10,1 | 77,9 |
| 10 dagen | 114,7 | 14,9 | 129,6 |

**Scenario 5: overslagdebiet van 40 l/m/s**

Op basis van schadebeeld na 4u overslag:

| Hersteltijd bebouwing en wegen | Schade industrieterrein Voorst (miljoen €) | Schade Holtenbroek (miljoen €) | Totale schade (miljoen €) |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 29,2 | 7,78 | 37 |
| 1 dag | 36,3 | 8,5 | 44,8 |
| 5 dagen | 74 | 12,6 | 86,6 |
| 10 dagen | 121,1 | 17,7 | 138,8 |

Op basis van schadebeeld na 12u overslag (waarvan 4u overslag en 8u verdere verspreiding):

| Hersteltijd bebouwing en wegen | Schade industrieterrein Voorst | Schade Holtenbroek | Totale schade (miljoen €) |
|---|---|---|---|
| 6 uur | 32,2 | 10 | 42,2 |
| 1 dag | 46,3 | 10,8 | 57,1 |
| 5 dagen | 121,4 | 14,9 | 136,3 |
| 10 dagen | 215,2 | 20 | 235,2 |

**Bijlage 1 – werkwijze Waterschadeschatter**

Bij de Waterschadeschatter is er onderscheid gemaakt in twee type schade, namelijk directe en indirecte schade. De som van deze schade wordt uiteindelijk de totale schade. Hieronder wordt de onderbouwing gegeven voor de berekening van de schade:

- **Directe schade**; schade door direct contact met het oppervlaktewater. Deze is afhankelijk van de inundatiediepte, duur van de overlast en het seizoen waarin overlast optreedt.

$$S_{direct} = D_{i,j} \cdot \gamma_{diepte} \cdot \gamma_{duur_direct} \cdot \gamma_{seizoen}$$

Hierin is:

$S_{direct}$ = directe schade
$D_{i,j}$ = schadebedrag afh. van landgebruik (i) en laag, gemiddeld of hoog scenario (j)
$\gamma_{diepte}$ = reductiefactor afhankelijk van de inundatiediepte
$\gamma_{duur_direct}$ = reductiefactor afhankelijk van de duur van de wateroverlast
$\gamma_{seizoen}$ = reductiefactor afhankelijk van het seizoen

Voor elk type functie zijn er verschillende schade bedragen en reductie factoren opgesteld, deze zijn op pagina 22-25 van het onderstaande document te vinden:
https://www.waterschadeschatter.nl/static_media/lizard_damage/help/gebruikers%20handleiding.pdf

- **Indirect schade;** schade die ontstaat door directe schade. Bijvoorbeeld, door herstelwerkzaamheden is een winkel gesloten, de kosten van verminderde omzet is ook gedefinieerd als indirect schade. Deze is afhankelijk van de duur van de herstelwerkzaamheden.
    - Kosten die gemaakt moeten worden om bijvoorbeeld een gezin of activiteit tijdelijk elders onder te brengen
    - Zakelijke schade door het mislopen van omzet min de waarde van ingekochte goederen.
    - Omrijdschade voor de benodigde tijd dat men moet omrijden omdat wegen geblokkeerd zijn.

Per landsgebruik categorie zijn er schade bedragen opgesteld. Deze schade is opgedeeld in een minimaal, gemiddeld

$$S_{indirect} = D_{i,j} \cdot \gamma_{duur_indirect}$$

Hierin is:

$S_{indirect}$ = indirecte schade
$D_{i,j}$ = bedrag per dag afh. van het type gebouw (i) en laag, gemiddeld of hoog scenario (j)
$\gamma_{duur_indirect}$ = factor afhankelijk van de duur van de wateroverlast en de herstel-werkzaamheden (dagen)

en maximaal scenario. De schade bedragen voor alle landgebruikscategorieën zijn hier te vinden:
https://www.waterschadeschatter.nl/static_media/lizard_damage/help/schadebedragen.pdf

**Totale schade**= Directe schade + indirecte schade

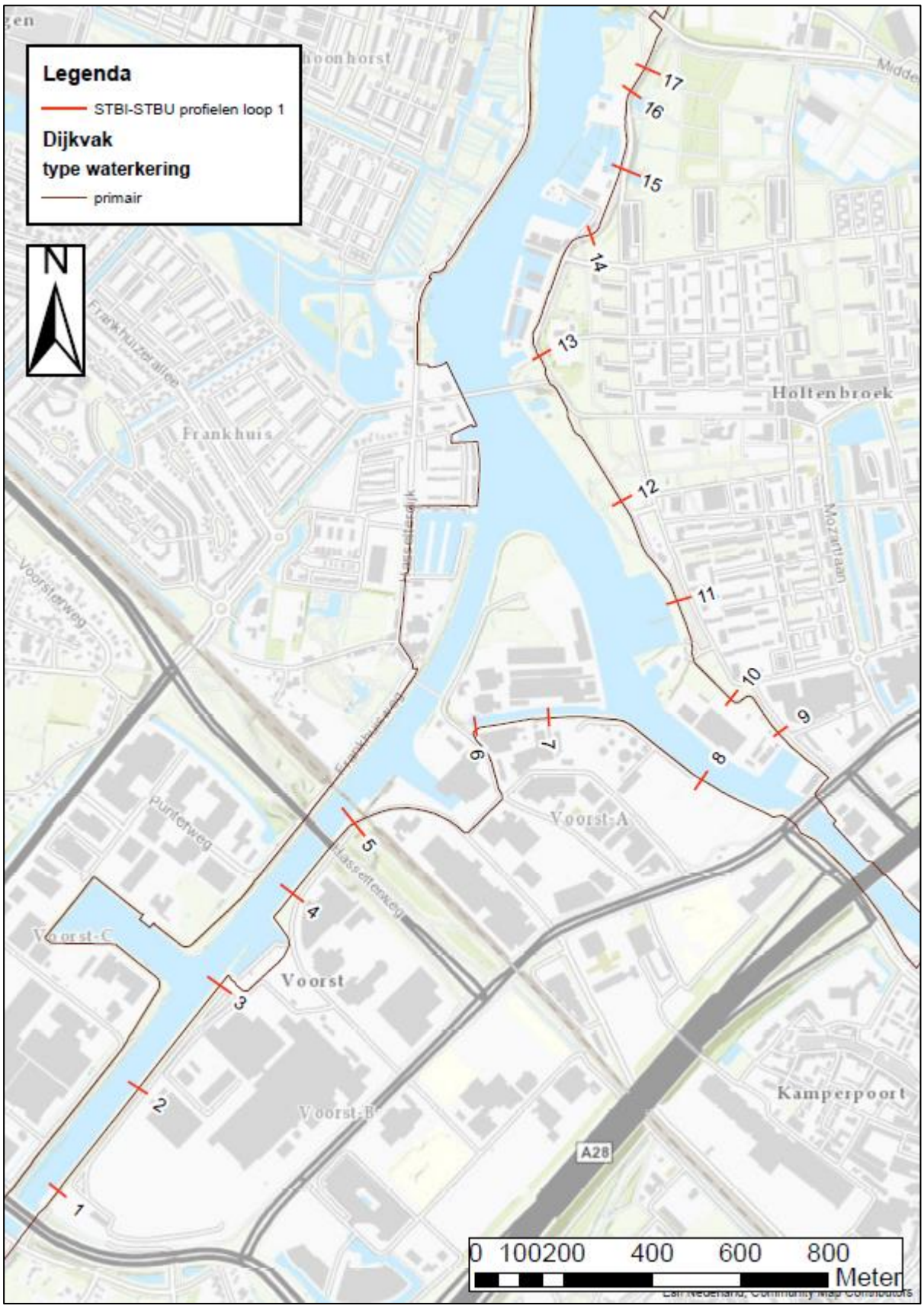
# Bijlage 10. Locaties dwarsprofielen macrostabiliteit

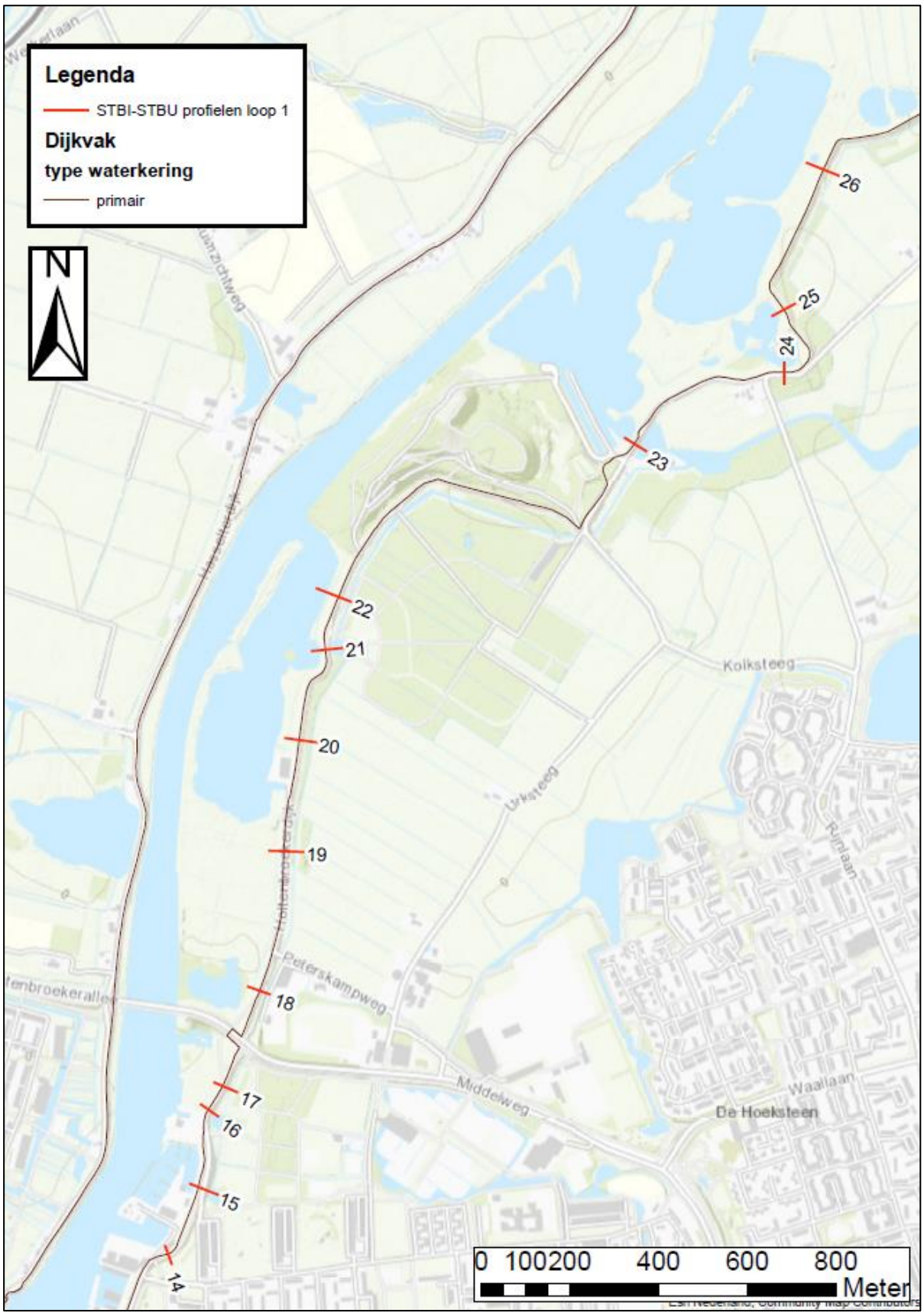
In onderstaande tabel zijn de locaties van de profielen weergegeven van de eerste rekenstap binnen ontwerploop 1. De locaties zijn globaal bepaald op basis van de geometrie en de bodemopbouw en dienen door het ontwerpteam nog te worden geoptimaliseerd waar nodig.

| Profiel # | Dijkpaal | Afstand | STBI/STBU | Opmerkingen |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 46,85 | 0 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 2 | 47,17 | 0,32 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 3 | 47,44 | 0,27 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 4 | 47,76 | 0,32 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 5 | 47,97 | 0,21 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. ondergrond (47.98B) en conservatief profiel (sloot) |
| 6 | 48,54 | 0,57 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 7 | 48,7 | 0,16 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. ondergrond en maatgevende geometrie |
| 8 | 49,09 | 0,39 | STBI | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 9 | 90,4 | 0,2 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 10 | 90,55 | 0,15 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 11 | 90,81 | 0,26 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 12 | 91,07 | 0,26 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond bij 91.11 en STBU profiel bij 91.07 |
| 13 | 91,46 | 0,39 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 14 | 91,77 | 0,31 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 15 | 91,96 | 0,19 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. ondergrond en conservatief profiel (kolk) --> Niet voldoende? --> Plaxis |
| 16 | 92,13 | 0,17 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. ondergrond en conservatief profiel (kolk)--> Niet voldoende? --> Plaxis |
| 17 | 92,2 | 0,07 | STBI | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 18 | 92,43 | 0,23 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 19 | 92,75 | 0,32 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond (beetje veen) en representatief profiel |
| 20 | 93 | 0,25 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |
| 21 | 93,23 | 0,23 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. ondergrond en conservatief profiel (kolk) --> Niet voldoende? --> Plaxis |
| 22 | 93,35 | 0,12 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. representatieve ondergrond en representatief profiel |
| 23 | 94,26 | 0,91 | STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond (STBU), locatie en noodzaak profiel n.t.b. |
| 24 | 94,68 | 0,42 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. representatieve ondergrond en maatgevend profiel (100% zand) |
| 25 | 94,88 | 0,2 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. representatieve ondergrond en maatgevend STBU profiel |
| 26 | 95,23 | 0,35 | STBI/STBU | Gekozen o.b.v. maatgevende ondergrond en representatief profiel |

Op de volgende pagina's zijn de profielen overzichtelijk op een kaart weergegeven.


Legenda
STBI-STBU profielen loop 1
Dijkvak
type waterkering
primair
N
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
Holtenbroek
Frankhuis
Voorst
Voorst-A
Voorst-B
Voorst-C
Kamperpoort
A28
0 100200 400 600 800
Meter


Legenda
STBI-STBU profielen loop 1
Dijkvak
type waterkering
primair
N
26
25
24
23
22
21
20
19
18
17
16
15
14
Koiksteeg
Urksteeg
Middelweg
Peterskampweg
Waalaan
De Hoeksteen
0 100200 400 600 800
Meter

# Bijlage 11. Memo bodemdaling

**Memo**

**Bestemd voor**
Waterschap Drents Overijsselse Delta

**Datum**
5 september 2019

**Referentie**
1804499-00432

**Versie**
1.0

**Bladnummer**
1/14

**Onderwerp**
Voorstel uitgangspunt autonome bodemdaling

# 1 Inleiding

## Relevantie voor versterkingsontwerp

De benodigde aanleghoogte (het niveau waarop de dijkkruin wordt aangelegd of aanwezig is bij oplevering van de dijkversterking) van de waterkering is kritiek voor het ruimtebeslag van de versterking en de inpasbaarheid in de omgeving. Het is van belang dat de aanleghoogte slechts marginaal wijzigt gedurende de planuitwerkingsfase. Hiervoor is een uitgangspunt benodigd met betrekking tot alle aspecten die een directe invloed op de aanleghoogte hebben (vergelijking 1).

Aanleghoogte ≥ HBN + autonome bodemdaling + zettingen + klink (Vergelijking 1)

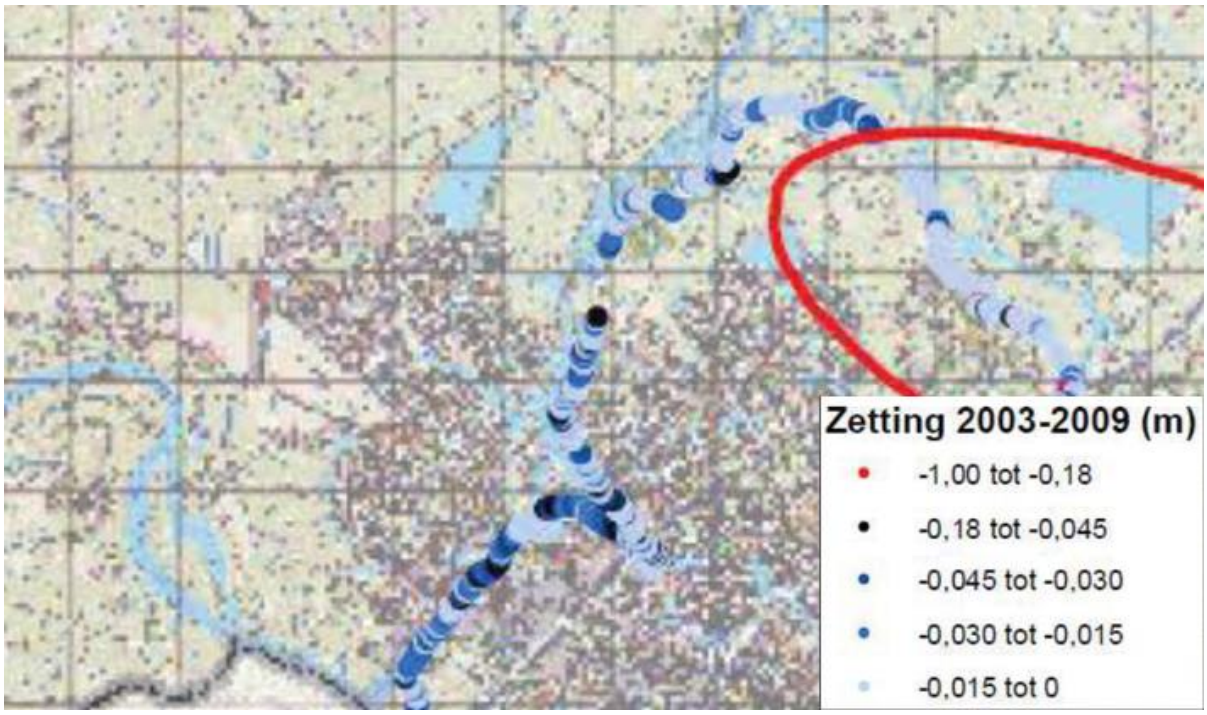
Hierin is HBN de benodigde kruinhoogte waarbij in het zichtjaar exact aan de overslageis wordt voldaan, wordt met zettingen de afname van de hoogteligging van het maaiveld door het aanbrengen van ophogingen bedoeld en onder klink wordt de inklinking van het aangebrachte ophoogmateriaal (niet zijnde klei in de bestaande ondergrond) verstaan. Autonome bodemdaling is de bodemdaling als gevolg van natuurlijke processen of menselijke ingrepen (anders dan ophogingen).

## Verkenningsfase

In de verkenningsfase is voor het bepalen van de autonome bodemdaling een verschilanalyse gemaakt van de hoogteligging van een groot aantal punten op de kruinlijn van de kering. De punten van de kruinlijn zijn ingemeten door middel van waterpassingen in 2003 en 2009.

Ten behoeve van de bepaling van de bodemdaling is traject 53-3 op basis van expert judgement opgedeeld in meerdere deelgebieden met een vergelijkbaar hoogteverschil (de scope van Stadsdijken Zwolle valt onder deelgebied 53-31,2 tot 53-96.8). De resultaten binnen dit deelgebied zijn weergegeven in Figuur 1. Hierbij is in [ref. 1] opgemerkt dat voor punten waar het hoogteverschil positief was een waarde van 0 cm zetting gehanteerd is. De gemiddelde zakking van de meetpunten binnen de scope van Stadsdijken Zwolle is dan 2,2 mm per jaar (zie bijlage I van bijlage E van [ref 1]).

Binnen de verkenningsfase is autonome bodemdaling niet meegenomen in de bepaling van de benodigde kruinhoogte. Dit had twee redenen: de bepaling van de autonome bodemdaling heeft een relatief grote onzekerheid/onnauwkeurigheid (1) en de autonome bodemdaling was relatief klein in vergelijking met de onzekerheid/onnauwkeurigheid van het destijds beschikbare hydraulische model (2).




Figuur 1 Analyse bodemdaling in periode 2003-2009 voor Stadsdijken (Bron: [ref. 1])

**Probleemstelling en doelstelling**

De autonome bodemdalingssnelheid zoals bepaald in de verkenningsfase behoeft nog aanvullende duiding en onderbouwing. Zoals in Figuur 1 te zien is, varieert de gemeten bodemdaling aanzienlijk binnen de scope. De regionale variatie wordt uit de analyse in de verkenningsfase niet direct duidelijk, waardoor een hoger detailniveau van de analyse een mogelijk realistischer beeld oplevert. Daarnaast zijn de verschillende oorzaken van bodemdaling (autonome bodemdaling, zetting, klink) niet onderscheiden, waardoor lastig kan worden geduid welke processen al dan niet in de metingen aanwezig zijn. Tot slot is de analyse beperkt tot 1 verschilmeting, waarbij opgemerkt is dat de onzekerheid/onnauwkeurigheid relatief groot is.

Doel van deze memo is het formuleren van een voorstel voor de aan te houden autonome bodemdalingssnelheid voor de planuitwerkingsfase van Stadsdijken Zwolle. Er wordt alleen ingegaan op autonome bodemdaling, er wordt niet ingegaan op zettingen als gevolg van ophogingen (zijn afhankelijk van het ontwerp) en klink (afhankelijk van de keuze van het ophoogmateriaal). Om een weloverwogen keuze te kunnen maken voor het overnemen of bijstellen van de waarde uit de verkenningsfase, zijn de volgende onderzoeksvragen relevant:

- Wat kan op basis van theorie en beschikbare kennis verwacht worden met betrekking tot autonome bodemdaling?
- Hoe moet de waarde voor autonome bodemdaling uit de verkenningsfase worden geïnterpreteerd (aspecten boven- of ondergrens en betrouwbaarheid) op basis van meetgegevens uit andere meetbronnen?
- Wordt in andere bronnen een verschil in autonome bodemdaling voor de verschillende deeltrajecten waargenomen?

Hiertoe wordt een theoretische beschouwing van de autonome bodemdaling gemaakt in hoofdstuk 2. In hoofdstuk 3 worden de meetresultaten van andere meetbronnen uiteengezet en wordt de

uiteengezet en wordt de betrouwbaarheid van deze metingen behandeld. In hoofdstuk 4 wordt vervolgens antwoord gegeven op de onderzoeksvragen, waarna tenslotte in hoofdstuk 5 het voorstel geformuleerd wordt.

## 2 Theoretische analyse

Autonome bodemdaling kan optreden door bronnen van diverse aard. De autonome bodemdaling als gevolg van deze bronnen kan worden onderverdeeld in twee componenten, namelijk de zakking uit de ondiepe ondergrond en zakking van de diepe ondergrond. Beide componenten worden in het vervolg van dit hoofdstuk verder uitgewerkt. De informatie in dit hoofdstuk is, tenzij anders vermeld, hoofdzakelijk ontleend aan [ref. 2].

**Ondiepe bodemdaling**
Onder de component van zakking van ondiepe ondergrond worden de volgende bronnen van bodemdaling verstaan:

- Oxidatie van veen door ontwatering;
- Inklinking van klei door ontwatering;
- Natuurlijke verlaging grondwaterstand door droogte en verdamping via begroeiing/bomen.

Ondiepe bodemdaling is direct gerelateerd aan ontwatering (antropogeen of natuurlijke oorzaken als droogte of verdamping door vegetatie). Er kan worden beargumenteerd dat de verdamping door vegetatie ter plaatse van Stadsdijken Zwolle een verwaarloosbaar effect heeft op de autonome bodemdaling op (deel) trajectniveau, omdat alleen in deeltraject 5a (Park Westerveld) een groep bomen beschikbaar is maar dit een kleine lengte is vergeleken met de lengte van het dijkvak. Peilverlaging door antropogene oorzaken kan optreden als er een voldoende dik slappe lagenpakket aanwezig is dat een volumeverkleining kan ondergaan en er daadwerkelijk peilverlaging plaatsvindt.

Alleen in het landelijk gebied (deeltrajecten 4d en 5) mag peilverlaging verwacht worden. In het stedelijk gebied (deeltrajecten 1a – 4c) zijn significante peilverlagingen niet te verwachten. Uit het geotechnisch lengteprofiel [ref. 3] wordt duidelijk dat in deeltrajecten 4d en 5a tevens een kleipakket met een significante dikte (variërend van ca. 1-2 m tot 3-4 m) aanwezig is, waardoor aan beide voorwaarden wordt voldaan. In deeltraject 5b is dit niet het geval, hier is de ondergrond sterk zandig en worden slechts dunne laagjes klei aangetroffen.

Op basis van bovenstaande kan worden verwacht dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de ondiepe ondergrond alleen relevant is in het landelijk gebied (deeltrajecten 4d en 5a). Dit kan niet eenduidig worden gerelateerd aan Figuur 1 vanwege het beperkte detailniveau van de kaart. In deeltrajecten 2 en 3 wordt ook een bodemopbouw (2 -3 m klei/veen) aangetroffen die gevoelig is voor bodemdaling, echter valt hier geen ontwatering te verwachten. In delen van deeltraject 1 en 4c wordt een minder gevoelige bodemopbouw voor ondiepe bodemdaling aangetroffen, de dikte van het slappe lagen pakket is namelijk beperkt (0-1 m). In delen van deeltraject 1 en 5b is geen bodemopbouw aanwezig die gevoelig is voor ondiepe bodemdaling.

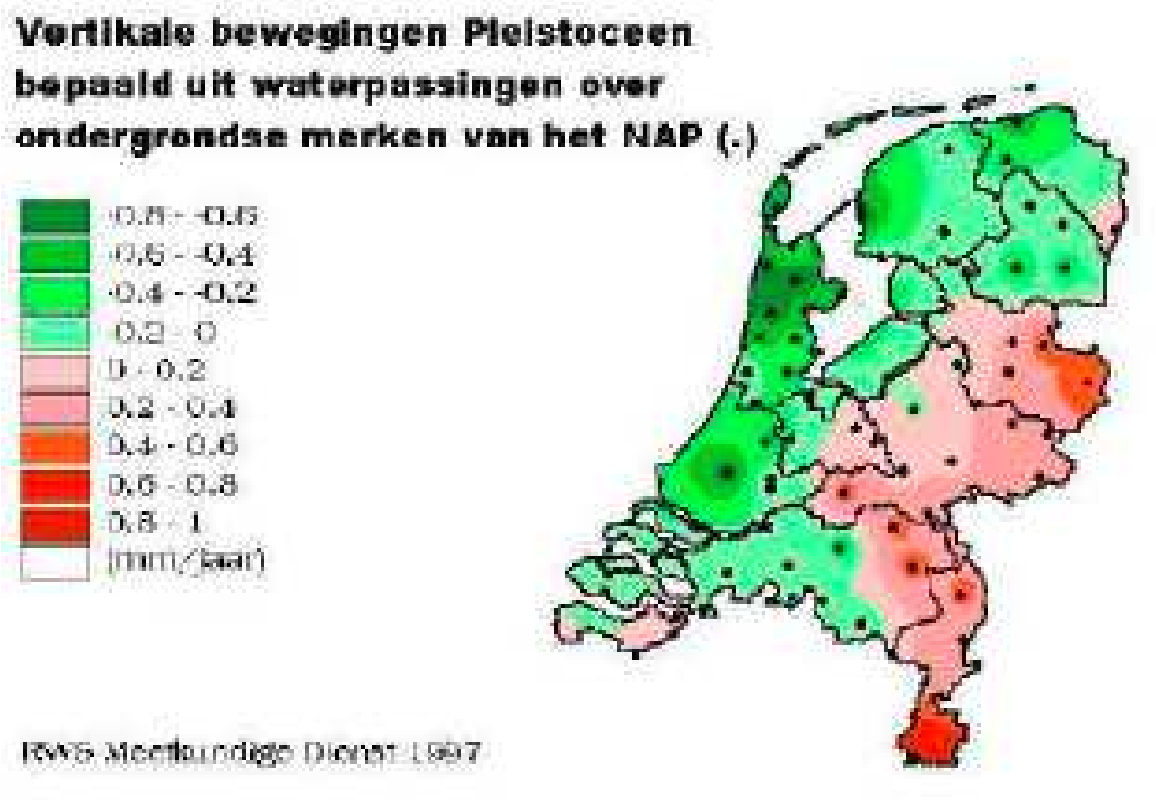
Door de peilbeheerder is aangegeven dat de afgelopen 20 jaar het peilbesluit voor het landelijk gebied niet is aangepast.

**Diepe bodemdaling**
Onder de component van zakking van de diepe ondergrond worden de volgende bronnen van bodemdaling verstaan:

- Tektoniek en isostasie (evenwicht aardplaten met aardkorst)
- Glacio-isostasie (druk van landijs op aardkorst)
- Middeldiepe compactie (daling Pleistoceen)
- Diepe grondwateronttrekking

De bodemdaling als gevolg van tektoniek/isostasie, glacio-isostasie en middeldiepe compactie zijn grootschalige fenomenen, die alleen op grote schaal (groter dan projectgebied) kunnen worden ingeschat. Voor het Pleistoceen (middeldiep pakket) is de bodembeweging tussen 1970 en 2003 bepaald op basis van waterpassing van ondergrondse peilmerken (door RWS Meetkundige Dienst). De meetlocaties en geïnterpreteerde resultaten voor tussenliggend gebied zijn weergegeven in Figuur 2.

Voor Zwolle wordt een beperkte stijging van het Pleistoceen met maximaal 0,2 mm/jaar aangegeven in [ref. 2]. Deze schatting betreft zowel de diepe daling als gevolg van tektoniek/isostasie/glacio-isostasie als middeldiepe compactie. Hierbij wordt beargumenteerd dat zowel de bijdrage van tektoniek/isostasie (stijging door daling zeebodem) als glaciale isostasie (in Groningen 2 cm per 100 jaar, in Limburg verwaarloosbaar) zeer beperkt is.




Figuur 2 Verticale bewegingen van het Pleistoceen op basis van metingen (Bron: [ref. 2])

De laatste component van de diepe bodemdaling betreft de diepe grondwateronttrekking. De locaties van grondwateronttrekking zijn afgeleid uit het GIS-systeem van WDOD en weergegeven in Figuur 3.




Figuur 3 Locatie grondwateronttrekkingsputten (Bron: WDOD)

Uit Figuur 3 volgt dat in deeltrajecten 3 en 5 geen grondwateronttrekkingen zijn. In deeltraject 4 is een grondwateronttrekking aanwezig (ter plaatse van het Deltion College), maar dit betreft een onttrekking ten behoeve van koude-warmte opslag waarbij er netto geen water onttrokken wordt aan de bodem. Ter plaatse van Scania in deeltraject 1 is tevens een grondwateronttrekking in het GIS-systeem van WDOD opgenomen. Echter is hierbij aangegeven dat deze gesaneerd is/wordt. Dit zal dus geen bron voor autonome bodemdaling gedurende de planperiode vormen. Ter plaatse van de kop van Voorst in deeltrajecten 2a en 2b is er een actieve grondwateronttrekking ten behoeve van de industrie.

Op basis van bovenstaande kan worden verwacht dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de diepe ondergrond alleen relevant is ter plaatse van deeltrajecten 2a en 2b, als gevolg van de actieve grondwateronttrekking die daar ten behoeve van de industrie plaatsvindt. Dit kan tevens worden gerelateerd aan Figuur 1, waar lokaal hogere waarden voor bodemdaling zijn aangetroffen.

## 3 Interpretatie informatiebronnen autonome bodemdaling

In de verkenningsfase zijn meetpunten op de kruinlijn ingemeten d.m.v. waterpassingen in 2003 en 2009 en is op basis daarvan een gemiddelde waarde voor de bodemdalingssnelheid berekend. De duiding van de waarde van de bodemdalingssnelheid (is het een boven- of ondergrens) en de betrouwbaarheid behoeft nog nadere uitwerking. In dit hoofdstuk worden deze aspecten middels een interpretatie van bodemdalingsdata uit twee verschillende meetbronnen (bodemdalingskaart en AHN) uitgewerkt.

**Bodemdalingskaart**
Door het Nederlands Centrum voor Geodesie en Geo-Informatica is een bodemdalingskaart opgesteld op basis van satellietdata. De bodemdalingskaart is opgedeeld in vakken van 2 km x 2 km. Deze data heeft betrekking op de periode 2015-2018 en beschrijven dus een meetperiode van 4 jaar.

In Bijlage 1 is de data van de bodemdalingskaart geanalyseerd. Uit de analyse van de verschillende vakken wordt een consistent beeld verkregen. De statistische beschrijving van de data is weergegeven in Tabel 1. Het gemiddelde van de vakken varieert tussen 0,3 mm – 0,55 mm/jaar en op basis van de histogrammen kan worden afgeleid dat ca. 80% van de waarnemingen in vallen tussen een stijging van 1,3 mm/jaar en een daling van 2,2 mm/jaar. Op basis van deze informatie en de histogrammen is tevens de standaardafwijking afgeleid. Deze bedraagt ca. 1,15 – 1,55 mm/j.

Tabel 1 Statistische beschrijving bodemdalingsdata

| Aantal waar-nemingen | Bovengrens daling van 80% van de waar-nemingen [mm/j] | μ [mm/j] | σ [mm/j] | V [mm/j] |
|---|---|---|---|---|
| 8254 | 2,2 | 0,28 | 1,50 | 5,4 |
| 13866 | 2,3 | 0,33 | 1,54 | 4,6 |
| 6766 | 2,0 | 0,33 | 1,30 | 3,9 |
| 1151 | 2,0 | 0,54 | 1,14 | 2,1 |
| 459 | 2,2 | 0,43 | 1,38 | 3,2 |

In de bodemdalingskaart kan tevens onderscheid in diepe en ondiepe bodemdaling gemaakt worden. Het is niet bekend welke definities precies gehanteerd zijn en hoe dit onderscheid precies gemaakt wordt. Wel blijkt dat diepe component een trend tot bodemstijging laten zien (vrij uniform over het gebied), terwijl de ondiepe bodemdaling een trend tot daling laat zien.

In de bodemdalingskaart worden veel punten vergeleken, welke een hoge meetprecisie (in orde grootte van millimeters) hebben. Autonome bodemdaling als fenomeen (orde grootte van enkele millimeters) is dus met deze meetbron te analyseren, omdat de waarde van het te meten fenomeen voldoende groot is in vergelijking met de ruis van de meting. Hierdoor is de betrouwbaarheid van de meting en analyse hoog. Echter het detailniveau van de bodemdalingskaart is laag (grote schaal), waardoor lokale details en patronen niet onderscheiden kunnen worden.

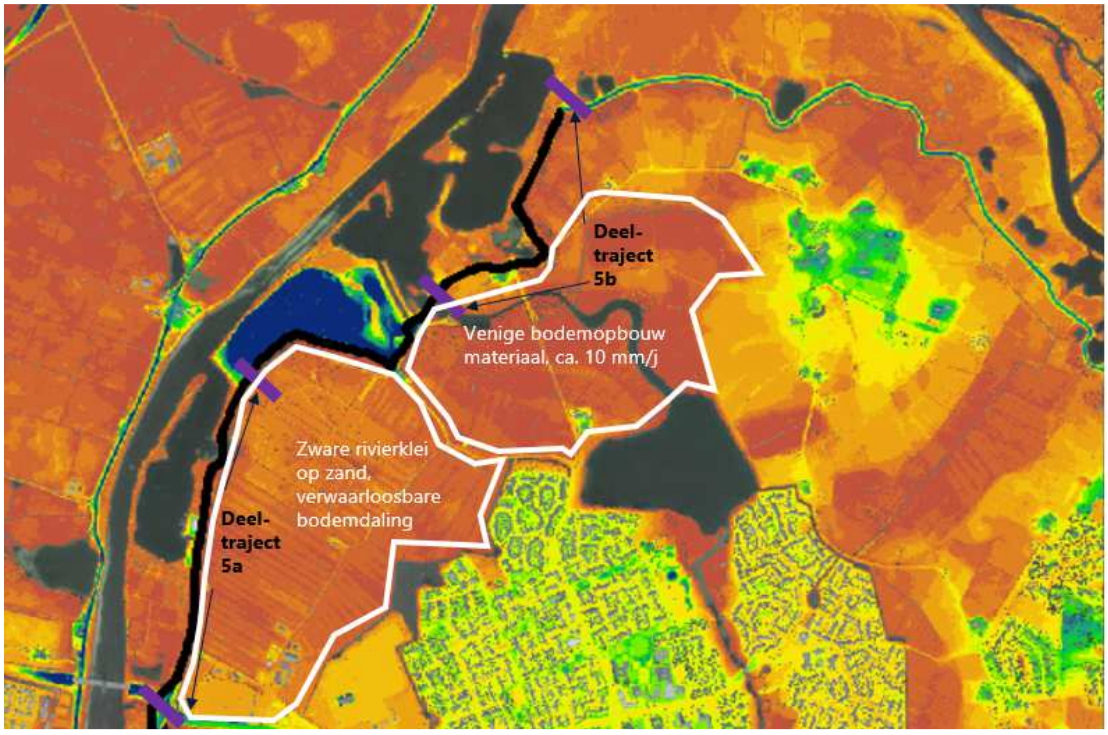
**AHN vergelijking**
Het Algemeen Hoogtebestand Nederland (AHN) kan ook worden gebruikt voor het bepalen van bodemdaling. Het AHN2 is voor Zwolle ingewonnen in 2010 en de opvolger AHN3 is voor Zwolle ingewonnen in 2016. Analyse van de verschillen tussen de beide bronnen geeft een indicatie van de opgetreden bodemdaling. De data heeft dientengevolge betrekking op een periode van 6 jaar. Het gehanteerde detailniveau van het AHN is 0,5 x 0,5 m.

De verschilanalyse is opgenomen in Bijlage 2. Alleen de punten waar een daling te zien is, zijn geanalyseerd. Het valt op, dat de systematische verschillen in ‘banden’ over de kaart lopen. In het antwoord op dataverzoek 2018-1467 op overheid.nl is benoemd dat dit is te relateren aan de nauwkeurigheid van de inmeting. De nauwkeurigheid van de AHN-data is ca. 5 cm met een standaardafwijking van ca. 5 cm. Wanneer dan een verschilanalyse van twee lagen gemaakt wordt, wordt deze systematische afwijking zichtbaar per inwinstrook (of gedeelte van de strook). In hetzelfde antwoord wordt aangegeven dat bodemdaling alleen te vinden is als deze groter is dan de normale

meetruis (ca. 15 cm). De verschillen zijn binnen het projectgebied kleiner, waardoor een verschilanalyse tussen AHN2 en AHN3 een onbetrouwbare bron van informatie is voor de analyse van autonome bodemdaling. Daarom wordt er in deze memo niet verder op ingegaan.

**Interview gebiedsbeheerder 26-07-2019**
De gebiedsbeheerder heeft specifiek voor de bodem rondom de watergang tussen de Wijde Aa en de Noorderkolk (deeltraject 5b, Figuur 4) aangegeven dat dit de afgelopen 20 jaar flink gezakt is. Dit is te relateren aan de aanwezigheid van dikkere pakketten veen vlak onder maaiveldniveau. Dit wordt bevestigd door boring B21G0429 uit DINO-loket, waar een veenpakket van ca. 4 m wordt aangetroffen. Op basis van specifieke ervaringen in dit gebied heeft de gebiedsbeheerder aangegeven dat 10 mm/j een realistische waarde is voor de ondiepe bodemdaling in de polder over de afgelopen 20-30 jaar. Ter plaatse van het dijklichaam wordt echter geen veen aangetroffen in het geotechnisch lengteprofiel [ref. 3]. Het is daarom niet te verwachten dat 10 mm/j ter plaatse van het dijklichaam ook zal optreden.

De gebiedsbeheerder heeft in dit interview tevens aangegeven dat er nauwelijks bodemdaling is opgetreden in het achterland in deeltraject 5a, waar het slappe lagenpakket voornamelijk bestaat uit (zware) rivierklei. De bodemdalingssnelheid is hier verwaarloosbaar.




Figuur 4 Gevoelige bodemopbouw achterland

## 4 Conclusie

Om een keuze te kunnen maken voor het overnemen of bijstellen van de waarde van de bodemdalingssnelheid uit de verkenningsfase, zijn in deze memo drie deelvragen onderzocht.

**Wat kan op basis van de theorie en beschikbare kennis verwacht worden met betrekking tot autonome bodemdaling?**
De bodemdaling als gevolg van diverse bronnen is onder te verdelen in een ondiepe en diepe component. De theoretische analyse wijst uit dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de ondiepe ondergrond alleen relevant is in het landelijk gebied (deeltrajecten 4d en 5a), omdat hier een bodemopbouw (rivierklei) wordt aangetroffen die mogelijk gevoelig is voor autonome bodemdaling en

tevens peilverlaging verwacht mag worden. Echter heeft de peilbeheerder aangegeven dat vanuit zijn praktijkervaring er geen merkbare bodemdaling heeft plaatsgevonden voor dit type bodemopbouw. Daarnaast heeft de gebiedsbeheerder aangegeven dat de afgelopen 20 jaar het peilbesluit voor dit landelijk gebied niet is aangepast.

Uit de ervaring van de gebiedsbeheerder is tevens naar voren gekomen dat de veenbodem in het gebied rondom de watergang tussen Wijde Aa en Noorderkolk (deeltraject 5b) realistisch gezien de afgelopen 20-30 jaar met ca. 10 mm/j is gedaald en dat bodemdaling daar echt een aandachtspunt is. Echter wordt onder het dijklichaam geen veen aangetroffen, waardoor het niet te verwachten is dat 10 mm/j ter plaatse van het dijklichaam ook zal optreden.

Uit de theoretische analyse volgt tevens dat autonome bodemdaling als gevolg van bodemdaling in de diepe ondergrond alleen relevant is ter plaatse van deeltrajecten 2a en 2b, als gevolg van de actieve grondwateronttrekking die daar ten behoeve van de industrie plaatsvindt.

**Hoe moet de waarde voor autonome bodemdaling uit de verkenningsfase worden geïnterpreteerd (aspecten boven- of ondergrens en betrouwbaarheid) op basis van meetgegevens uit andere meetbronnen?**
Op basis van zowel de bodemdalingskaart en het interview met de gebiedsbeheerder lijkt de in de verkenningsfase afgeleide waarde voor de bodemdalingssnelheid van 2,2 mm/j een bovengrens te vormen. Voor het achterland (veenbodem) ter plaatse van deeltraject 5b lijkt deze waarde op basis van de ervaringen van de gebiedsbeheerder over de laatste 20-30 jaar te laag. Echter komt onder het dijklichaam geen veen voor. Tevens is het peilbesluit al geruime tijd niet aangepast, waardoor het zeer goed mogelijk is dat de autonome bodemdalingssnelheid al geruime tijd geleden hoog was en de laatste jaren zeer laag is.

**Wordt in andere bronnen ook een verschil in autonome bodemdaling voor de verschillende deeltrajecten waargenomen?**
Op basis van theoretische analyse kunnen verschillen tussen deelgebieden worden benoemd, waarbij het landelijk gebied voldoet aan de voorwaarden. Hierbij wordt gevonden dat in deeltrajecten 4d en 5a de hoogste waarde van autonome bodemdaling verwacht mag worden en bij deeltraject 5b niet. Echter, de ervaringen van de gebiedsbeheerder geven wel een duidelijke lokale verschillen aan binnen het landelijke gebied, waarbij de autonome bodemdaling in het achterland van deeltraject 5b (venige ondergrond) hoger was/is dan voor het achterland van deeltrajecten 4d en 5a (rivierklei in de ondergrond). Ter plaatse van het dijklichaam in deeltraject 5b wordt echte geen veen aangetroffen (waardoor verwacht mag worden dat de autonome bodemdalingssnelheid zeer beperkt is). De data uit de bodemdalingskaart heeft een groot schaalniveau (2 x 2 km), waardoor lokale verschillen verloren gaan. Het AHN is onbetrouwbaar voor de analyse van bodemdaling en daarom wordt er hier verder niet op ingegaan.

# 5 Voorstel

Op basis van de betrouwbare informatie van de bodemdalingskaart en de praktijkervaringen van de gebiedsbeheerder lijkt de waarde voor de bodemdalingssnelheid uit de verkenningsfase (2,2 mm/j) een hoge karakteristieke waarde van het gemiddelde. Hiermee is deze waarde een licht conservatieve waarde. Voorgesteld wordt om 2,2 m/j ook voor de planuitwerkingsfase aan te houden voor deeltrajecten 2a en 2b vanwege de grondwateronttrekking en 4d en 5a omdat daar ook enige autonome bodemdaling te verwachten is vanwege de aanwezigheid van een significant slappelagenpakket van rivierklei. Voor deeltrajecten 1, 2c, 3, 4a t/m 4c en 5b is er geen significante bodemdaling te verwachten.

Het wordt niet aanbevolen om een extra inmeting van de punten op de kruin uit te voeren (in aanvulling op de inmetingen van 2003 en 2009). De verwachting is dat het bruikbare deel van deze data (zeer) klein is. Dit komt voornamelijk doordat het fietspad op de dijk op grote delen in de tussentijd is vervangen of is aangepast en doordat de meetonzekerheid op de 'groene' dijken hoog is (graspollen, rijsporen etc). Vanwege de inherente onzekerheid en de vraag wat je meet (klink, zetting en/of autonome bodemdaling) is het niet evident of aanvullende metingen zullen leiden tot een beter onderbouwd uitgangspunt met betrekking tot autonome bodemdaling.

# 6 **Referenties**


[ref 1] Ontwerpuitgangspunten Verkenning HWBP project Stadsdijken Zwolle *bijlage E 'Werkprotocol'* , Waterschap Drents-Overijsselse Delta, 25 augustus 2016

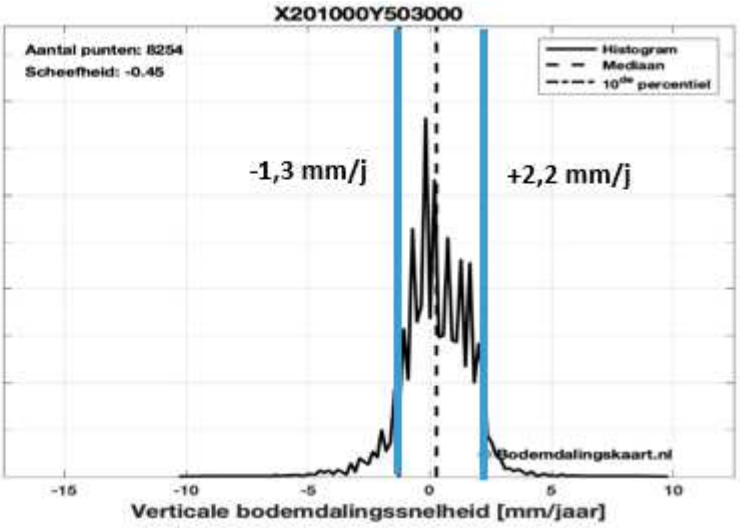
[ref 2] Bodemdaling door diepe en ondiepe oorzaken in Groningen, Commissie Bodemdaling

[ref 3] Geotechnisch lengteprofiel, MOS Grondmechanica, 1 februari 2019

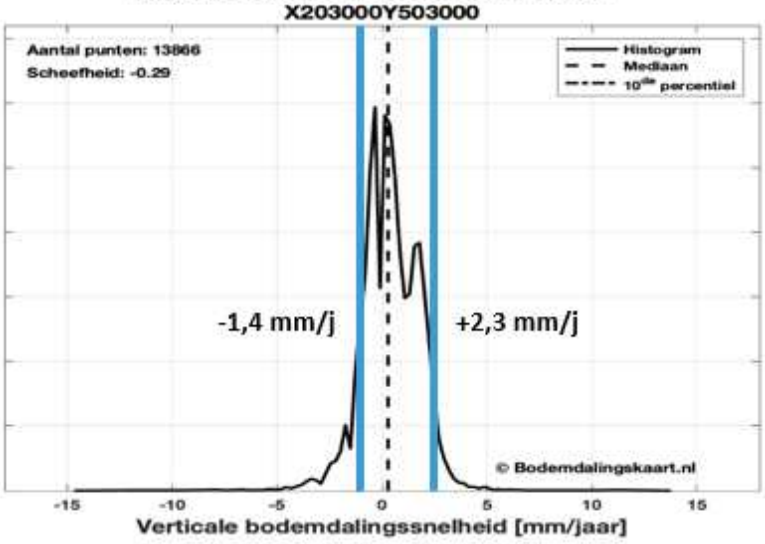
**Bijlage 1**

**Analyse vakken bodemdalingskaart**

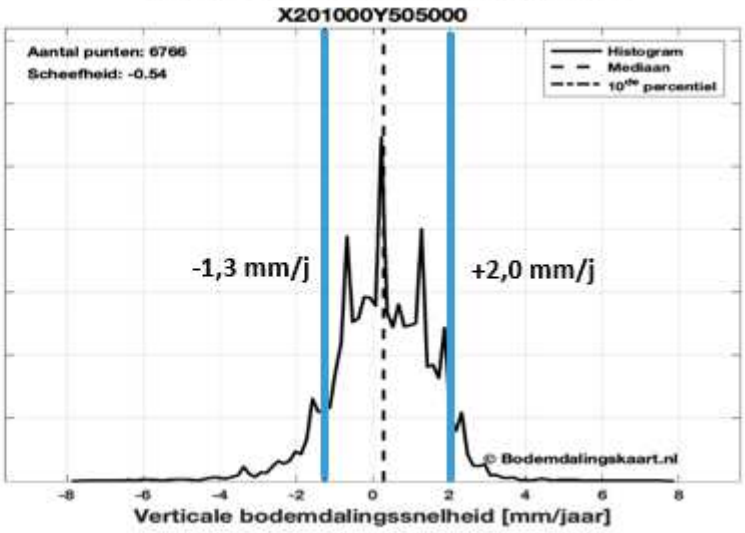


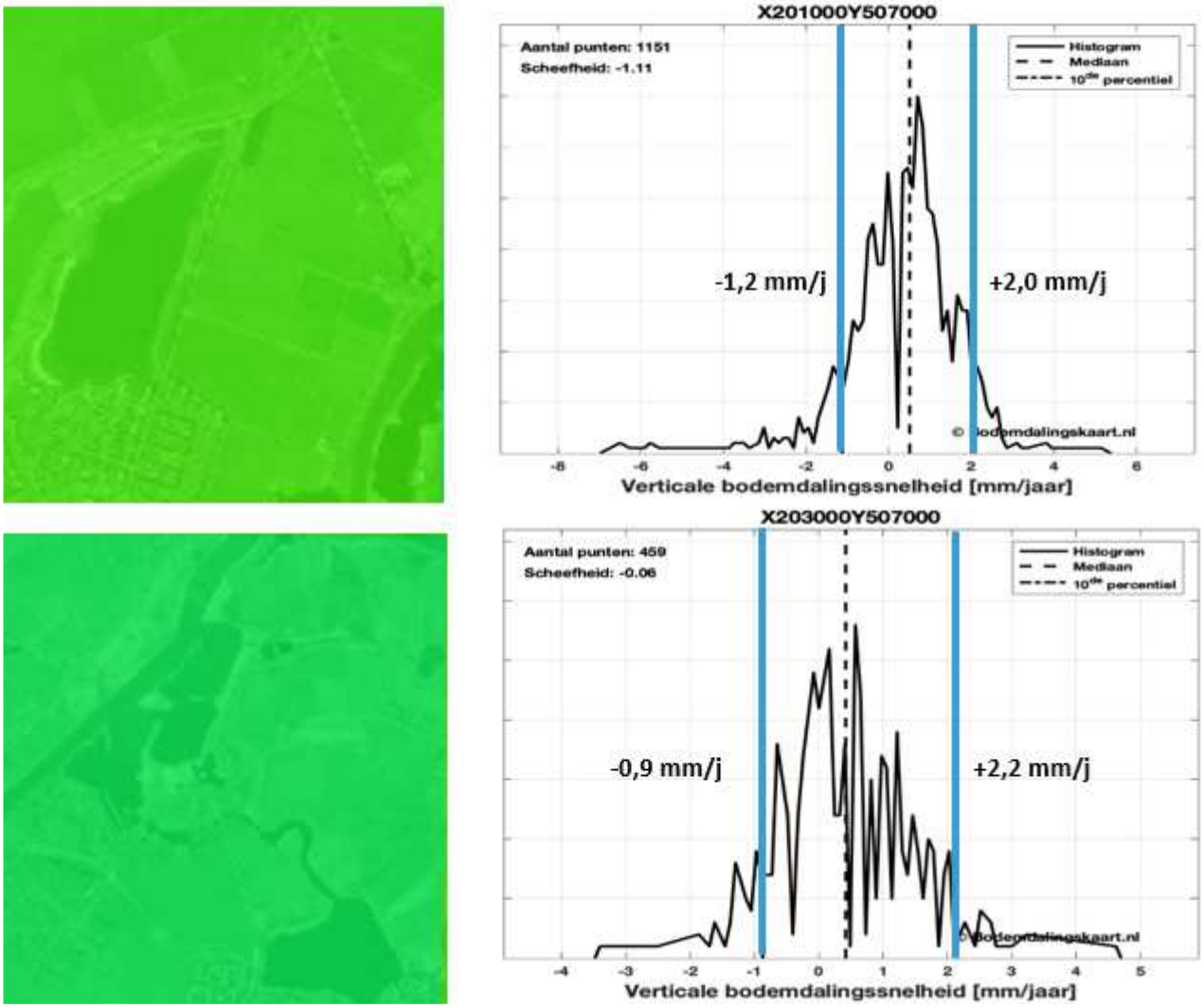









Op basis van de vorm van de histogrammen (bij benadering uitgegaan van normale verdeling) en het gemiddelde kan de standaardafwijking worden berekend. Bij een overschrijdingskans van 10% en een bijbehorende α (factor die het effect van het aantal waarnemingen verdisconteerd) van 1,28 voor grote aantallen waarnemingen is de standaardafwijking bepaald.

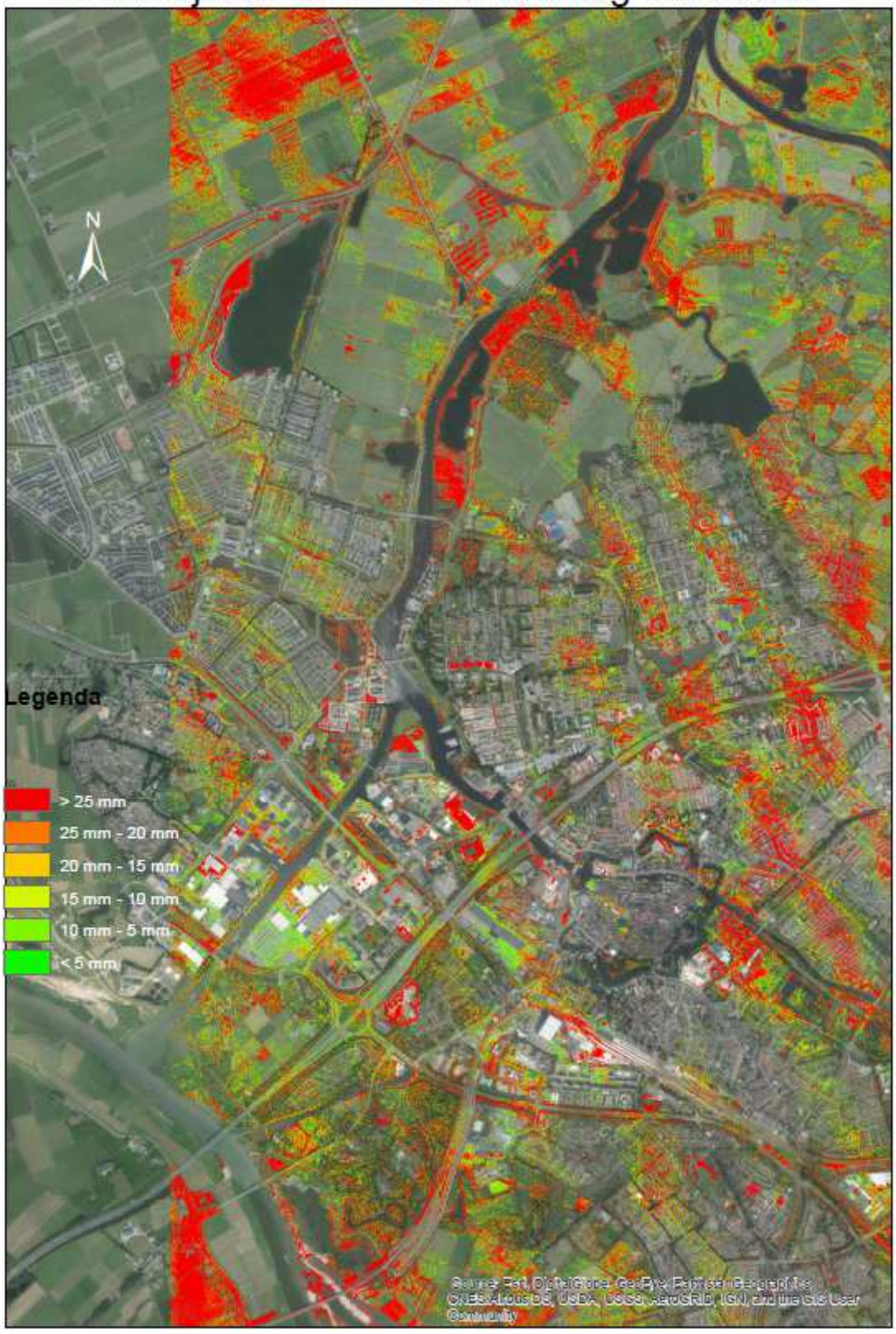
Dit is uitgewerkt in Tabel B2-1. De berekende standaardafwijking varieert van ca. 1,15 mm/j tot 1,55 mm/j. De variatiecoëfficiënt (verhouding tussen standaarddeviatie en het gemiddelde) varieert tussen ca. 2,1 en 5,4. Dit geeft aan dat de standaardafwijking groot is ten opzichte van het gemiddelde (te verklaren door de lage waarde van het gemiddelde).

Tabel B2-1 Bepaling variatiecoëfficiënt uit analyse satellietmetingen

| **Aantal waar-nemingen** | **Daling bij 10% over-schrijdingskans [mm/j]** | **μ [mm/j]** | **σ [mm/j]** | **V [mm/j]** |
|---|---|---|---|---|
| 8254 | 2,2 | 0,28 | 1,50 | 5,4 |
| 13866 | 2,3 | 0,33 | 1,54 | 4,6 |
| 6766 | 2,0 | 0,33 | 1,30 | 3,9 |
| 1151 | 2,0 | 0,54 | 1,14 | 2,1 |
| 459 | 2,2 | 0,43 | 1,38 | 3,2 |

**Bijlage 2**

Stadsdijken Zwolle - bodemdaling o.b.v. AHN



**Bijlage 3**

**Theoretische analyse gevoeligheid bodemopbouw voor autonome bodemdaling**

Uit de tabel blijkt dat in deeltraject 1 over het grootste deel wel een kleilaag aanwezig is die echter varieert in dikte. Op sommige locaties ontbreekt een samendrukbare laag echter. In deeltrajecten 2 en 3 is een slappe lagen pakket van ca. 2-3 m dik aanwezig, bestaande uit zowel klei als veen. Dit is ook het geval voor deeltraject 4a en 4b. In deeltraject 4c is het slappe lagen pakket dunner en bestaat alleen uit klei. In deeltraject 4d neemt de dikte van het slappe lagenpakket weer verder toe van 1-2 m in het zuidelijke deel van het deeltraject tot 3-4 m in het noordelijke deel. Het slappe lagen pakket bestaat vrijwel uitsluitend uit klei. Ook in deeltraject 5a wordt een dik kleipakket van ca. 3-4 m aangetroffen. In deeltraject 5b is dit niet het geval, en is de ondergrond zandiger of wordt een dun laagje klei aangetroffen.

Tabel B3-1 Dikte slappe lagen pakket langs het traject van Stadsdijken

| Deeltraject | Hectometrering | | Dikte slappe lagen pakket [m] |
|---|---|---|---|
| | Van [hm] | Tot [hm] | |
| 1 | 46,79 | 46,82 | Ca. 1 m (klei) |
| 1 | 46,82 | 46,99 | Ca. 2 m (klei) |
| 1 | 46,99 | 47,07 | Ca. 1 m (klei) |
| 1 | 47,07 | 47,13 | Geen slappe lagen pakket |
| 1 | 47,13 | 47,47 | Ca. 2 m (klei en veen) |
| 1 | 47,47 | 47,68 | Niet bekend* |
| 1 | 47,68 | 47,80 | Ca. 2 m (klei en veen) |
| 1 | 47,80 | 48,20 | Geen slappe lagenpakket |
| 2 | 48,53 | 49,20 | 2-3 m (klei en veen) |
| 3 | 89,74 | 90,88 | 2 m (klei en veen). |
| 4a/b | 90,25 | 90,88 | 2 m (klei en veen). De laatste 200 m neemt dikte toe en alleen klei. |
| 4c | 90,88 | 91,3 | 0,5-1 m (klei) |
| 4d | 91,3 | 91,93 | 1-2 m** |
| 4d | 91,93 | 92,3 | 3-4 m (klei) |
| 5a | 92,3 | 93,4 | 3-4 m (klei) |
| 5b | 94,33 | 94,70 | Zand |
| 5b | 94,70 | 95,13 | Afwisselend kleiig/zandig |
| 5b | 95,13 | 95,30 | 0,5-1 m (klei) |

*Geen grondonderzoek beschikbaar

**Op basis van geotechnisch lengteprofiel van het achterland

# Bijlage 12. Memo LCC-benadering zichtjaar

**Memo**

**Datum**
3 oktober 2019

**Referentie**
1804499-00450

**Versie**
1.0

**Bladnummer**
1/4

**Bestemd voor**
Dijkmanagementteam
HWBP-begeleidingsteam

**Onderwerp**
LCC-benadering ten behoeve van bepaling zichtjaar

## 1 Aanleiding

De opgave van Dijkteam Zwolle is het behalen van de hoofd- en afgeleide doelstellingen van het project Stadsdijken Zwolle. De hoofddoelstelling van het project Stadsdijken Zwolle is als volgt gedefinieerd: *"Beheerste uitvoering van het Project in het kader van het HWBP, welke uitvoering gericht is op het minimaliseren van de (financiële) risico's en het maximaliseren van de voorspelbaarheid."*

Een grote opgave in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) ligt in het vergroten van de productie per jaar (km/jaar) en het terugbrengen van de kosten per kilometer (euro/km). Het HWBP streeft op haar beurt dan ook naar de meest doelmatige oplossing beschouwd over de gehele levensduur. Dit vraagt om 'slim en doordacht' ontwerpen van de versterkingsopgave.

Momenteel werkt Dijkteam Zwolle aan de Planuitwerkingsfase (verder; PU-Fase) van de dijkversterking waarin het vastgestelde VKA achtereenvolgens wordt verwerkt in een Voorontwerp, een Definitief ontwerp en een Uitvoeringsontwerp. In deze memo wordt kort toegelicht welke werkwijze binnen de PU-Fase wordt gehanteerd om tot een 'slim en doordacht' ontwerp van de versterkingsopgave te komen.

## 2 Werkwijze op hoofdlijnen

Het komen tot een slim en doordacht ontwerp vraagt om een iteratief ontwerpproces. Tegelijkertijd ligt er een waterveiligheidsopgave waar invulling aan gegeven moet worden. Daarin zit het volgende dilemma: Enerzijds ligt er een opgave vanuit de Wettelijke beoordelingsronde en gekoppelde Verkenningsfase, anderzijds staan we in de PU-Fase aan de lat om tot een gedetailleerd ontwerp te komen met de nieuwste inzichten t.a.v. waterveiligheid die de opgave beïnvloeden.

Dit dilemma en de continu veranderende inzichten in de waterveiligheid kunnen eenvoudig tot cirkelredeneringen leiden die een soepel ontwerpproces (en omgevingsproces!) in de weg staan. Om dit te ondervangen hebben we de volgende aanpak op hoofdlijnen:

1. Opgave zoals vastgesteld in de verkenningsfase vormt het vertrekpunt
2. Dit vertrekpunt herijken we aan de meest recente hydraulische randvoorwaarden
3. We bepalen het te hanteren zichtjaar voor het ontwerp op grond van de resulterende versterkingsopgave en gekoppelde toekomstige ruimtelijke ontwikkelingen
4. We bevriezen de te hanteren uitgangspunten (en inzichten) voor het ontwerp bij aanvang van ontwerploop 1 (VO) en leggen deze vast in de TUN 1.0. We herijken de bevroren ontwerpuitgangspunten aan de hand van nieuwere inzichten bij aanvang van ontwerploop 2 (DO), beoordelen in hoeverre we deze nog kunnen implementeren en leggen deze vast in TUN 2.0.
5. Ontwerploop 1 (VO) is erop gericht tot een zo efficiënt mogelijk inpassing van de dijk te komen ten behoeve van een technisch (en daarmee juridisch) houdbare afbakening van het ruimtebeslag ten behoeve van de PPWW procedure. Ruimte voor versterkingsoptimalisaties wordt zoveel mogelijk open gehouden. Dit geldt ook voor Ontwerploop 2 (DO).

## 3 Vertrekpunt versterkingsopgave (stap 1 en 2)

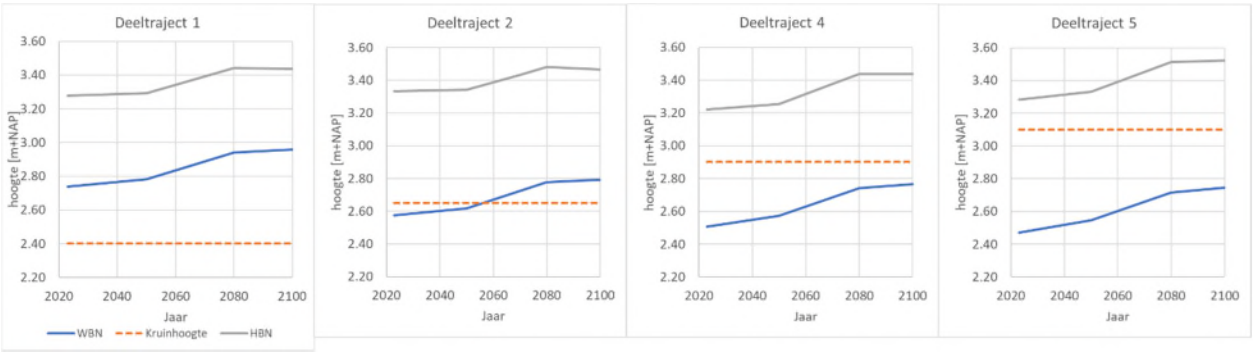
Vertrekpunt voor de PU-Fase is het in 2017 vastgestelde Voorkeursalternatief uit de Verkenningsfase gebaseerd op de destijds vastgestelde versterkingsopgave. Het VKA en gekoppelde versterkingsopgave vormt in principe de basis van de verdere ontwerpuitwerking onder inzet van de laatste ontwerpinstrumentaria (OI2014v4, etc).

Ter verificatie óf en in welke mate de basis versterkingsopgave sinds 2017 is gewijzigd als gevolg van veranderde belastingomstandigheden (hydraulische randvoorwaarden), hebben wij de versterkingsopgave voor de ruimtelijk meest ingrijpende faalmechanismen (Hoogte, Macro, Piping) getoetst aan de laatst beschikbare inzichten (zie Technische Uitgangspunten Notitie v1.0).

Daaruit volgen voor de verschillende deeltrajecten de volgende bevindingen.

**Hoogte**
In onderstaande figuur zijn per deelgebied grafieken opgenomen met daarin:

- Huidige kruinhoogte (Oranje)
- WBN (Blauw)
- HBN (bij 5 l/s/m) (Grijs)




Uit deze grafieken volgt dat de kruin op alle trajecten in de periode 2023-2100 structureel lager ligt dan het gewenste niveau bij een overslagdebiet van 5 l/s/m. Hiermee stellen we vast dat er voor alle trajecten een hoogteopgave geldt waarvoor we ontwerpoplossingen genereren.

NB: Deelgebied 3 ontbreekt in deze analyse. Deze is niet beschouwd omdat hier geen uitvoerpunten gelegen zijn. Een berekening met het dichtstbij gelegen punt betekent in feite dat we de conclusie van deeltraject 2 of 4 naar deeltraject 3 overhevelen. In ontwerploop 1 bepalen we met een maatwerkanalyse de benodigde kruinhoogte voor deeltraject 3.

**Macrostabiliteit (STBI) en piping (STPH)**
Voor de beoordeling van de stabiliteitsopgave (STBI) is de Nadere Analyse Veiligheid (2015) gebruikt voor een oordeel over het zichtjaar 2035 (12 jaar naar einde huidige beoordelingsronde) en de Ontwerpnota VKA (2017) uit de verkenningsfase voor zichtjaar 2070. Dit geeft een beeld van de opgave en de verandering daarin de komende ca. 50 jaar. We merken op dat in de NAV (2015) veel trajecten niet beoordeeld zijn op stabiliteit, omdat het traject al op hoogte was afgekeurd. Uit de VKA-berekeningen blijkt dat de verhoogde dijk op de meeste deeltrajecten een versterkingsopgave (bijv. binnenberm) kent.

| Deeltraject | STBI (2035)* | STBI (2070)# |
|---|---|---|
| 1 | Geen oordeel† | Voldoende |
| 2 | Voldoende | Onvoldoende |
| 3 | Geen oordeel† | Geen oordeel^ |
| 4a | Geen oordeel† | Onvoldoende |
| 4b | Geen oordeel† | Onvoldoende |
| 4c | Geen oordeel† | Onvoldoende |
| 4d | Onvoldoende / voldoende‡ | Onvoldoende |
| 5a | Voldoende | Onvoldoende |
| 5b | Voldoende | Onvoldoende+ |

**Opmerkingen:**
* = gebaseerd op Nadere analyse veiligheid (nieuwe norm), 2015
# = gebaseerd op Ontwerpnota VKA, versie 1.0.0, 2017; beoordeeld met binnentalud 1:3 en kruinhoogte 2070
† = Niet beoordeeld i.v.m. afkeuring op hoogte
‡ = 91,5 – 91,9 onvoldoende / 91,9 – 92,3 voldoende beoordeeld
^ = Niet beoordeeld i.v.m. maatwerk damwanden
+ = traject 94,2 – 94,7 voldoet wel

Voor het faalmechanisme piping zijn de waterstanden conform de HR bij OI2014v4 gebruikt en de recente inzichten ten aanzien van de eigenschappen van het watervoerend pakket (doorlatendheid, d70 en dikte). Dit heeft er toe geleid dat er op de meeste trajecten nu al een pipingopgave is.

| Deeltraject | STPH (2023) | STPH (2050) | STPH (2075) |
|---|---|---|---|
| 1a | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 1b | | | |
| 2a/b | Voldoende | Voldoende | Voldoende |
| 2c | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 3 | Geen oordeel | Geen oordeel | Geen oordeel |
| 4a | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 4b | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 4c | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 4d | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 5a | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |
| 5b | Onvoldoende | Onvoldoende | Onvoldoende |

## 4 Vaststelling zichtjaar (stap 3)

Uit de voorgaande stap volgt dat er voor alle faalmechanismen per direct een versterkingsnoodzaak is. Op grond van deze uitgangspunten zijn er kortom geen aanleidingen om versterkingsmaatregelen uit te stellen omwille van kostenbesparingen (uitgestelde betaling) en/of te combineren met andere voorziene ruimtelijke plannen in het gebied (overige grootschalige ontwikkeling).

Uitgaande van de gebruikelijke versterkingshorizon van 50 jaar voor grondkeringen en 100 jaar voor kunstwerken, komen we binnen dit project respectievelijk uit op 2074 en 2124. In deze periode voorzien wij geen ruimtelijke ontwikkelingen die de versterkingshorizon beïnvloeden. Te denken valt aan voorzienbare gebiedsingrepen met directe invloed op de dijkgeometrie die tot het besluit kunnen leiden de dijk slechts te versterken tot de periode waarin de ingrepen worden voorzien (en daarmee nu een onnodig zware versterking kunnen voorkomen).

Kijken we naar het verloop van het belastingniveau in de komende 50 jaar, dan zien we in 2080 een duidelijke knik in zowel de Waterstand bij Norm (WBN) als het Hydraulische Belasting Niveau (HBN).

Deze knik volgt uit het bestuurlijke besluit (Deltabeslissing IJsselmeergebied) om na 2050 rekening te houden met een IJsselmeerpeilstijging van maximaal 0,30 m. Praktisch gezien wordt in de HR rekening gehouden met een stijging van 1 cm/jaar tussen 2050 en 2080. In 2080 is daarmee het maximum van de IJsselmeerpeilstijging bereikt. Deze stijging van het IJsselmeerpeil werkt vrijwel 1-op-1 door in een stijging van het HBN en WBN voor het project Stadsdijken Zwolle.

Op grond van dit besluit stellen wij de versterkingshorizon voor grondoplossingen binnen Stadsdijken Zwolle vast op 2080 om daarmee de volledige maximaal 0,30 m IJsselmeerpeilstijging mee te nemen in de versterkingsopgave. Voor kunstwerken hanteren we 2124 als zichtjaar.

## 5 Bevriezen ontwerpuitgangspunten in Ontwerploop 1 (stap 4)

Voor het opstellen van het ontwerp in Ontwerploop 1 (VO) is in Ontwerploop 0 uitgebreid stil gestaan bij de te hanteren uitgangspunten voor het ontwerp. Deze zijn verwoord in de Technische uitgangspunten Notitie (TUN). De TUN is inhoudelijk gereviewed door de WDOD-organisatie en het KPR. Adviezen daaruit zijn verwerkt in de eindversie van de TUN; deze versie van de TUN vormt het uitgangspunten voor het waterveiligheidsontwerp.
Aangezien op diverse onderwerpen ontwerpvrijheid aanwezig is en nadere optimalisaties als gevolg van lopende onderzoeken mogelijk zijn, is in de TUN voor deze onderwerpen aangegeven hoe hier procesmatig mee om wordt gegaan om tot een optimaal ontwerp te komen.
Voorbeelden hiervan zijn de implementatie van:

- Probabilistische hoogtebepaling ipv deterministische methode (Verkenningsfase)
- Resultaten HPT-AMPT sonderingen
- Resultaten onderzoek doorlatendheden dijk
- Sterkteproef gras op zand
- Etc.

## 6 Ruimte voor versterkingsoptimalisaties gedurende het ontwerp (stap 5)

Dijkversterking Stadsdijken Zwolle bevindt zich midden in een stedelijke omgeving en wordt op veel plekken gekenmerkt door een complexe ruimtelijke inpassingsopgave. We proberen het ontwerp daarom zodanig in te steken dat de versterkingsomvang zo beperkt mogelijk blijft, zowel in ruimtelijke omvang als in financiële omvang. Hiermee vereenvoudigen we de ruimtelijke inpassingsopgave en komen we tot een maatschappelijk te verantwoorden realisatiebegroting (LCA-benadering).
Ter illustratie volgt hieronder een voorbeeld van de wijze waarop we de versterkingsomvang gedurende het ontwerpproces proberen te beperken:

1. Voor het ontwerp houden we rekening met klimaatscenario W+. Uit een gevoeligheidsanalyse op de te hanteren scenario's blijkt dat wisseling van W+ naar G circa 5 à 10 cm hoogtewinst kan opleveren. Indien in de variantenontwikkeling de resterende hoogteopgave in de orde grootte van die 5 à 10 cm ligt, overwegen we op dat moment of het voor dat betreffende deeltraject beter is alsnog terug te vallen op klimaatscenario G (waarmee de hoogteopgave vervalt).
2. Gedurende Ontwerploop 1 komen resultaten van geofysisch onderzoek naar de deklaagdikte in het voorland beschikbaar. Deze resultaten nemen we mee in een optimalisatieslag van het pipingontwerp.

# Bijlage 13. Bepaling karakteristieke waarde $d_{70}$

## Analyse proefresultaten

| | |
|---|---|
| Projectnummer: | 1218-0026-002 |
| Project: | Stadsdijken Zwolle |

| **Invoer proefnemingen** | **$d_{70}$ [µm]** | **ln($d_{70}$) [µm]** |
|---|---|---|
| B53-91.46C-8847 | 195 | 5.27 |
| B53-91.93C-8898 | 232 | 5.45 |
| B53-92.21C-8926 | 240 | 5.48 |
| B53-92.40C-8948 | 212 | 5.36 |
| B53-92.57C-8975 | 216 | 5.38 |
| B53-92.70C-25 | 213 | 5.36 |
| B53-92.86C-8999 | 208 | 5.34 |
| B53-93.02C-49 | 277 | 5.62 |
| B53-93.40C-98 | 229 | 5.43 |
| B53-94.70C-9826 | 279 | 5.63 |
| B53-95.03C-9777 | 215 | 5.37 |
| B53-95.13C-9751 | 245 | 5.50 |
| B53-95.23C-9727 | 263 | 5.57 |

*Schatting lage karakteristieke waarde voor het gemiddelde (lognormale verdeling)*

| | | |
|---|---|---|
| n | 13 | Aantal proeven |
| $X_{gem;ln(X)}$ | 5.44 | Gemiddelde waarde van de logaritme van de proefresultaten |
| $\sigma_{ln(x)}$ | 0.11 | Standaardafwijking van de logaritme van de proefresultaten |
| **$X_{k;gem;laag}$** | **218.6** | **Lage karakteristieke waarde voor het gemiddelde** |

# Bijlage 14. Indicatieve zettingsberekening kruin

Ten behoeve van Ontwerploop 1 is een indicatieve berekening uitgevoerd naar de zetting van de kruin van de dijk t.g.v. een kruinverhoging. In de berekening is één profiel met een maatgevende bodemopbouw beschouwd.

## Uitgangspunten

- D-Settlement 1D-berekening
- Model: NEN-Koppejan natural strain
- Locatie: hm 53-90.25
- Ophoging:
    - 0,4 m (verwachte gemiddelde kruinophoging)
    - 0,8 m (worst-case benadering)
- Bodemopbouw: zie Tabel B14.6
- Zettingsparameters conform NEN 9997-1 Tabel 2.b (zie Tabel B14.7)

**Tabel B14.6: Bodemopbouw t.b.v. indicatieve zettingsberekening**

| Van [m NAP] | Tot [m NAP] | Grondlaag |
|---|---|---|
| +2,4 | +0,0 | Dijksmateriaal (afwisselend zand- en kleilaagjes) |
| +0,0 | -0,8 | Klei, matig siltig |
| -0,8 | -2,0 | Veen |
| -2,0 | -10,0 | Zand |

**Tabel B14.7: Zettingsparameters ndicatieve berekening**

| Materiaal | $\gamma$ / $\gamma_{sat}$ | $C_p$ | $C'_p$ | $C_s$ | $C'_s$ | OCR | $c_v$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dijksmateriaal | 18/18 | 690 | 230 | 1020 | 340 | 1,1 | $1*10^{-7}$ |
| Klei matig siltig – matig humeus | 16/16 | 45 | 15 | 510 | 170 | 1,2 | $1*10^{-7}$ |
| Veen | 11/11 | 18 | 6 | 60 | 20 | 1,2 | $1*10^{-7}$ |
| Zand zwak-matig siltig | 18/20 | 1350 | 450 | Inf. | Inf. | 1,1 | Drained |

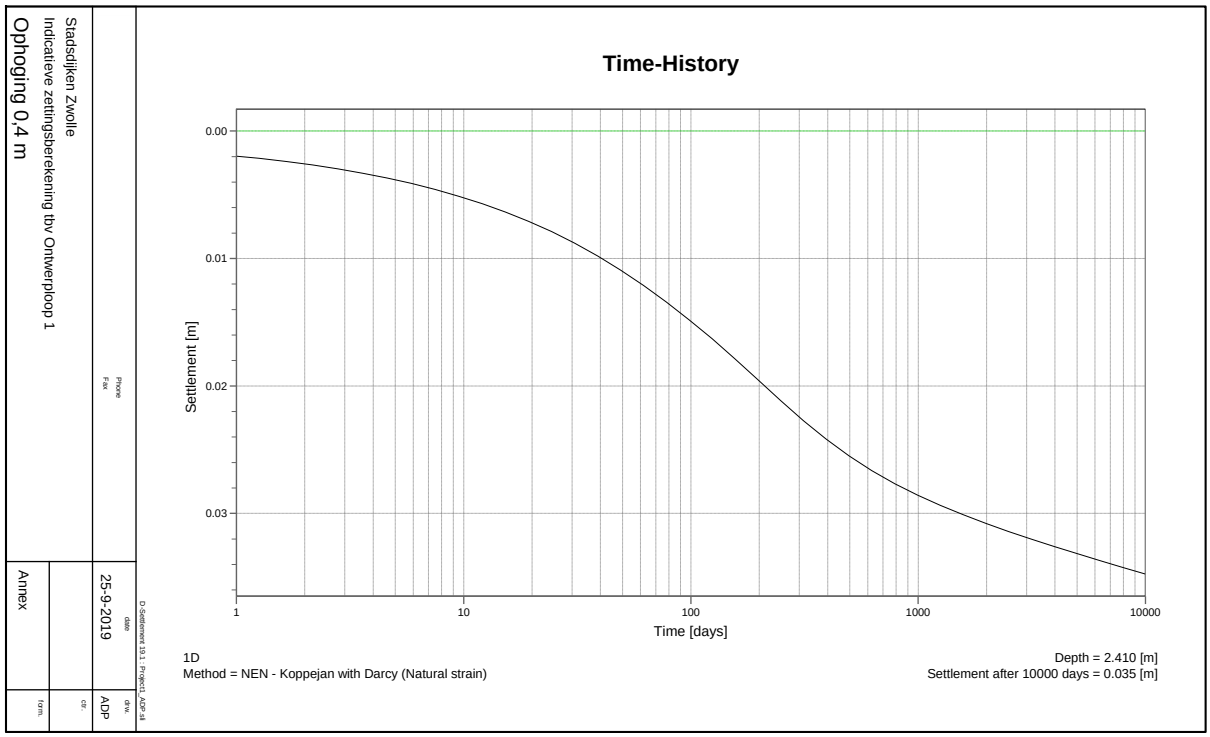
## Resultaten

In Tabel B14.8 zijn de totale zetting en restzetting (na 2 en 6 maanden) opgenomen. Een grafische weergave van de tijd-zettingslijn voor een ophoging van 0,4 m staat in Figuur B14.2.

**Tabel B14.8: Zetting en restzetting per ophoging**

| Ophoging [m] | Totale zetting [cm] | Restzetting na 2 maanden [cm] | Restzetting na 6 maanden [cm] |
|---|---|---|---|
| 0,4 | 3 | 2 | 2 |
| 0,8 | 7 | 5 | 4 |
| **Opmerkingen:** Waarden afgerond op hele centimeters | | | |

**Figuur B14.2: Tijd-zettingsgrafiek voor ophoging van 0,4 m**



# Bijlage 2. WBN's + HBN's

**Tabel B2.1 HBN voor zichtjaar 2080**

| Deel-traject | Uitvoer-punt | Overslagcriterium 10 l/s/m' bij trajectnorm* | GEKB bij Door-snede-eis | Maatgevend* |
|---|---|---|---|---|
| [-] | [-] | [m+NAP] | [m+NAP] | [m+NAP] |
| 1a | 318 | 3,10 | 3,10 | 3,10 |
| | 317 | 3,10 | 3,10 | 3,10 |
| | 316 | 3,10 | 3,08 | 3,10 |
| | 315 | 3,10 | 3,08 | 3,10 |
| 1b | 314 | 3,20 | 3,18 | 3,20 |
| 2a | 314 | 3,10 | 3,07 | 3,10 |
| 2b | 312 | 2,95 | 3,03 | 3,03 |
| 2c | 311 | 3,10 | 3,25 | 3,25 |
| | 310 | 3,05 | 3,21 | 3,21 |
| 2d | 309 | 2,95 | 2,96 | 2,96 |
| | 308 | 2,95 | 3,04 | 3,04 |
| | 307 | 3,00 | 3,18 | 3,18 |
| 3a** | 304 t/m 306 | 3,00 | 3,14 | 3,14 |
| 3b** | 304 t/m 306 | 3,40 | 3,21 | 3,40 |
| 4a | 306 | 3,05 | 3,17 | 3,17 |
| | 305 | 3,10 | 3,06 | 3,10 |
| | 304 | 3,15 | 3,12 | 3,15 |
| 4b | 303 | 3,20 | 3,21 | 3,21 |
| | 302 | 3,10 | 3,26 | 3,26 |
| | 301 | 3,20 | 3,28 | 3,28 |
| 4c | 300 | 3,15 | 3,25 | 3,25 |
| | 299 | 3,15 | 3,23 | 3,23 |
| | 298 | 3,05 | 2,97 | 3,05 |
| | 297 | 3,05 | 2,94 | 3,05 |
| | 296 | 3,00 | 2,92 | 3,00 |
| 4d | 295 | 2,95 | 2,91 | 2,95 |
| | 294 | 2,95 | 2,93 | 2,95 |
| | 293 | 2,95 | 2,94 | 2,95 |
| | 292 | 2,95 | 2,93 | 2,95 |
| | 291 | 3,00 | 2,94 | 3,00 |
| | 290 | 3,00 | 2,95 | 3,00 |
| | 288 | 3,05 | 3,17 | 3,17 |
| | 287 | 3,05 | 3,16 | 3,16 |
| 5a | 286 | 3,10 | 3,19 | 3,19 |
| | 285 | 3,10 | 3,19 | 3,19 |
| | 244 | 3,10 | 3,19 | 3,19 |
| | 283 | 3,10 | 3,16 | 3,16 |
| | 282 | 3,10 | 3,17 | 3,17 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 281 | 3,10 | 3,18 | 3,18 |
| | 280 | 3,10 | 3,16 | 3,16 |
| | 279 | 3,05 | 2,97 | 3,05 |
| | 278 | 3,05 | 2,97 | 3,05 |
| | 277 | 3,05 | 2,97 | 3,05 |
| | 276 | 3,05 | 2,96 | 3,05 |
| | 275 | 3,05 | 2,96 | 3,05 |
| 5b | 267 | 3,10 | 3,18 | 3,18 |
| | 266 | 3,15 | 3,21 | 3,21 |
| | 265 | 3,15 | 3,21 | 3,21 |
| | 264 | 3,10 | 3,19 | 3,19 |
| | 263 | 3,15 | 3,23 | 3,23 |
| | 262 | 3,20 | 3,23 | 3,23 |
| | 261 | 3,20 | 3,23 | 3,23 |
| | 260 | 3,20 | 3,23 | 3,23 |

*Waarden zijn afgerond op 5 cm

**Bepaald op basis van extrapolatie van uitvoerpunten ter plaatse van deeltraject 4a

**Tabel B2.2 Waterstand bij norm**

| Deeltraject | Uitvoerpunt | Waterstand 2080 [m+NAP] |
|---|---|---|
| | 318 | 2.94 |
| | 317 | 2.94 |
| | 316 | 2.94 |
| | 315 | 2.94 |
| | 314 | 2.94 |
| | 312 | 2.77 |
| | 311 | 2.77 |
| | 310 | 2.78 |
| | 309 | 2.78 |
| | 308 | 2.78 |
| | 307 | 2.78 |
| | 306 | 2.78 |
| | 305 | 2.78 |
| | 304 | 2.77 |
| | 303 | 2.76 |
| | 302 | 2.77 |
| | 301 | 2.77 |
| | 300 | 2.77 |
| | 299 | 2.76 |
| | 298 | 2.72 |
| | 297 | 2.71 |
| | 296 | 2.71 |

| | |
|---|---|
| 295 | 2.71 |
| 294 | 2.71 |
| 293 | 2.71 |
| 292 | 2.71 |
| 291 | 2.71 |
| 290 | 2.71 |
| 288 | 2.75 |
| 287 | 2.75 |
| 286 | 2.75 |
| 285 | 2.75 |
| 284 | 2.75 |
| 283 | 2.75 |
| 282 | 2.75 |
| 281 | 2.75 |
| 280 | 2.75 |
| 279 | 2.71 |
| 278 | 2.71 |
| 277 | 2.71 |
| 276 | 2.71 |
| 275 | 2.71 |
| 274 | 2.70 |
| 273 | 2.70 |
| 272 | 2.70 |
| 271 | 2.70 |
| 270 | 2.70 |
| 269 | 2.59 |
| 267 | 2.71 |
| 266 | 2.71 |
| 265 | 2.71 |
| 264 | 2.71 |
| 263 | 2.71 |
| 262 | 2.71 |
| 261 | 2.70 |
| 260 | 2.71 |

# Bijlage 3. Werkwijzer macrostabiliteit

| | |
|---|---|
| Datum: | 21-11-2019 |
| Versie: | 1.0 |
| Opgesteld door: | Gerwin van Boven<br>Jan Gruppen<br>Tolga Cömert |
| Gecontroleerd door: | Arend Pool |
| Vrijgegeven door: | Arend Pool |

## Inleiding

Voor de macrostabiliteitsberekeningen binnen de planuitwerkingsfase voor Stadsdijken Zwolle is deze werkwijzer opgesteld. Alle relevante zaken met betrekking tot het opzetten van de berekeningen in het software programme D-Stability en relevante randvoorwaarden worden toegelicht. Deze werkwijzer is een aanvulling op de TUN [1].

## Scenarios

- STBI
  - Hoog water
  - Overslag (verzadigd)
- STBU
  - Val na hoog water
  - Extreme neerslag

Bij STBU is de waarde voor de 1 op 10 jaar laagwaterstand op basis van het 'Tienjarig overzicht 1981-1990 RWS, RIKZ' [2] geschat, waarbij de Kadoelen aangenomen is aangezien die aansluit op het systeem binnen SDZ. De laagste waterstand die bekend is tussen 1981-1990 is -0.86 m + NAP, wat na afronding als -0.9 m + NAP aangenomen is. Resultaten laten zien dat de overige STBU scenario's maatgevend zijn, dus is dit scenario niet meegenomen

## Naamgeving

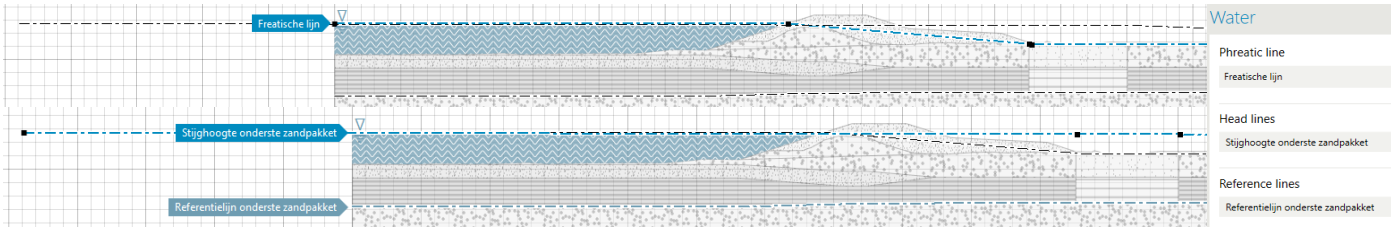
- .stix bestanden:

[verwijzing deeltraject]-[verwijzing metrering referentielijn]-[STBI/STBU]-[faalmechanisme]_[varianten]_[voldoet wel of niet]_[versie]

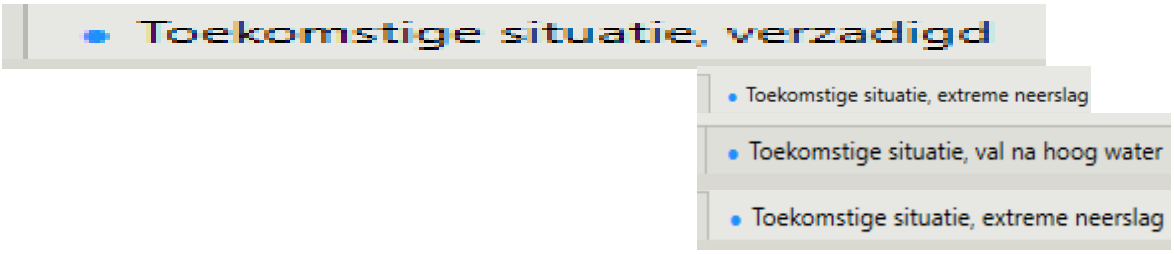



- Freatische lijn = 'Freatische lijn'

- Stijghoogte = ‘Stijghoogte watervoerend pakket’
- Referentielijn = ‘Referentielijn watervoerend pakket’




- Stages
  - “Dagelijkse situatie”
  - “Toekomstige situatie, dagelijkse peil”
  - Per scenario
    - STBI, hoog water: “Toekomstige situatie, WBN”
    - STBI, overslag: “Toekomstige situatie, verzadigd”
    - STBU, val na hoog water: “Toekomstige situatie, val na hoog water”
    - STBU, extreme neerslag: “Toekomstige situatie, extreme neerslag”




# Geometry

**Maatgevend profiel (surface line)**

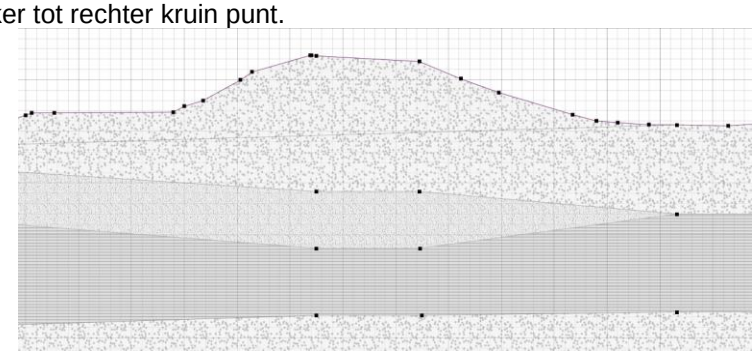
Selecteer maatgevend profiel per faalmechanisme STBI en STBU. De profieldata is beschikbaar per dwarsdoorsnede om de 25 m. Per profiel kan de maximale helling bepaald worden voor STBI en STBU en vervolgens geranked worden. In combinatie met de toekomstige ophoopslag dient een logisch beredeneerd profiel gekozen te worden. Bij de keuze van het profiel dient ook met een scheef oog al even naar het aanwezige grondonderzoek te worden gekeken om te voorkomen dat een locatie wordt gekozen waar de bodemopbouw nooit maatgevend zou zijn.

**Ontwerp dijkversterking**

- De ontwerptekeningen van het VKA zijn ter inspiratie, maar de ontwerpregels uit de TUN zijn maatgevend. Bijvoorbeeld, als een tekening een kruinbreedte van 5 m aangeeft, dan alsnog houden aan de kruinbreedte van 4 m zoals in de TUN aangegeven. Het uiteindelijke ontwerp is afgeleid op basis van het ontwerp geleverd door het ontwerpteam. Dit is een iteratief proces, dus een vaste waarde kan niet van tevoren worden vastgesteld.
- Per deeltraject is in ‘VO-kruinhoogte.xlsx’ aangegeven wat de benodigde kruinhoogte is. De HBN hoogte dient gekozen te worden als kruinhoogte (= verwachte kruinhoogte in 2080).
- Dijkversterking conform de TUN ontwerpen:
  - Taludhelling dijkversterking is 1:3
  - Bermhoogte ligt tussen 1/3 en ½ van de kerende hoogte
  - Bermbreedte is minimaal 4 meter (mits ruimtebeslag dat toelaat)
  - Taludhelling berm is 1:20
  - Helling einde berm is 1:3

## Bodemopbouw

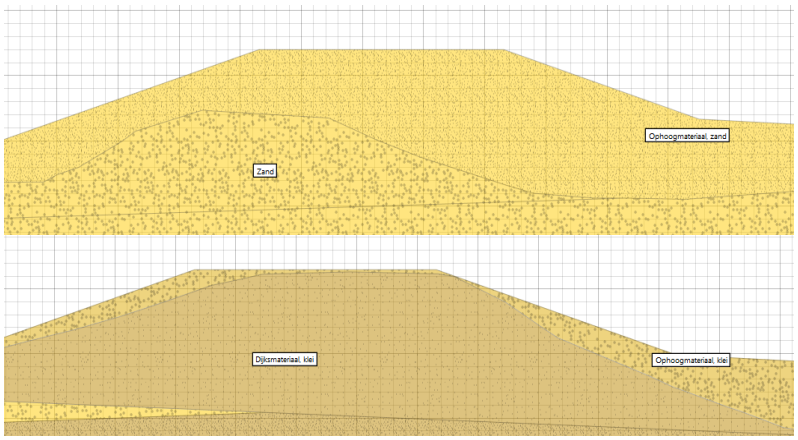
Na keuze van het profiel op basis van grondonderzoek (lengteprofielen boringen en sonderingen) de bodemopbouw opstellen (zorg ervoor dat de maatgevende bodemopbouw gekozen wordt). Hierbij dient aangegeven te worden welke boringen en/of sonderingen zijn gebruikt voor het schematiseren van de bodem. Voor de bodemopbouw onder de kruin dient deze uniform te zijn, d.w.z. dezelfde lagen (en diktes) van linker tot rechter kruin punt.



## Materials

De grondparameters houden we up to date in een los '.json' bestand. Deze kan namelijk bij iedere stix bestand erin geplakt kan worden met de Materialentool. Hierbij dienen zowel 'soils.json' als 'convert.exe' gekopieerd te worden naar de map waarin de .stix bestanden staan.
Vervolgens kan de tool gestart worden door te dubbelklikken op 'convert.exe'. De laatste stap is om per grondlaag opnieuw het materiaal toe te wijzen.

- Uit de proeven is gebleken dat zand in alle lagen dezelfde eigenschappen heeft, dus voor zowel dijksmateriaal als zandlagen in de ondergrond kan 1 type aangehouden worden. Als het dijksmateriaal zand is, kan er voor het ophoogmateriaal de zand variant gebruikt worden. Hetzelfde geldt voor een kleidijk met als gevolg ophoogmateriaal van klei. Voor dijksmateriaal, zand met laagjes klei, is klei de keuze voor ophoogmateriaal, aangezien dit een conservatieve benadering is.



## Sterkteparameters bodem

| Grondsoort | γ/γsat [kN/m3] | ϕ'k [°] | Ψ'k [°] | c'k [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 18,5/ 18,5 | - | - | - | 0,28 | 0,81 | 12 / 5 | 1,36 | Pv SDZ |
| Veen | 10,5/ 10,5 | - | - | - | 0,30 | 0,81 | 23 / 5 | 1,47 | Pv SDZ |
| Zand | 18,0/ 20,0 | 32,9 | 0 | 0 | - | - | - | - | Pv SDZ[1] |

| Grondsoort | γ/γsat [kN/m3] | ϕ'k [°] | Ψ'k [°] | c'k [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dijksmateriaal, zand met laagjes klei | 18,5/ 18,5 | 28,5 | 0 | 0 | - | - | - | - | SHM |
| Dijksmateriaal, klei | 17,0/ 17,0 | 26,9 | 0 | 0 | - | - | - | - | Pv SDZ |

| Grondsoort | γ/γsat [kN/m3] | ϕ'k [°] | Ψ'k [°] | c'k [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ophoogmateriaal, zand | 18,0/ 20,0 | 31,3[2] | 0 | 0 | - | - | - | - | Dijksmateriaal Klei |
| Ophoogmateriaal, klei | 17,0/ 17,0 | 27,0[2] | 0 | 0 | - | - | - | - | Dijksmateriaal Zand |

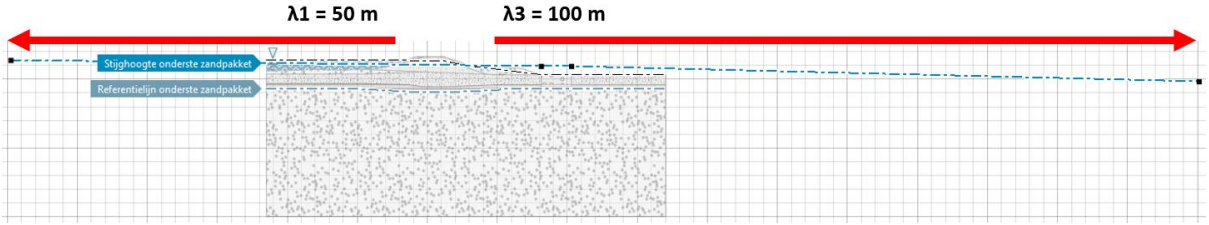
[1] Zand heeft zowel in dijk als grondopbouw zelfde eigenschappen, zandige dijk kan dus met gewoon zand geschematiseerd worden.
[2] Gebaseerd op een verwachtingswaarde van 34°, een variatiecoëfficiënt van 0,05 en een lognormale verdeling conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit.
[3] Gebaseerd op een verwachtingswaarde van 32°, een variatiecoëfficiënt van 0,10 en een lognormale verdeling conform schematiseringshandleiding macrostabiliteit.

## Water

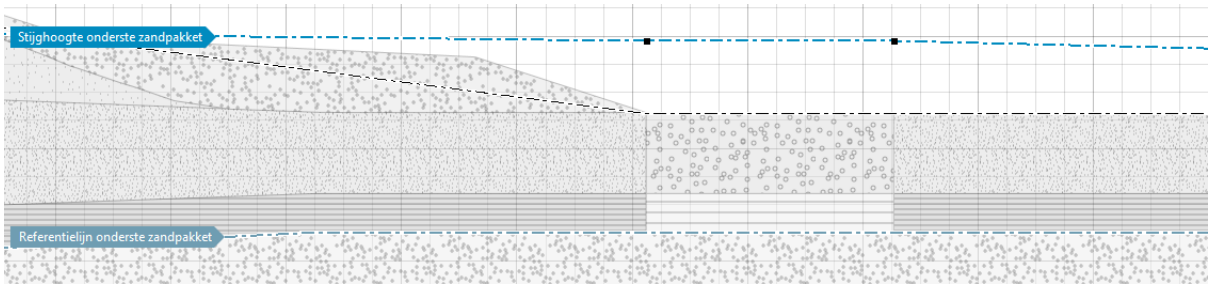
- WBN waardes zijn gegeven in de Excel 'VO-WBN.xlsx'.
- Freatische lijn, dagelijkse situatie:
  - Dagelijkse situatie uitgaan van winterpeil
- Freatische lijn, toekomstige situatie, dagelijkse peil:
  - Dagelijkse situatie uitgaan van winterpeil, let op dat hierbij de kruinpunten van de dijkversterking genomen worden
- Freatische lijn, WBN
  - Gemaakt met Excel 'waterspanningen SDZ.xlsx'
  - Voor kleikern: punt B TRW onder het linker kruin punt
- Opbarstsom
  - Gemaakt met Excel 'opbarstsommen.xlsx'.
  - Belangrijk om mee te nemen is dat de stijghoogte die geldt in de binnenteen niet gelijk is aan WBN, maar WBN * responsfactor (ten opzichte van de dagelijkse situatie).

        - Wanneer er sprake is van opbarsten, dient een opbarst/opdrijf zone gemodelleerd te worden. Deze geldt vanaf binnenteen en is 2 * d lang met d = deklaag dikte. Binnen deze zone heeft het materiaal geen sterkte, maar nog wel een gewicht. Deze materialen zijn ook te vinden in de materialendatabase die ingeladen worden met de Materialentool.

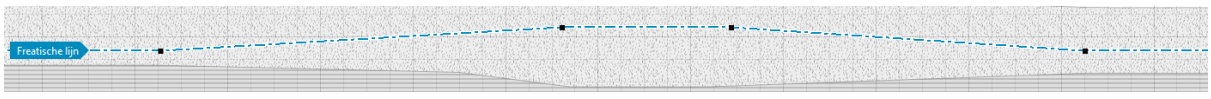
- Stijghoogte
    - Voor de stijghoogte bepaling gebruiken we de peilbuizenanalyse.
    - $\lambda_1$= 50 m, $\lambda_3$= 100 m (definitie volgens Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, bijlage 4 [3]).
    - $\lambda_1$ geldt vanaf buitenteen naar buiten toe, $\lambda_3$ geldt vanaf binnenteen naar binnen toe.




    - Aanname is dat WBN geldt op lambda1 afstand van de buitenteen. Vanaf dit punt neemt de stijghoogte af tot een waarde = responsfactor * ΔH boven de binnenteen.
    - De responsfactor is de stijging in waterstand ten opzichte van de dagelijkse situatie
    - Op de binnenteen geldt de responsfactor uit de peilbuizenanalyse. Wanneer sprake is van opbarsten, geldt het grenspotentiaal. Hierbij kan het voorkomen dat grenspotentiaal hoger is dan ΔH*responsfactor (bij een opbarstfactor tussen 1,0 en 1,2) -> dan wordt de kleinste waarde van beiden genomen
    - Vanaf binnenteen over een afstand lambda3 neemt de stijghoogte af tot en met polderpeil.
    - Als er een berm is toegevoegd, verandert de stijghoogte in de binnenteen van de minimale dijkversterking niet. Het verloop blijft dus hetzelfde, behalve als er een opbarstzone is. Deze moet beginnen aan het einde van de berm.

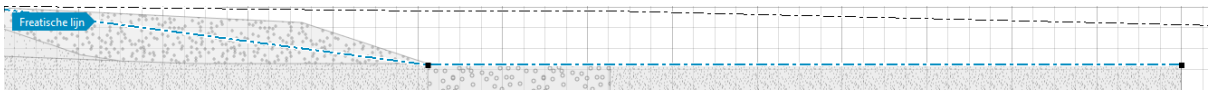



    - Aanname is dat de stijghoogte lineair verloopt over de samendrukbare lagen.
    - Stijghoogte wordt niet meegenomen bij STBU.
- Opbolling onder dagelijkse omstandigheden 0,5 m onder de kruin.



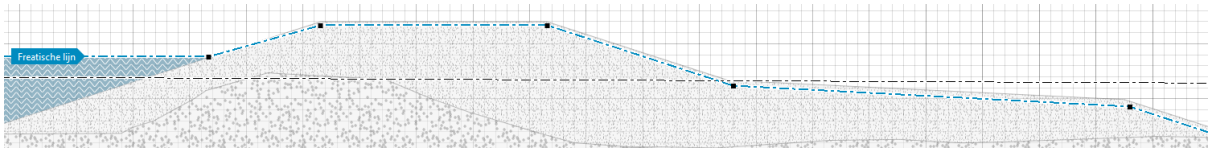

**STBI, hoog water**

- Freatische lijn vanaf binnenteen doortrekken naar eind van model domein. Let hierbij op dat de freatische lijn niet boven maaiveld stijgt (dus freatische lijn onder het laagste punt van het maaiveld).



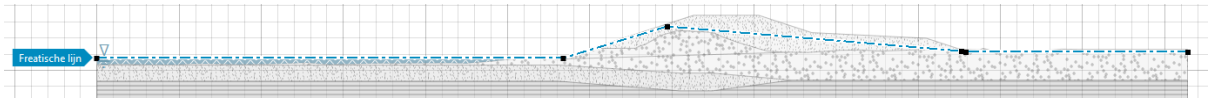

**STBI, overslag**

- Buitenwaterstand gelijk aan rekenwaarde bij 1 l/s/m golfoverslag, staan in Excel 'VO-rekenwaardes_overslag.xlsx'.
- Freatische lijn 10 cm onder het maaiveld van dijklichaam doortrekken.



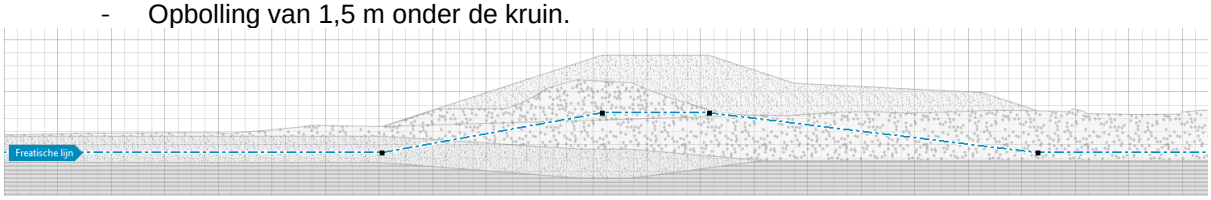

**STBU, val na hoog water**

- Val van 2,0 m aangenomen t.o.v. WBN.
  - Als deze val lager is dan maaiveld, dan maaiveld aanhouden.
- Freatische lijn gelijk aan STBI, hoog water, met alleen het verschil van 2,0 m in het voorland.




**STBU, extreme neerslag**

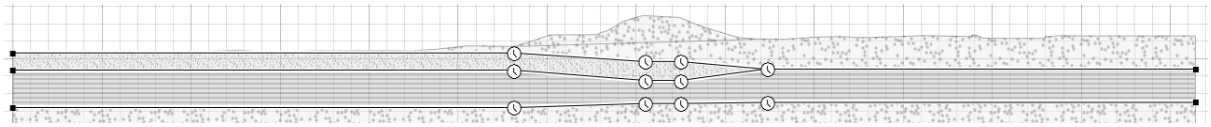
- Opbolling van 1,5 m onder de kruin.




# State

State wordt alleen in de dagelijkse situatie aangegeven.

Conform TUN [1], 4 punten schematiseren: buitenteen, kruin links en rechts en binnenteen. Allereerst state line aangeven tussen de scheidingen van de lagen. Vervolgens de punten als state points in de som zetten.



# Loads

Voor STBU wordt een verkeersbelasting van 13,3 kN/m$^2$ over 2,5 m op de kruin aangenomen. Hierbij is de spreiding aangenomen als 26º. De consolidatiegraden voor alle lagen behalve zand(ige) lagen wordt op 0% gezet.

## Reinforcements

Nemen we niet mee.

## Calculate

- Methode: UPLIFT VAN
- Swarm & tangent plane
    - Beide swarm centers moeten minimaal met 20x20 m grootte geïnitialiseerd worden en minimaal eindigen met 10x10 m grootte.
    - Tijdens het itereren moet als eerste het uittreepunt bepaald worden. Wanneer deze swarm center vaststaat, kan het andere swarm center verkleind worden.
    - Begin met grote swarm vlakken (bijv. 30x30 m) en eindig op relatief kleine vlakken van ongeveer 5x5m.
- Constraints
    - Slip plane
        - Minimum circle depth = 1 m
    - Circle constraint zone A
        - STBI: kruin + bovenste helft binnentalud
        - STBU: in principe geen constraint, maar we zoeken wel grote glijvlakken. Bij twijfel: vraag na bij een collega.

## Results

Check of glijvlak door kruin gaat. Dit hoeft niet altijd zo te zijn. Twijfelgeval: raadpleeg collega's.

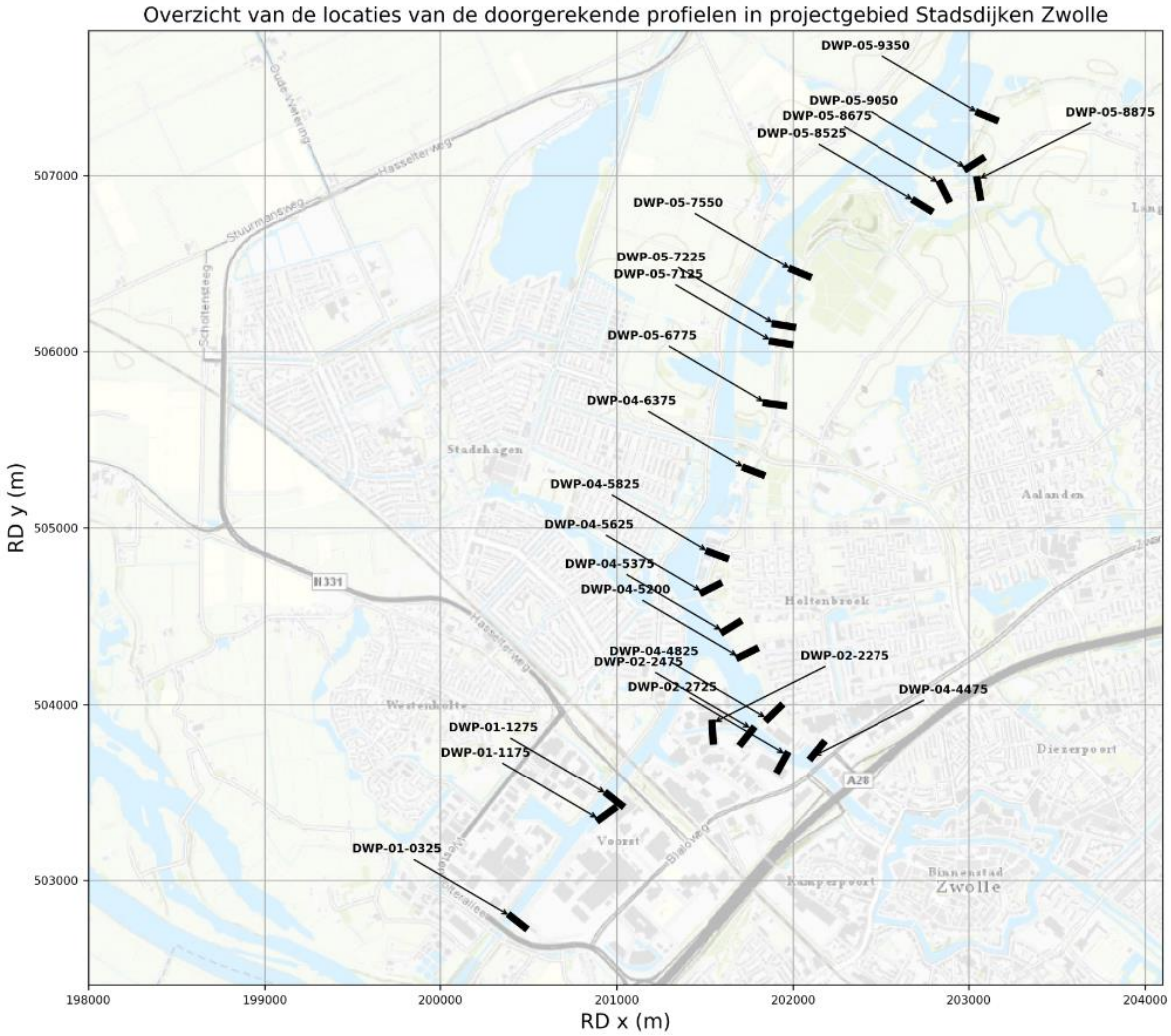
## Referenties

[1] Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) waterveiligheid Planuitwerkingsfase, Dijkteam Zwolle, ref:1804499-00330, 7 oktober 2019

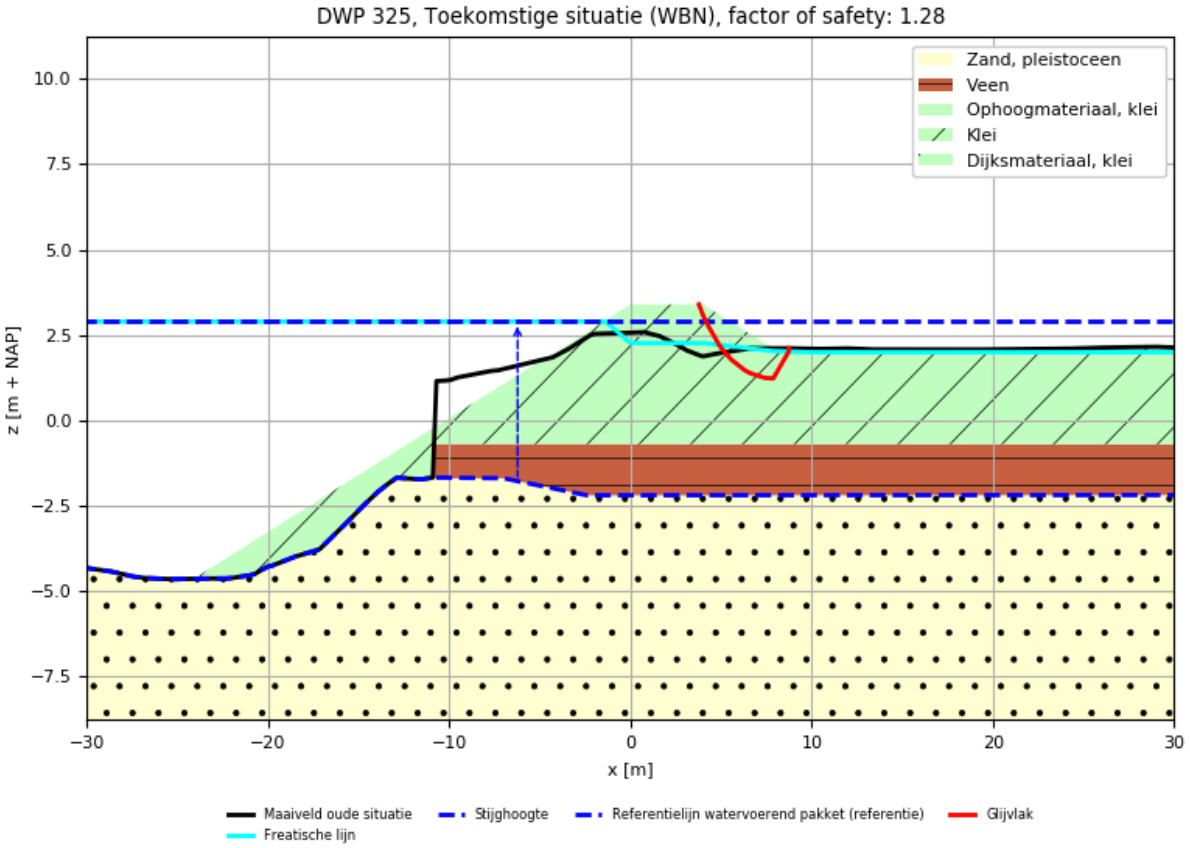
[2] Tienjarig overzicht 1981-1990: presentatie van afvoeren, waterstanden, watertemperaturen, golven en kustmetingen, RWS, RIKZ, 1994

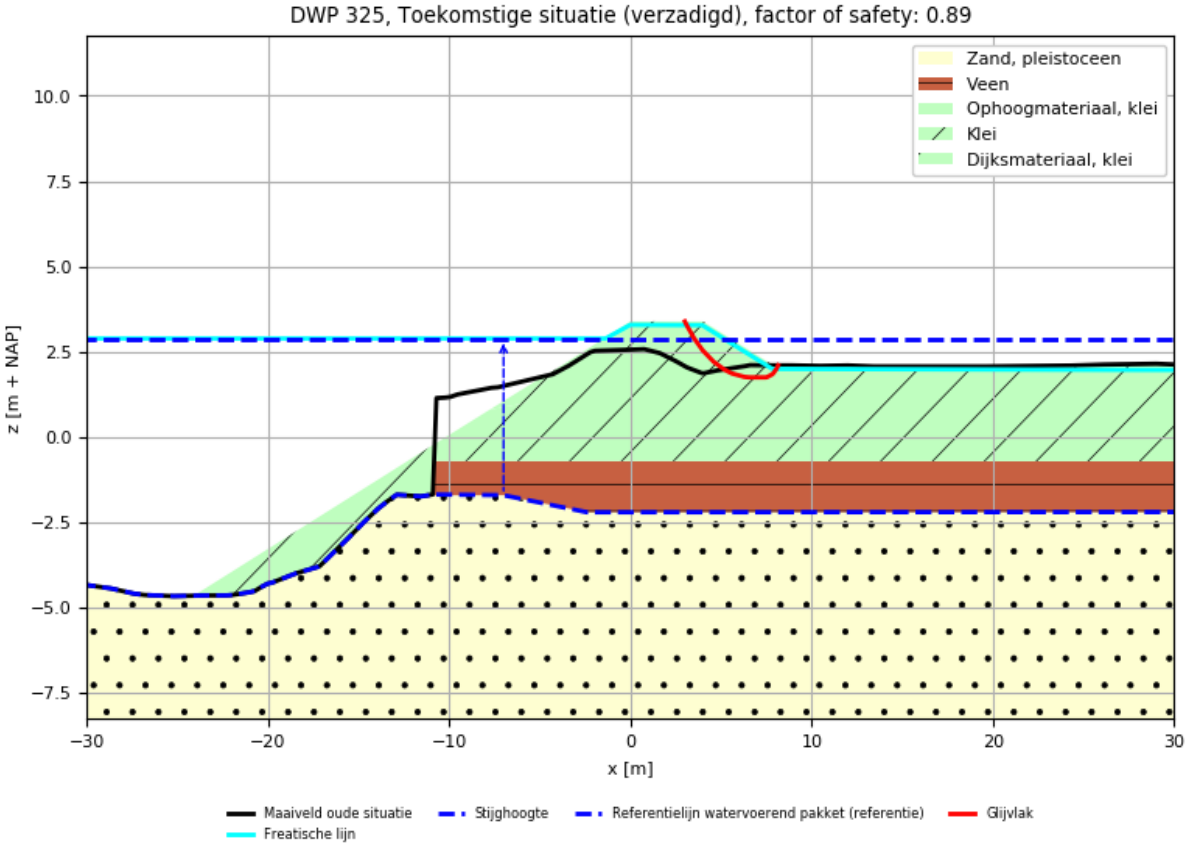
[3] Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken, TAW, 1 september 2004

# Bijlage 4. Berekeningsresultaten STBI



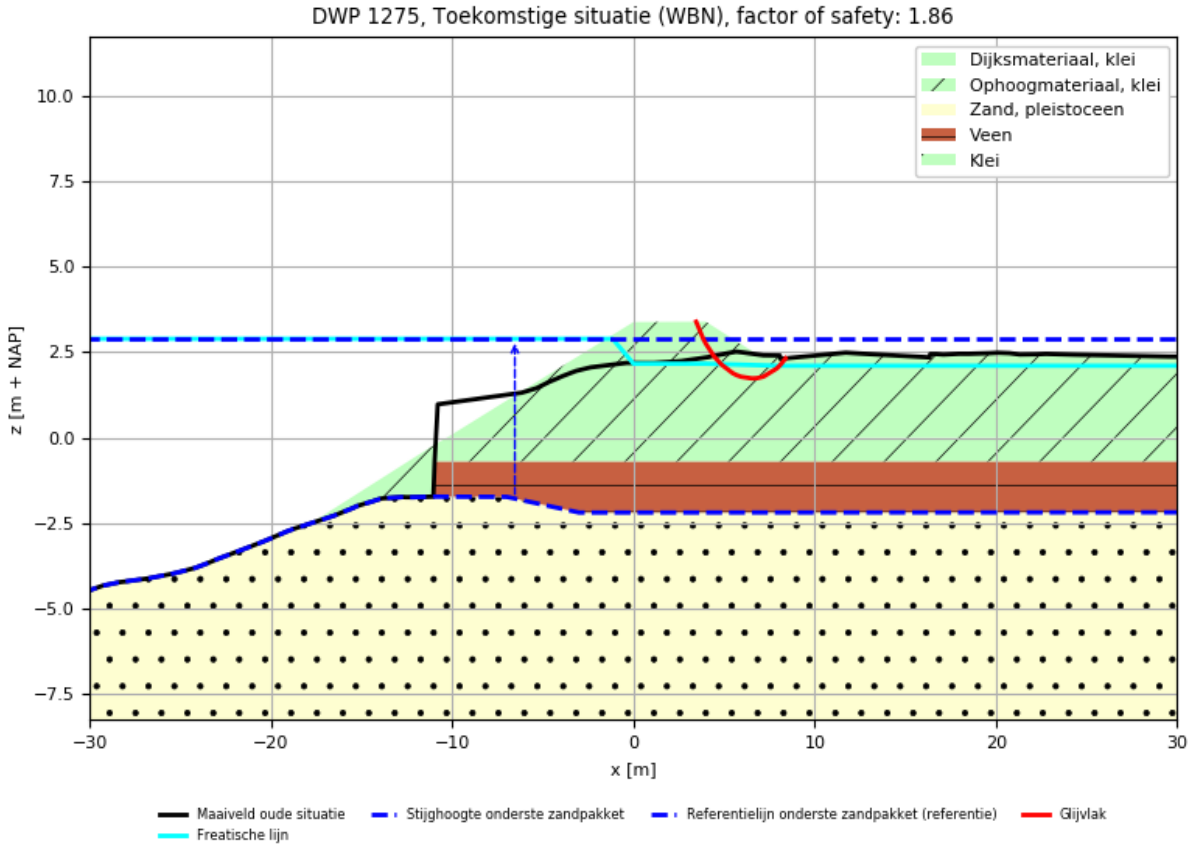
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

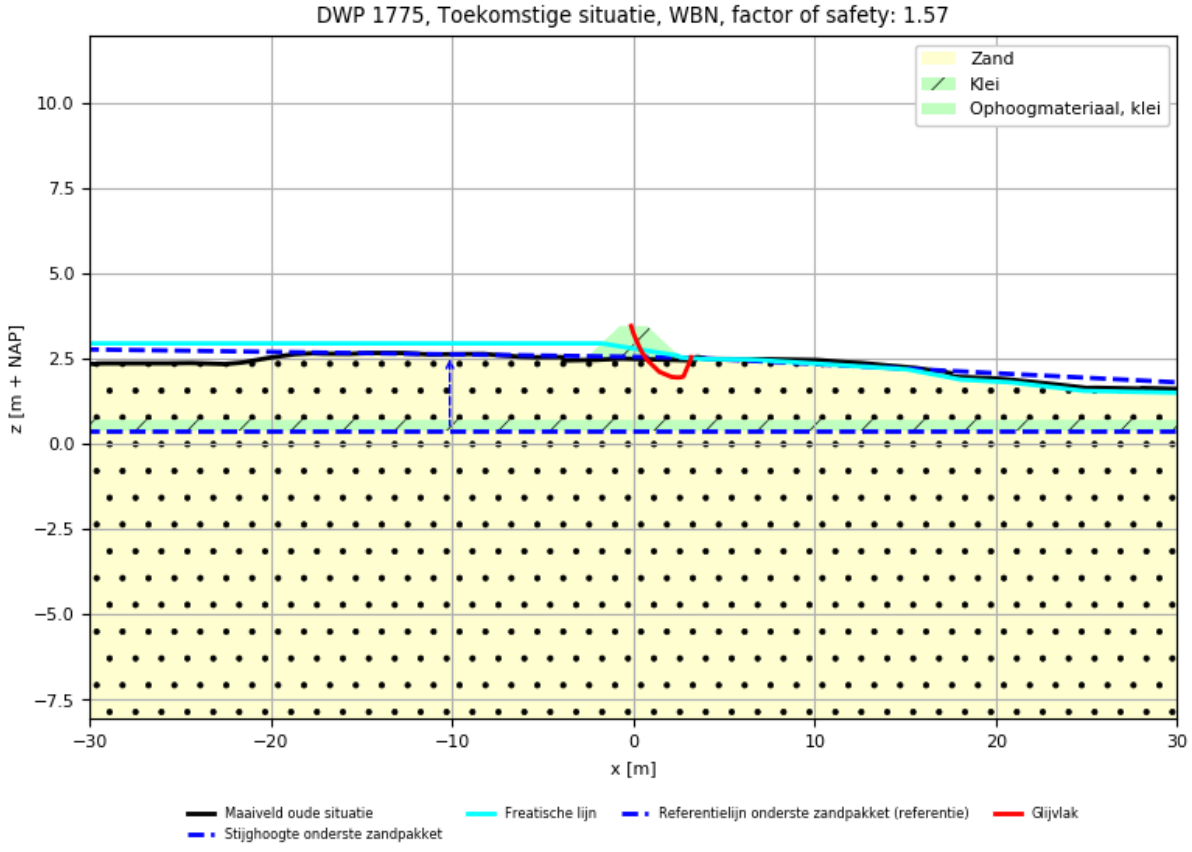



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

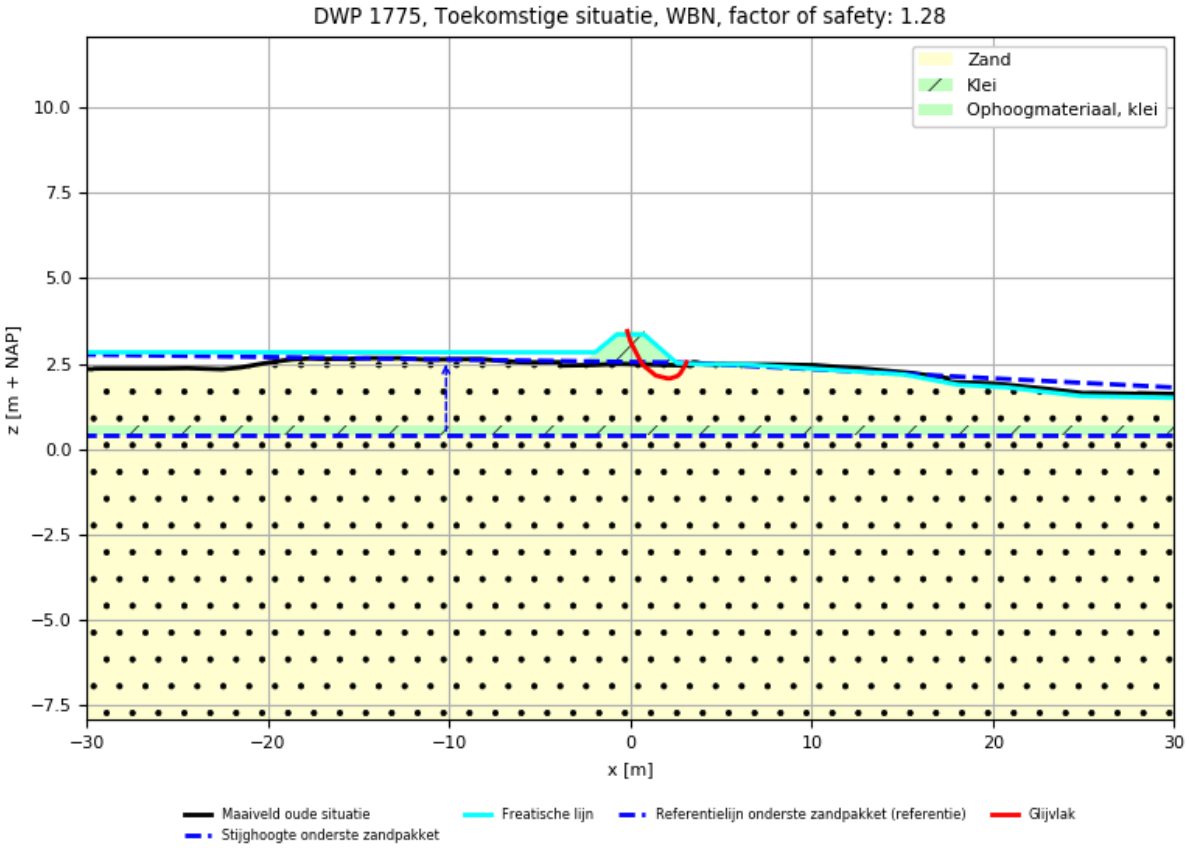
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

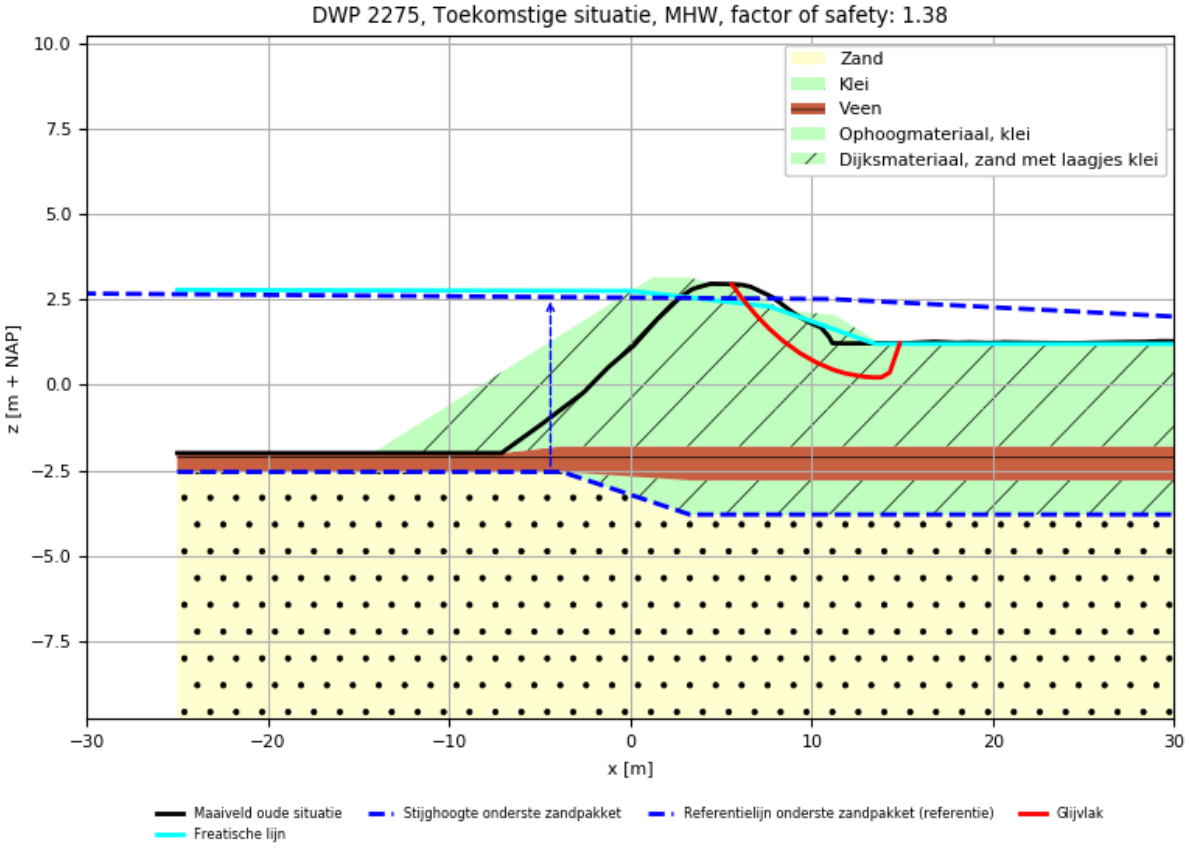



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

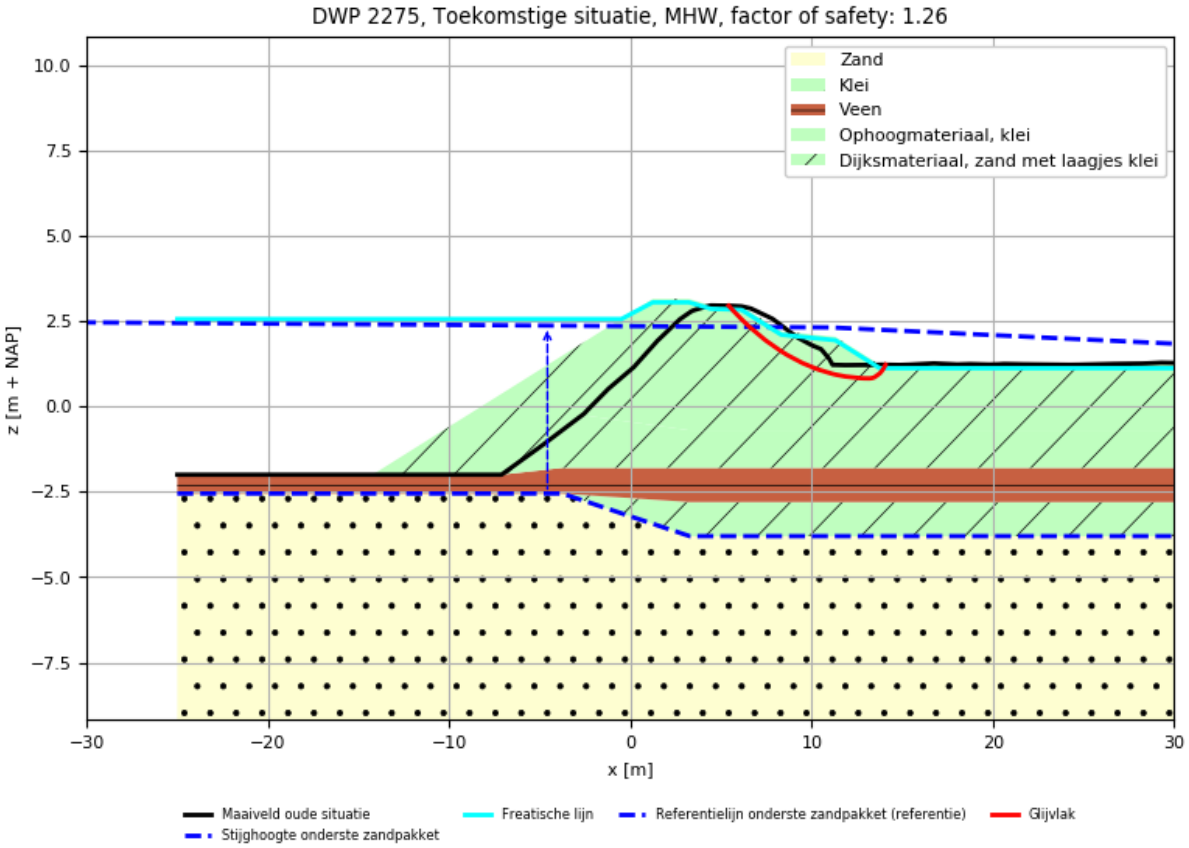
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

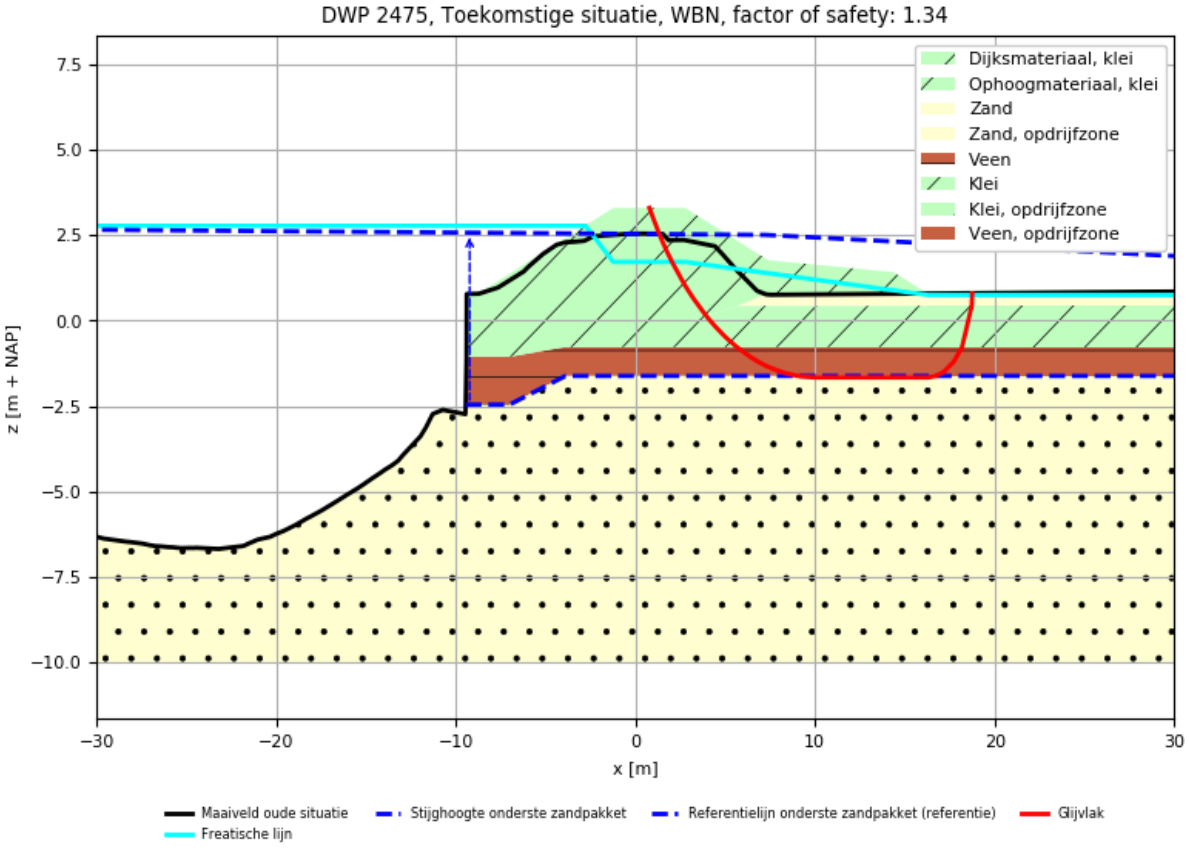



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

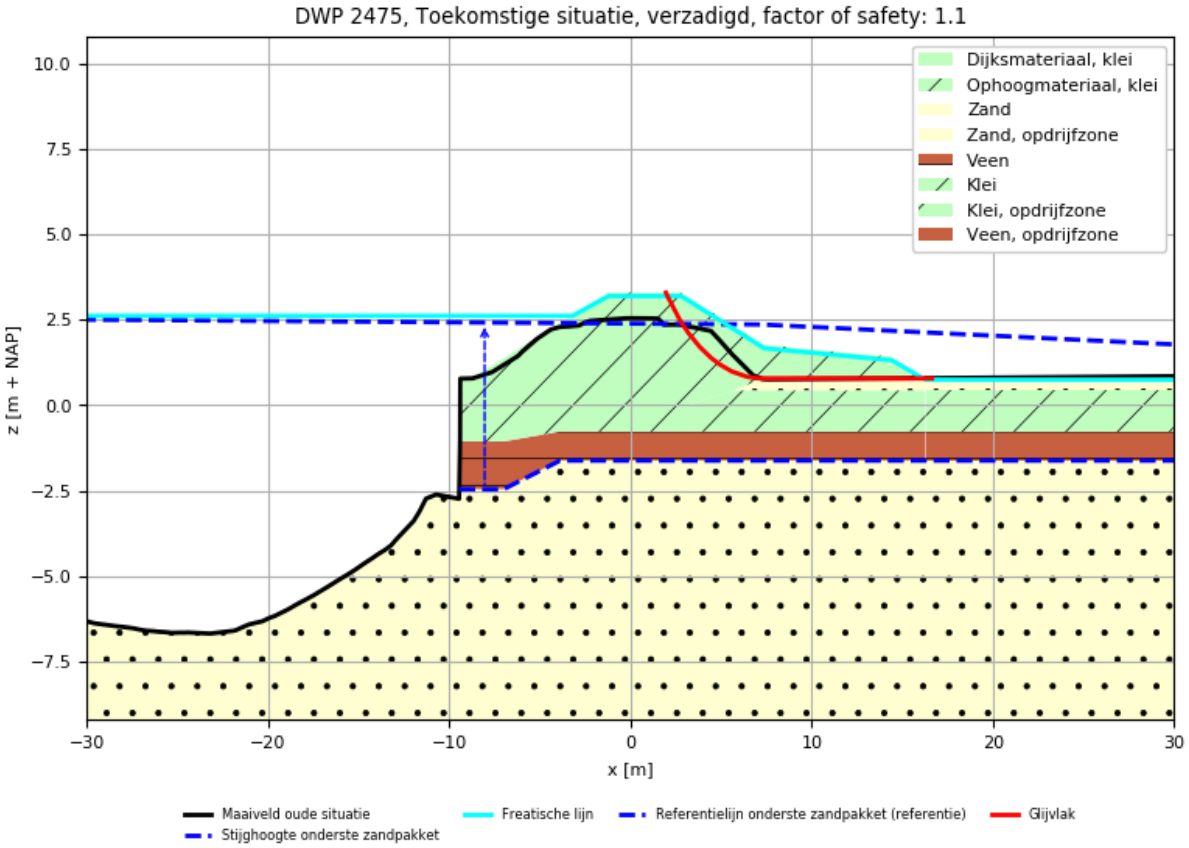
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

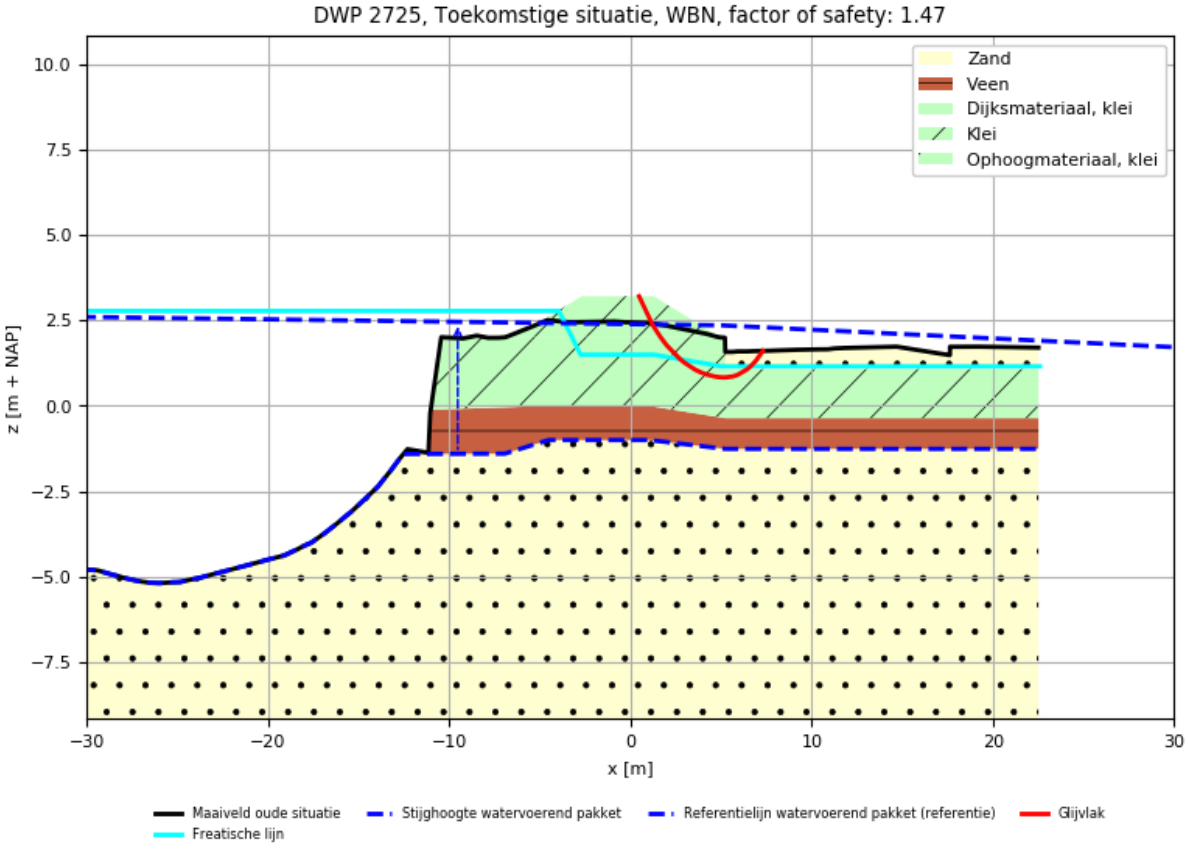



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

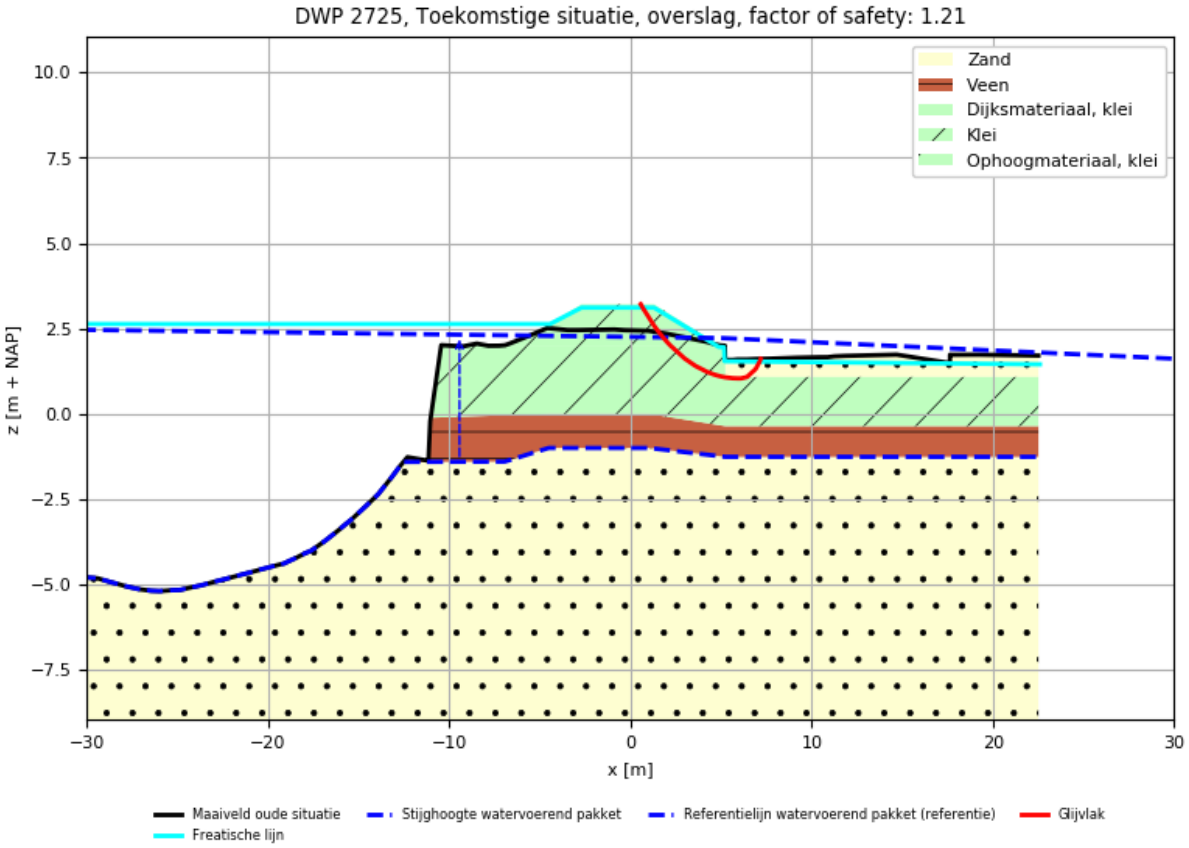
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

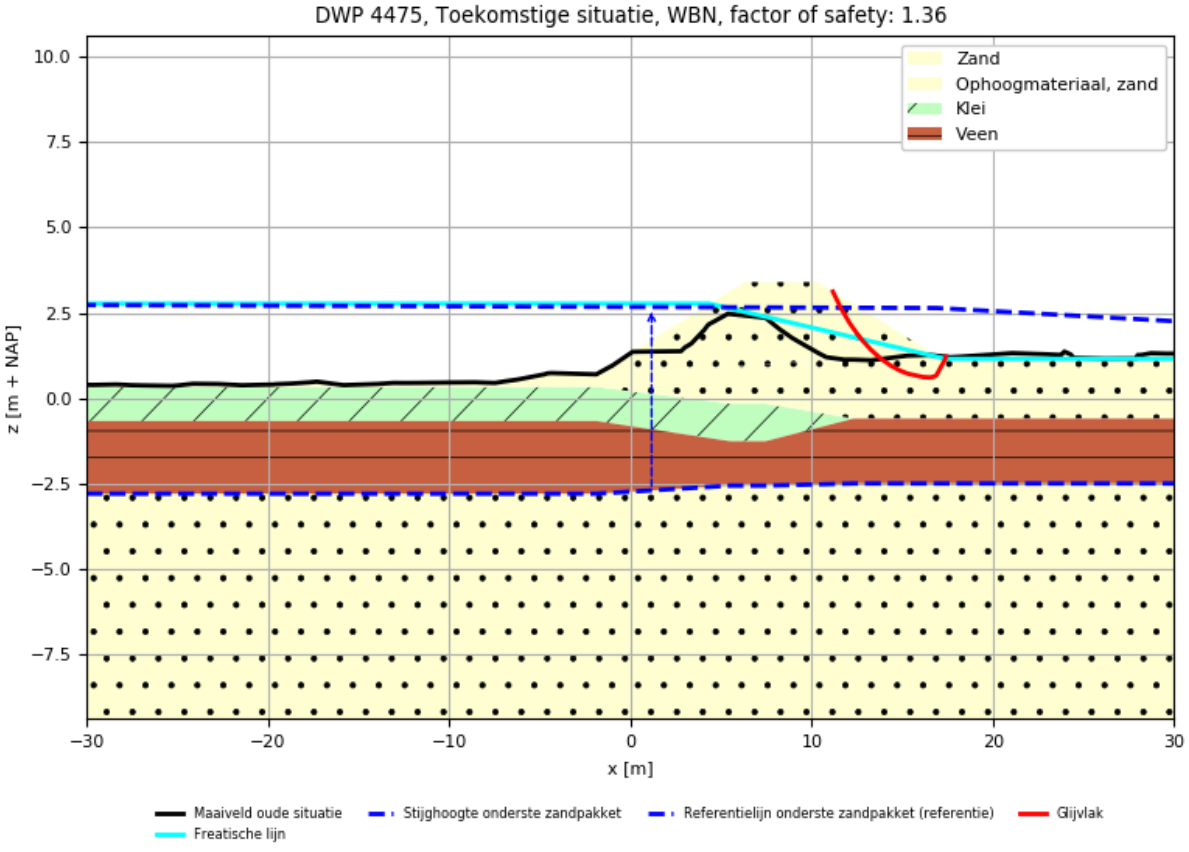



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

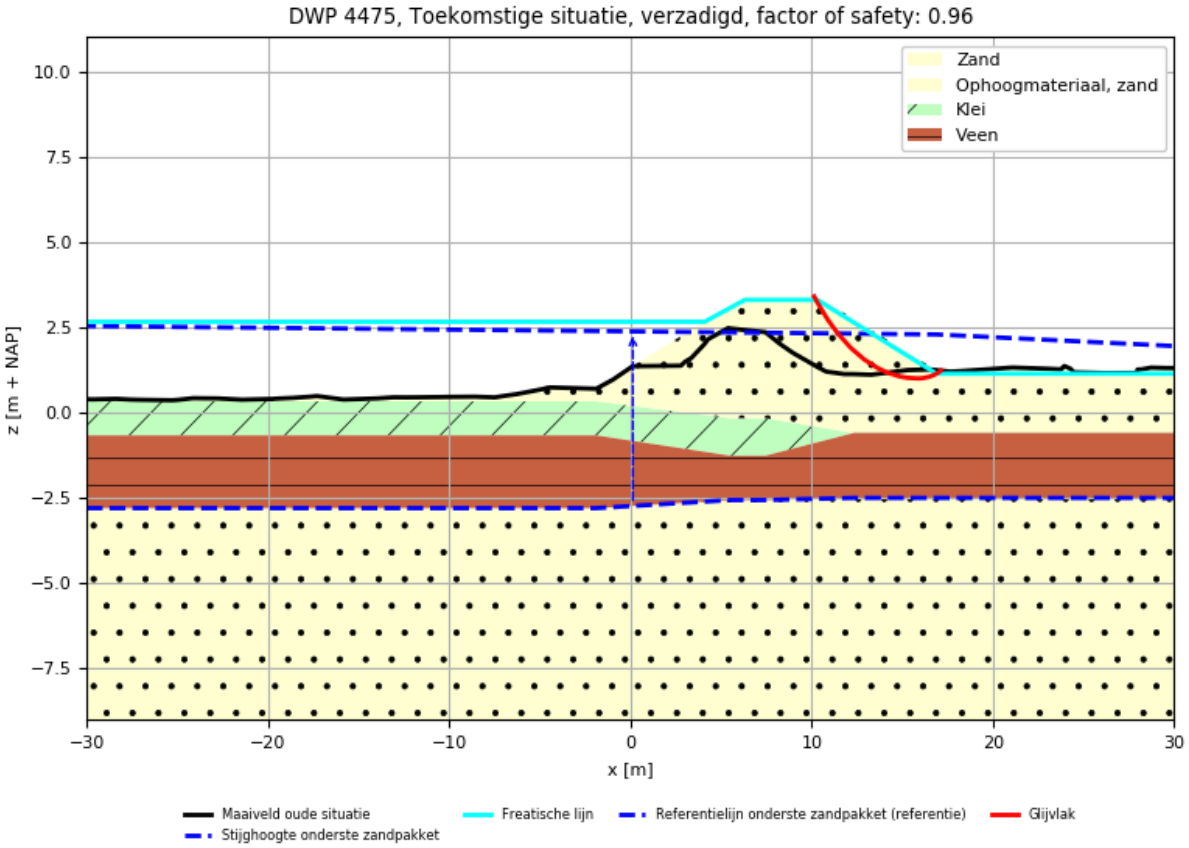
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

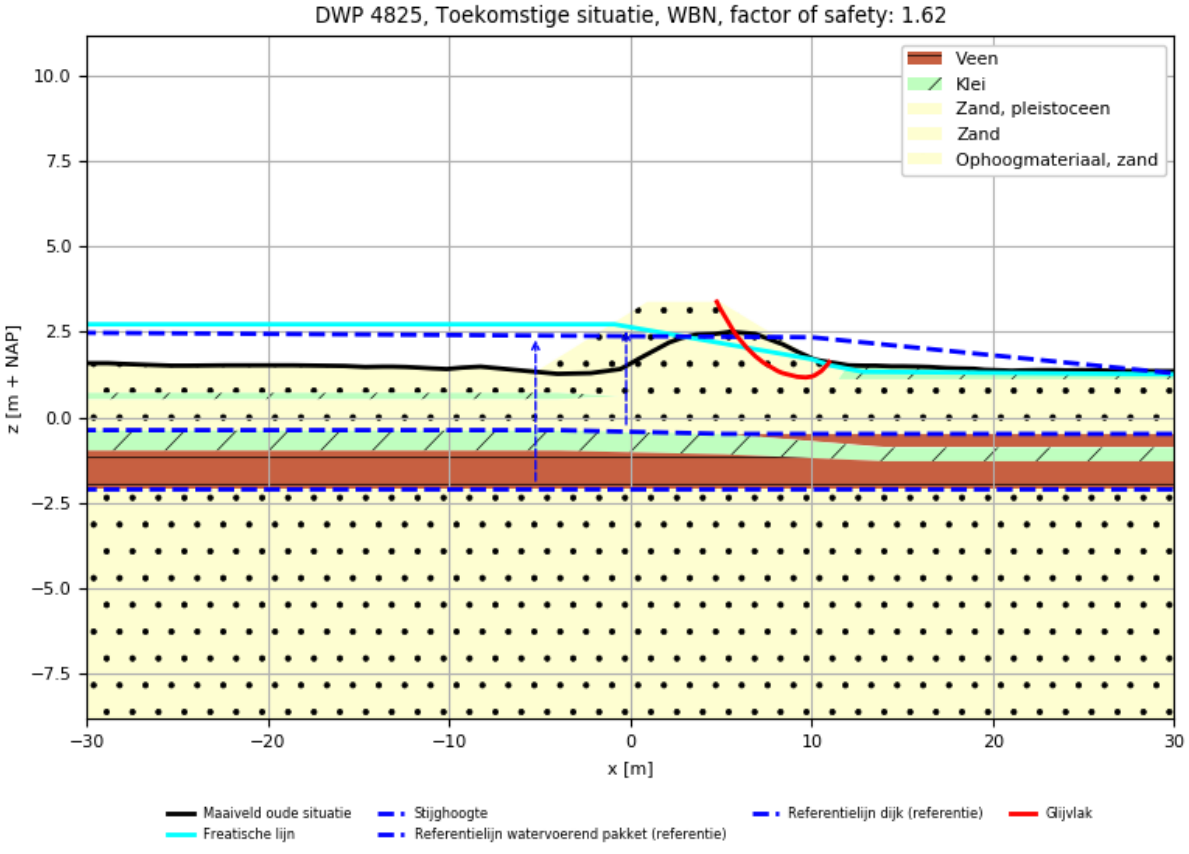



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

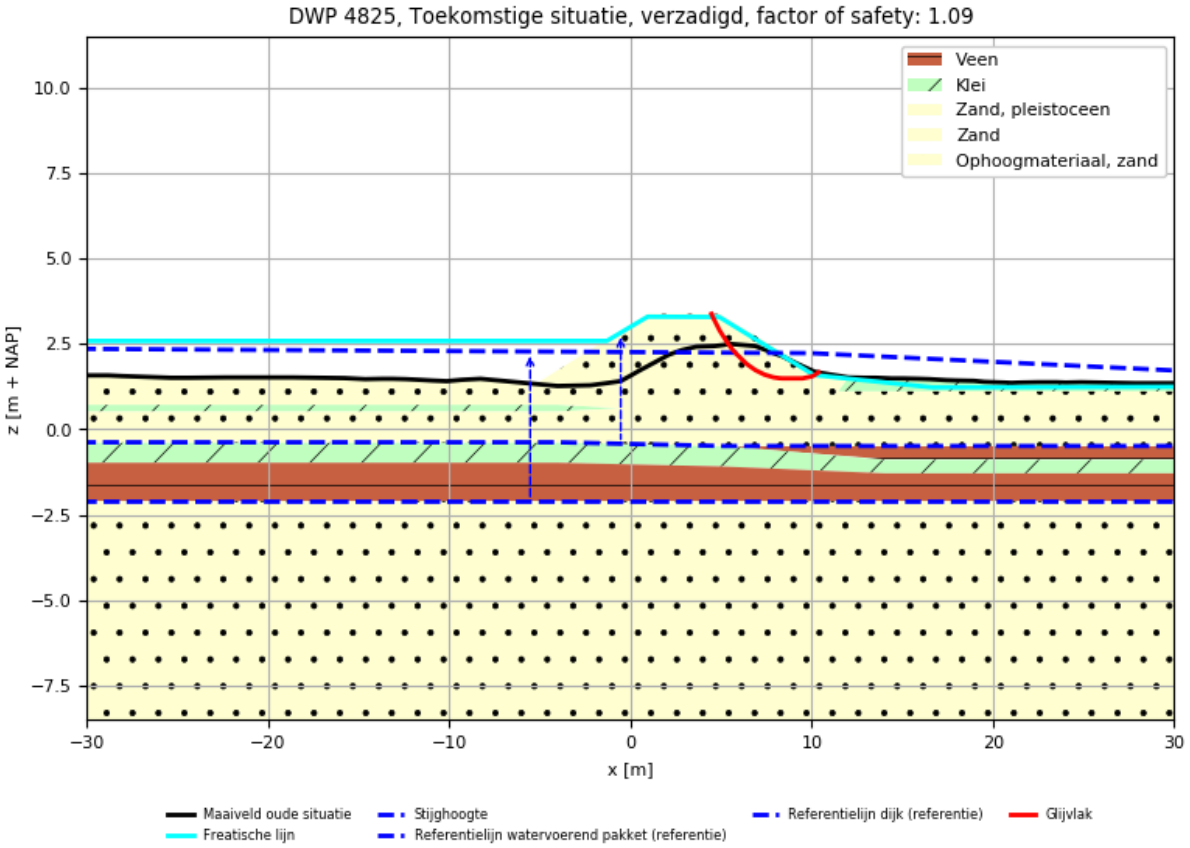
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

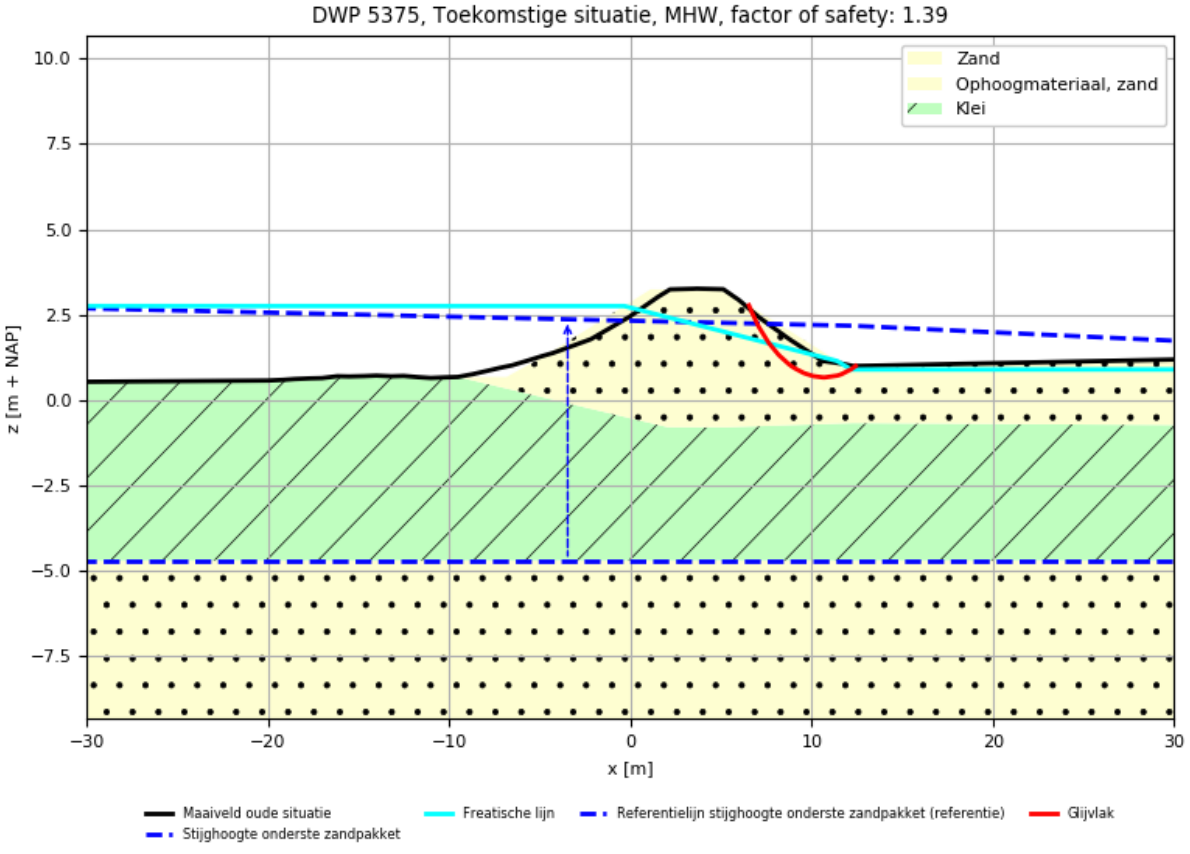



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

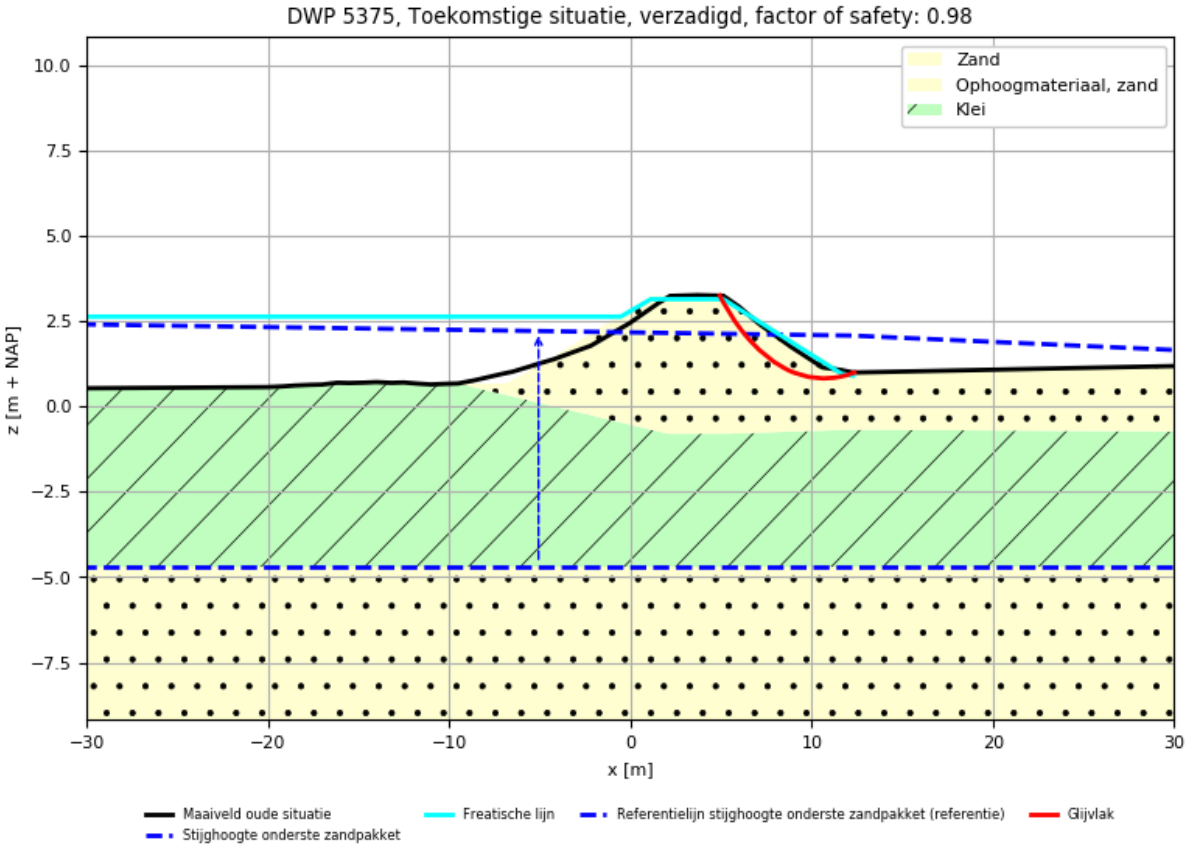
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

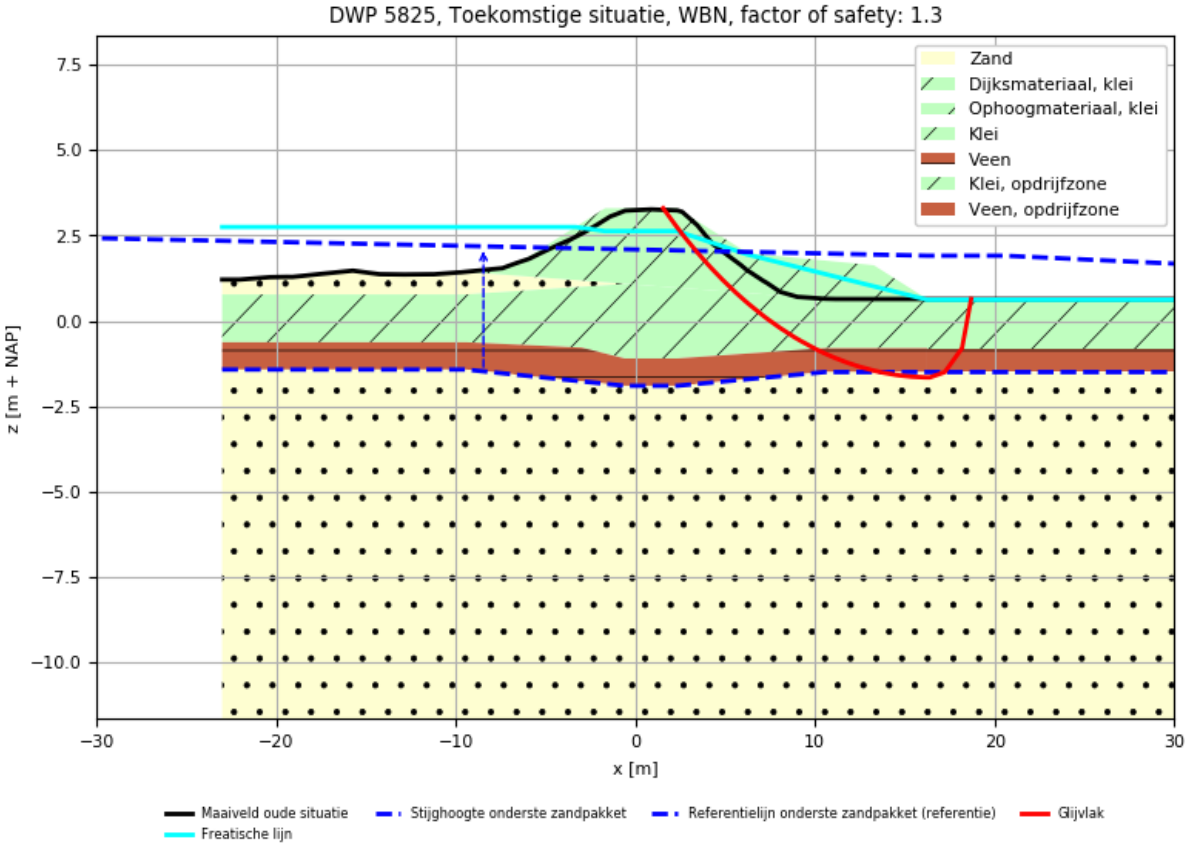



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

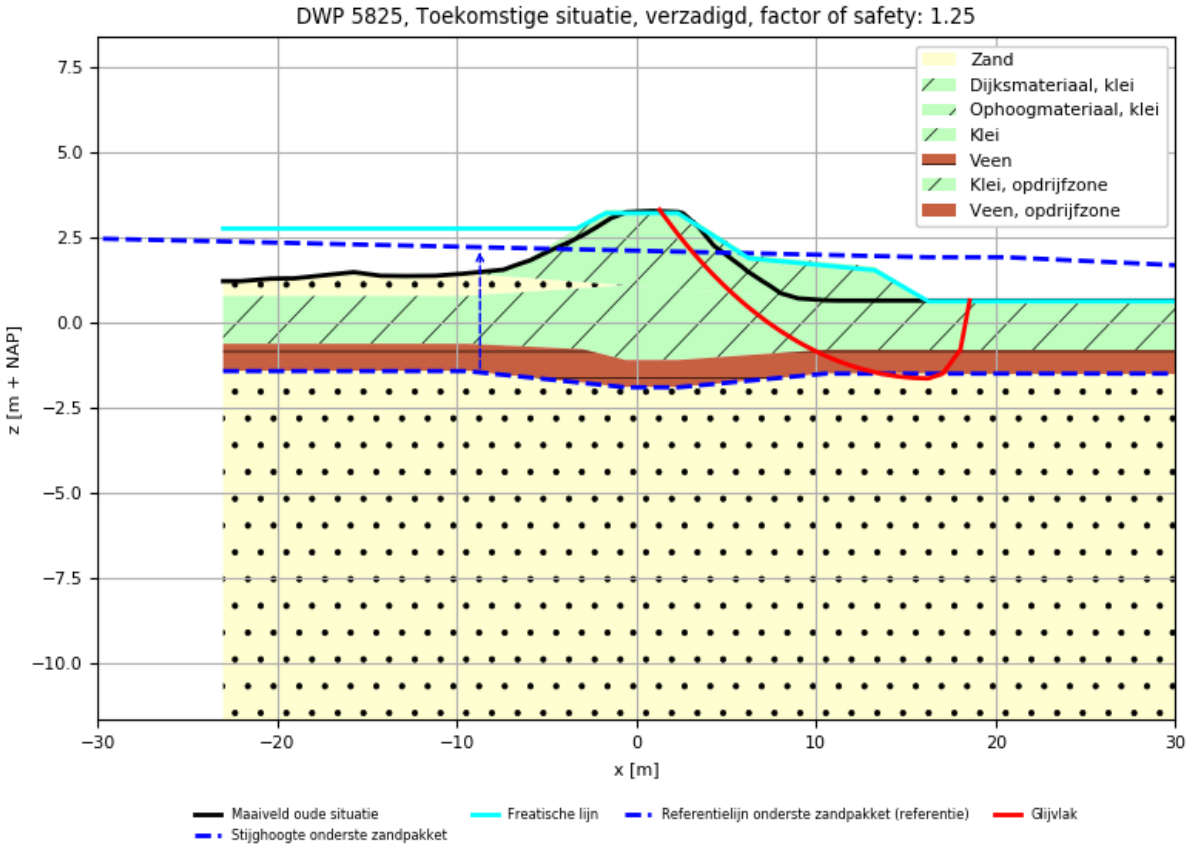
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

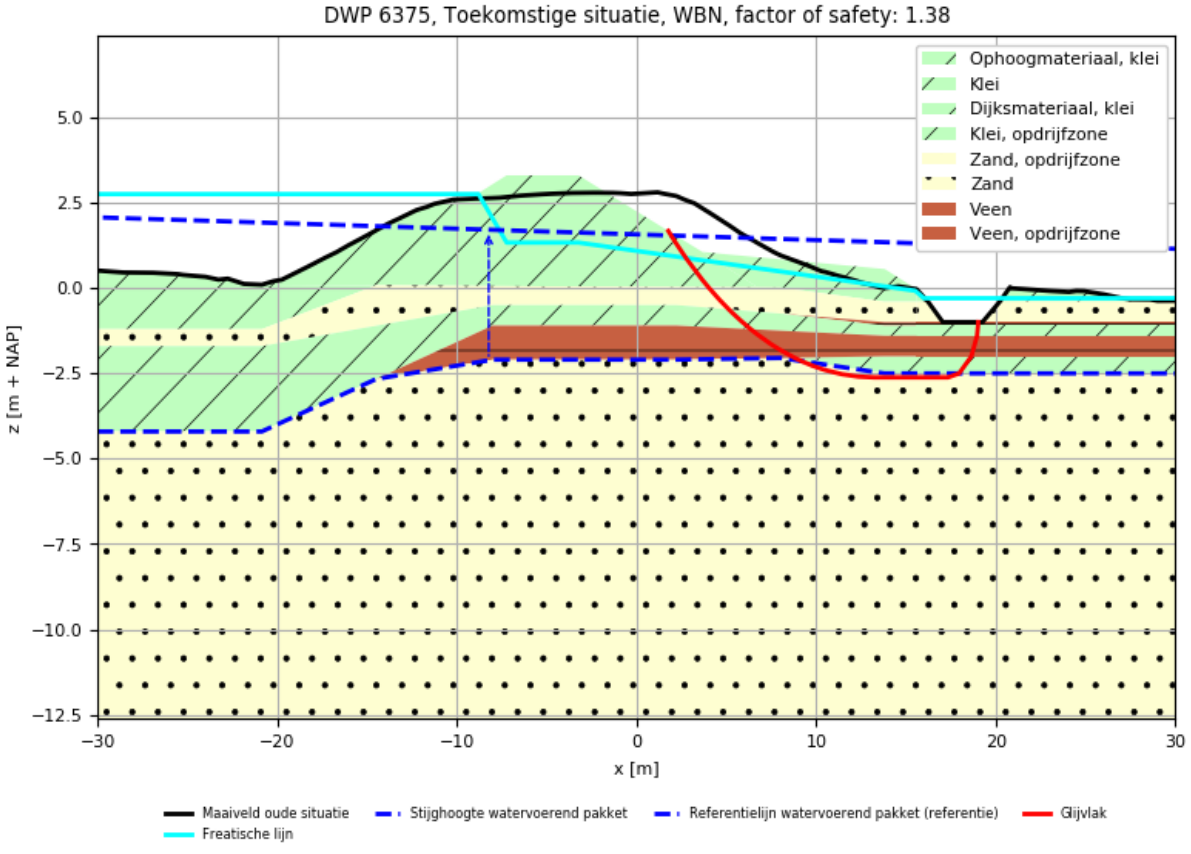



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

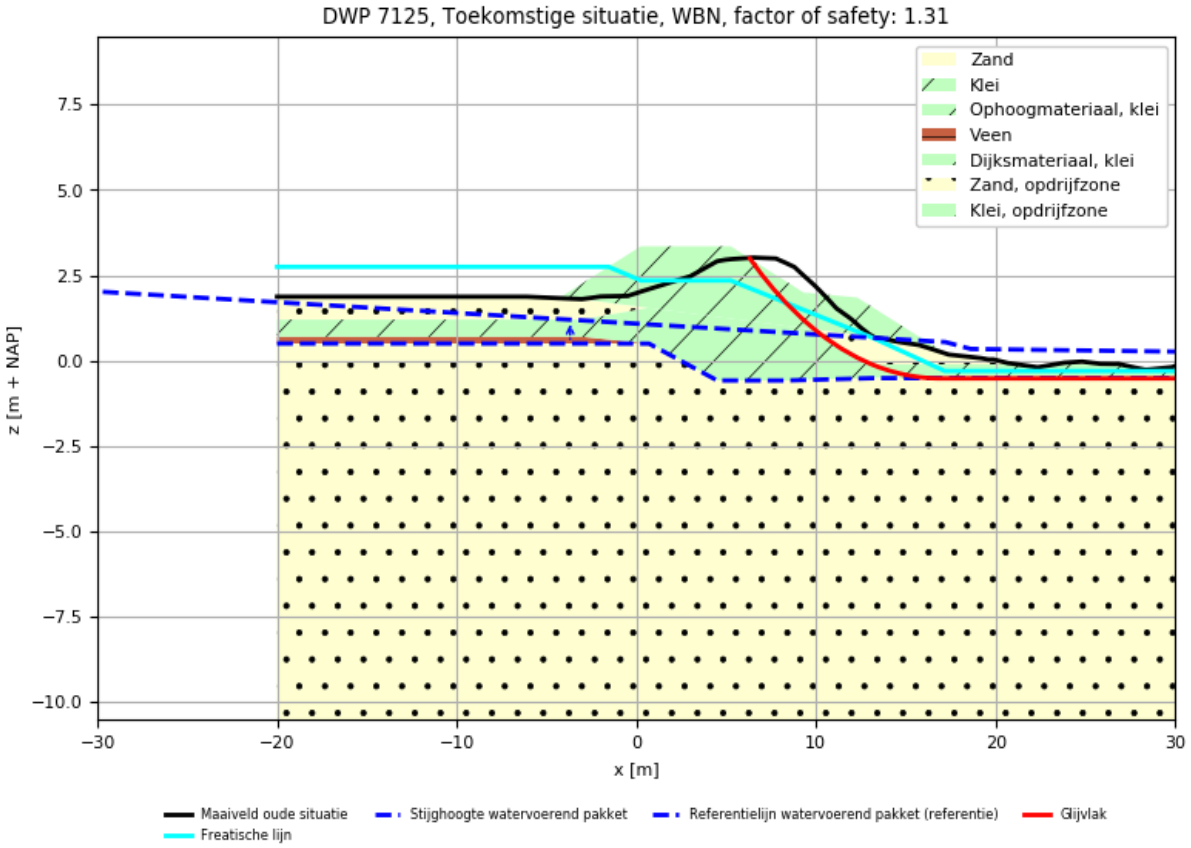
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

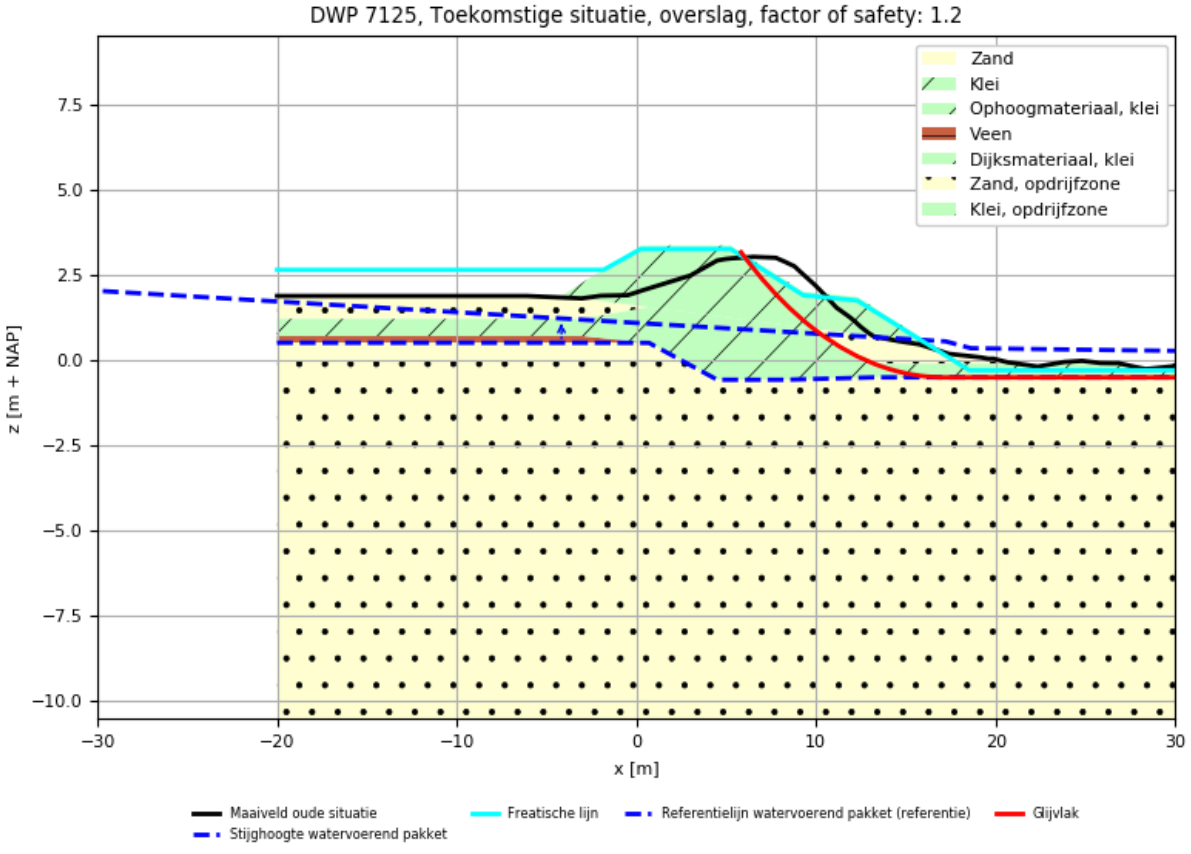



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

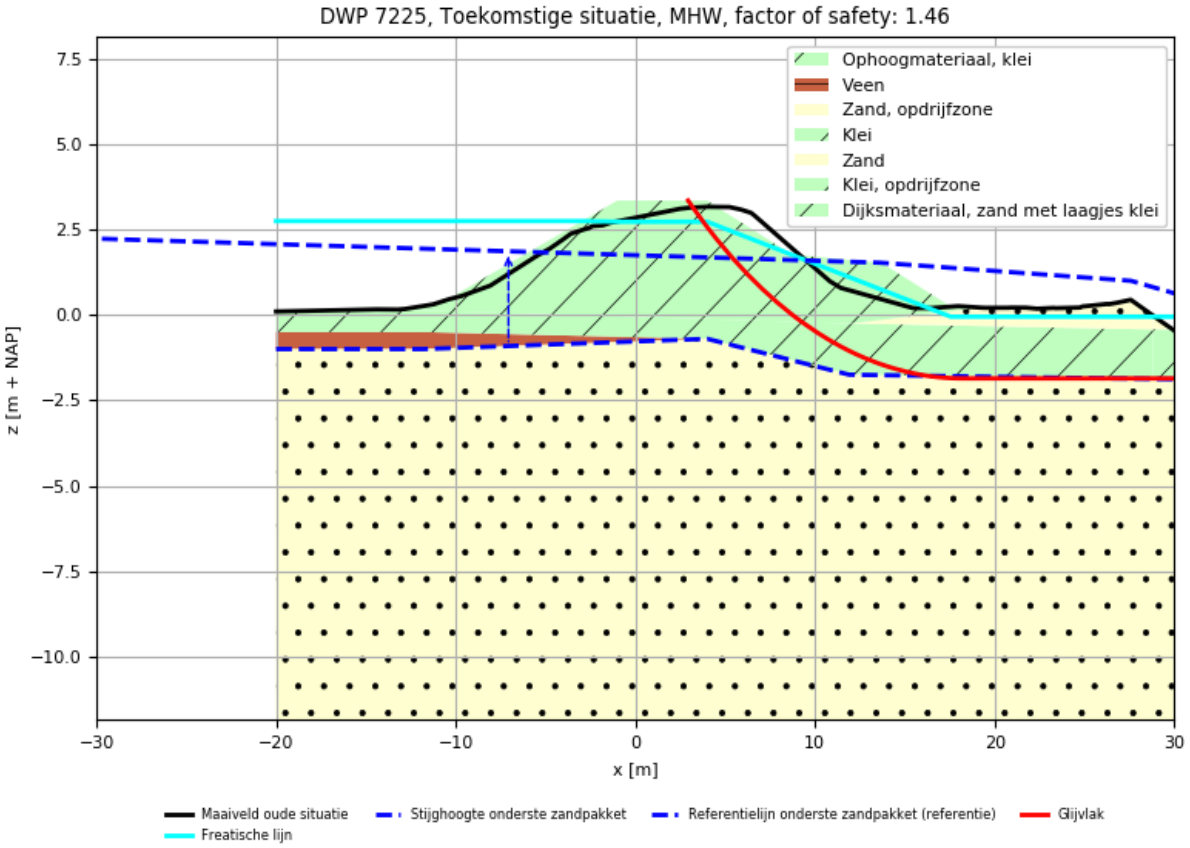
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bembreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

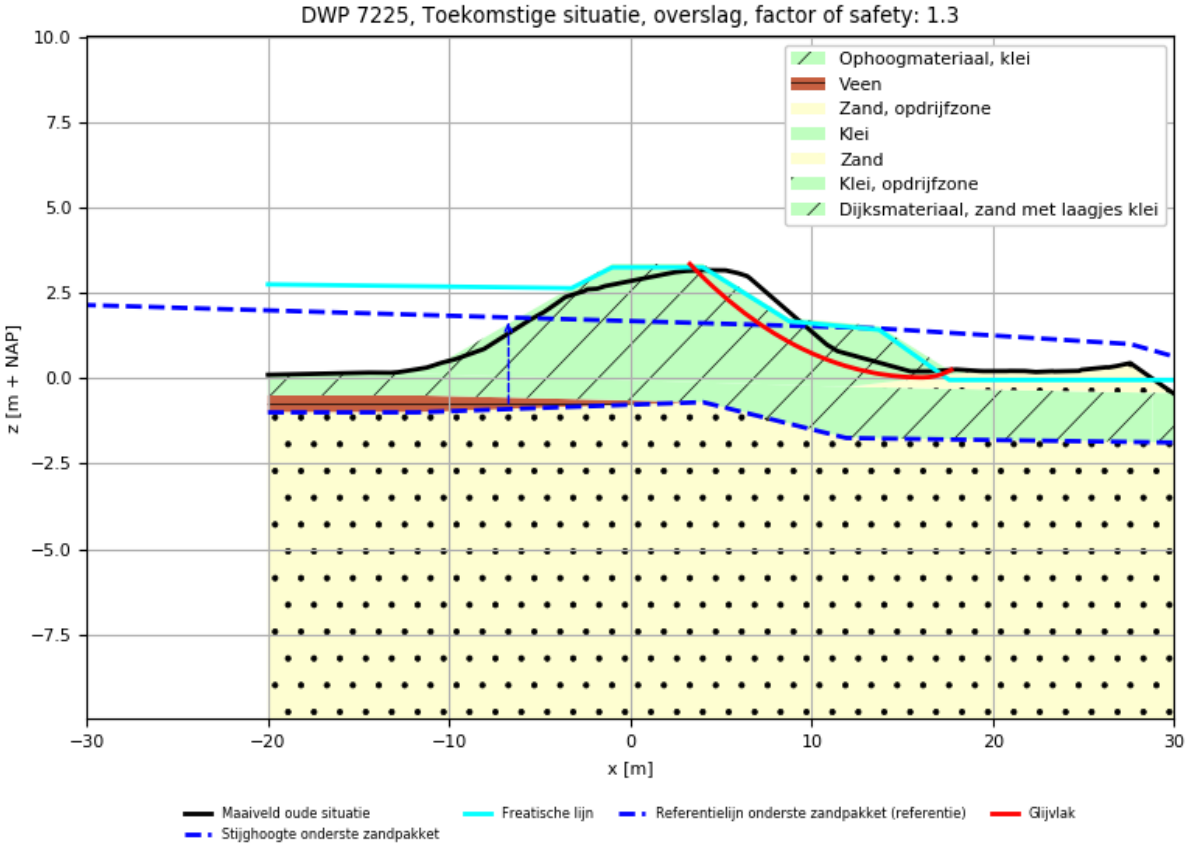



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bembreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

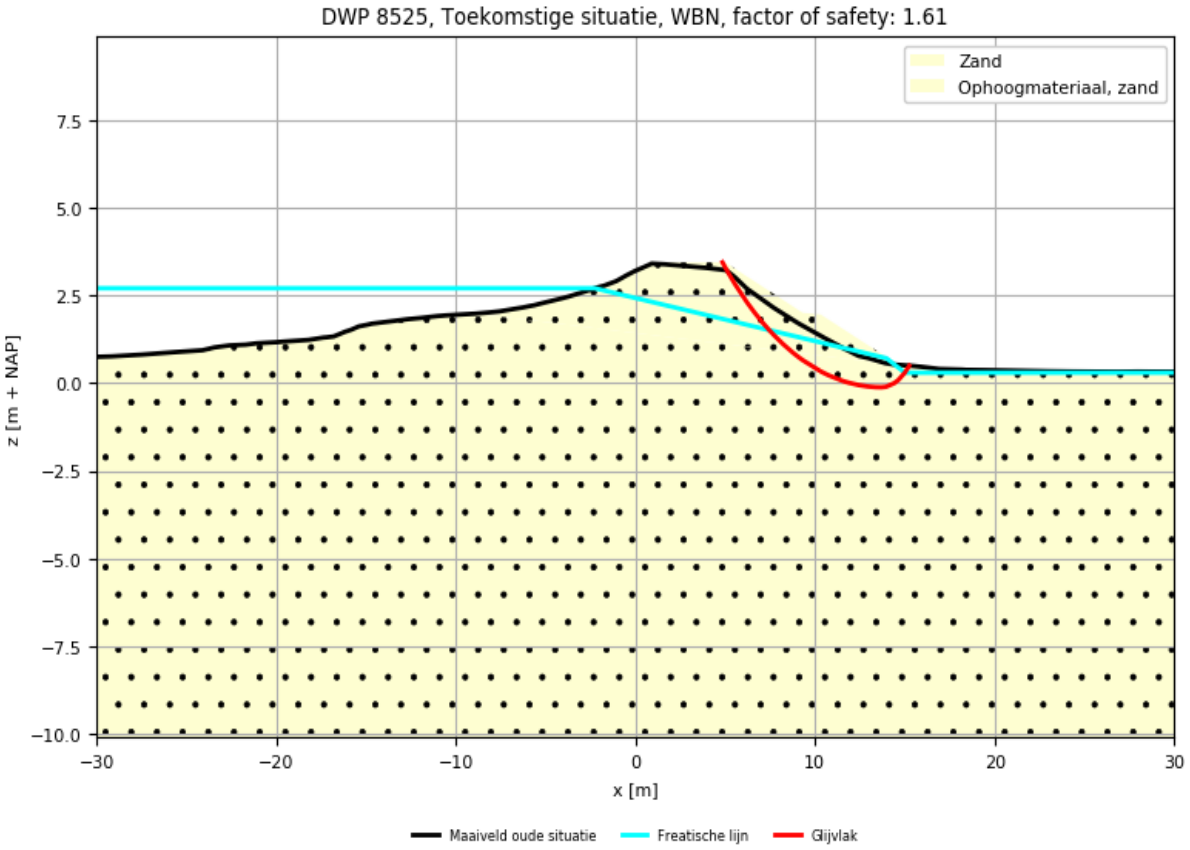
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

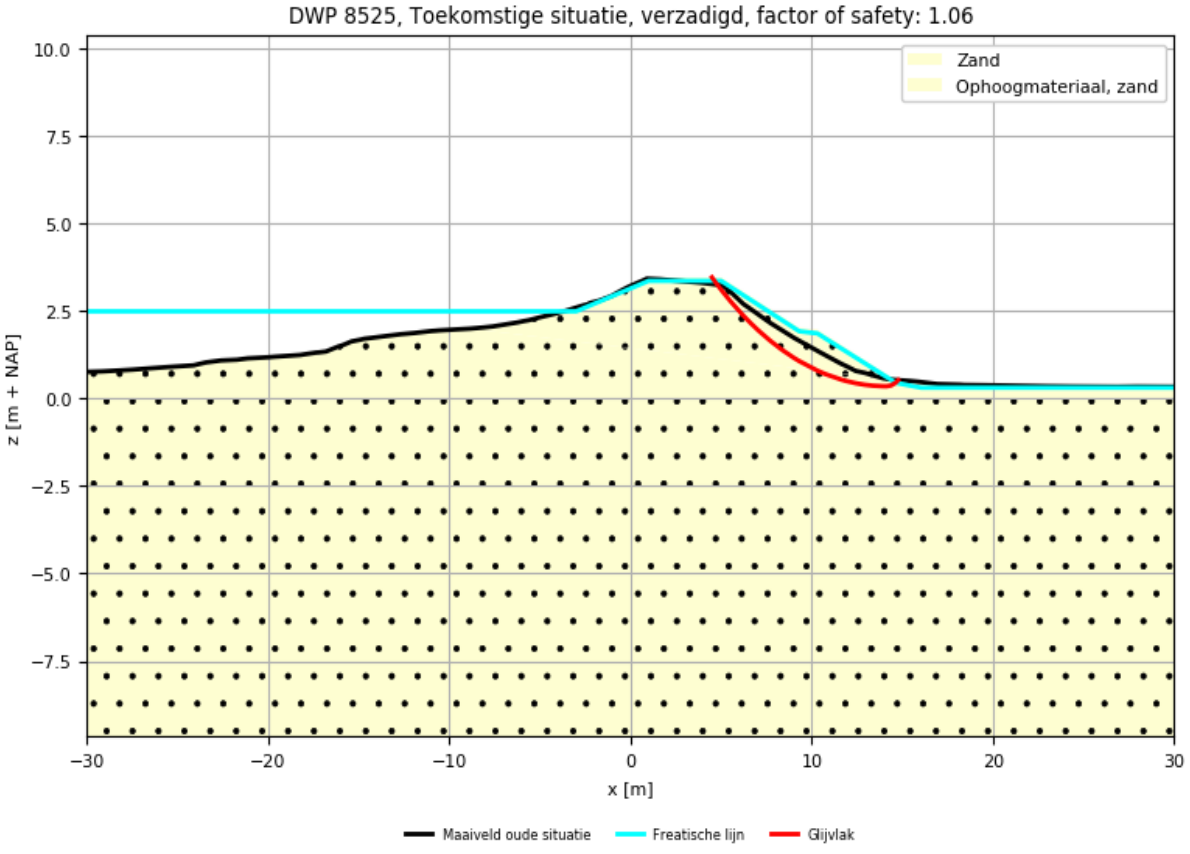



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

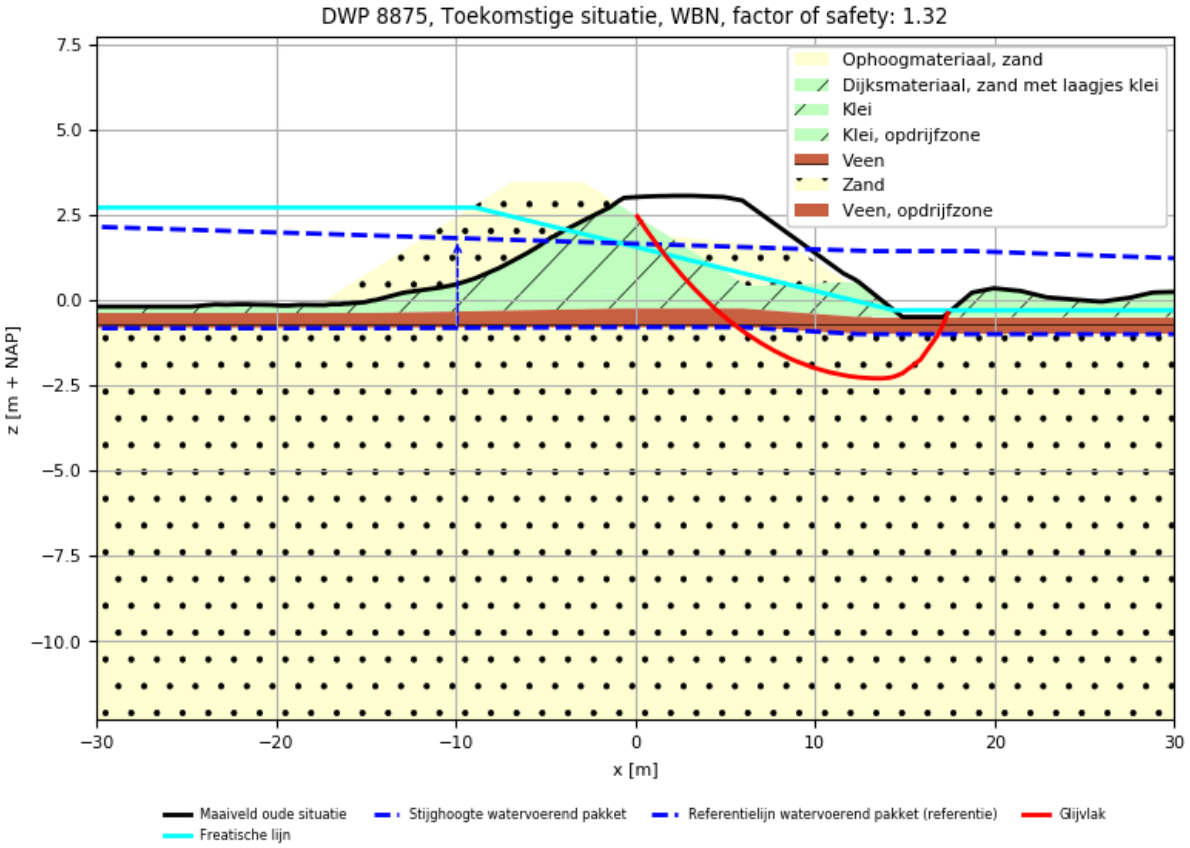
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

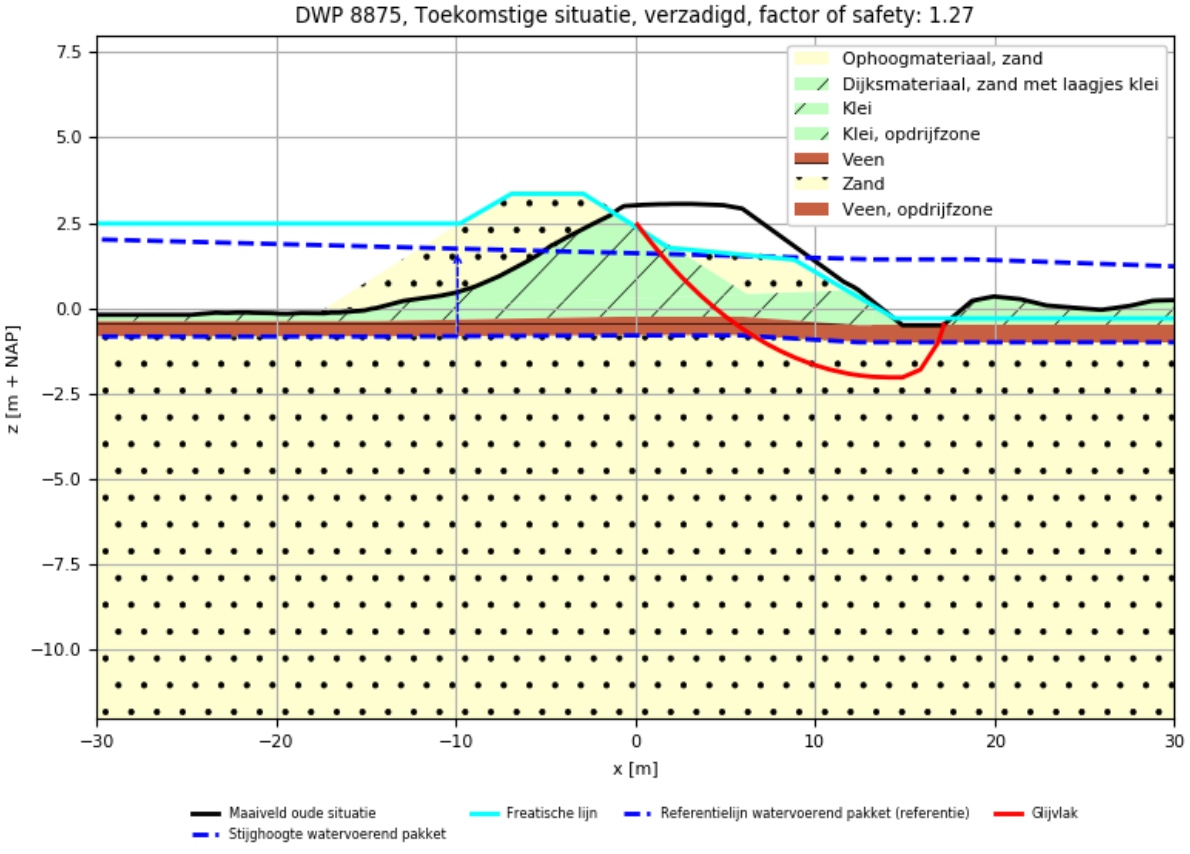



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

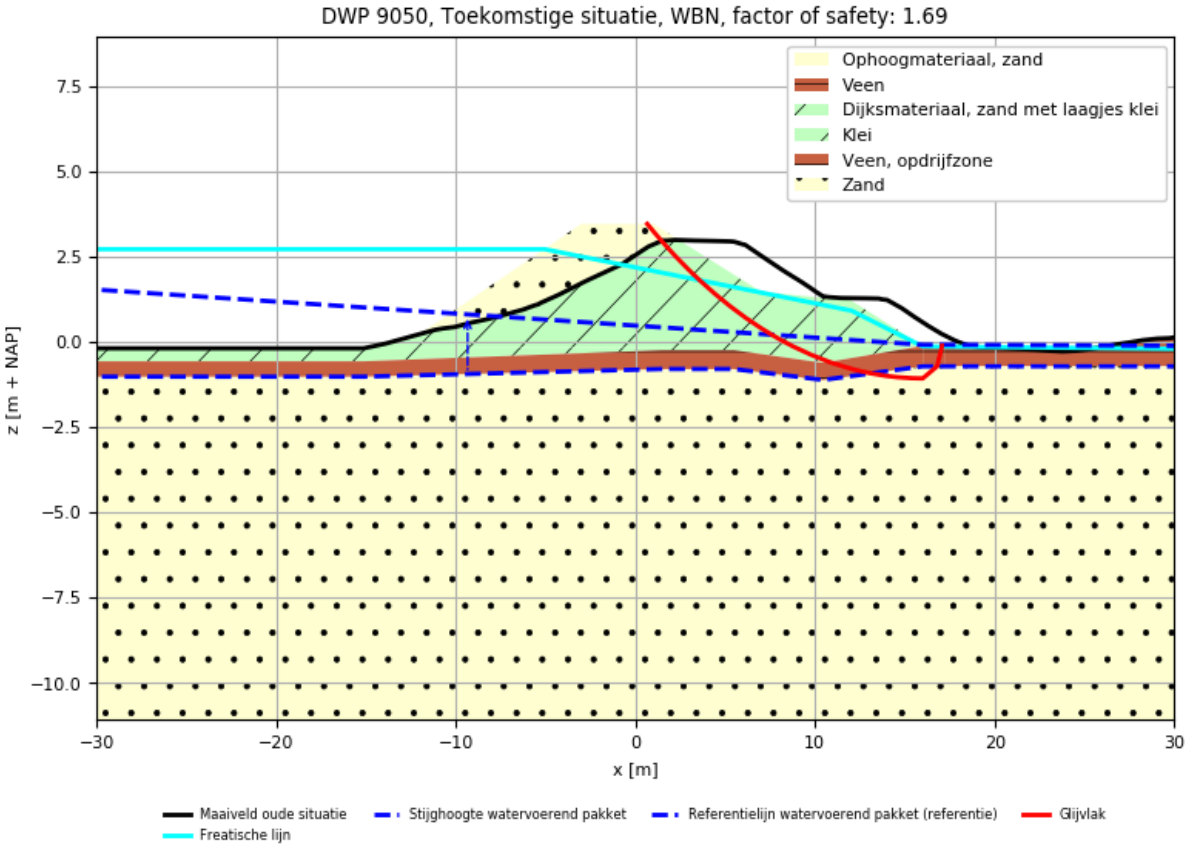
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bembreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

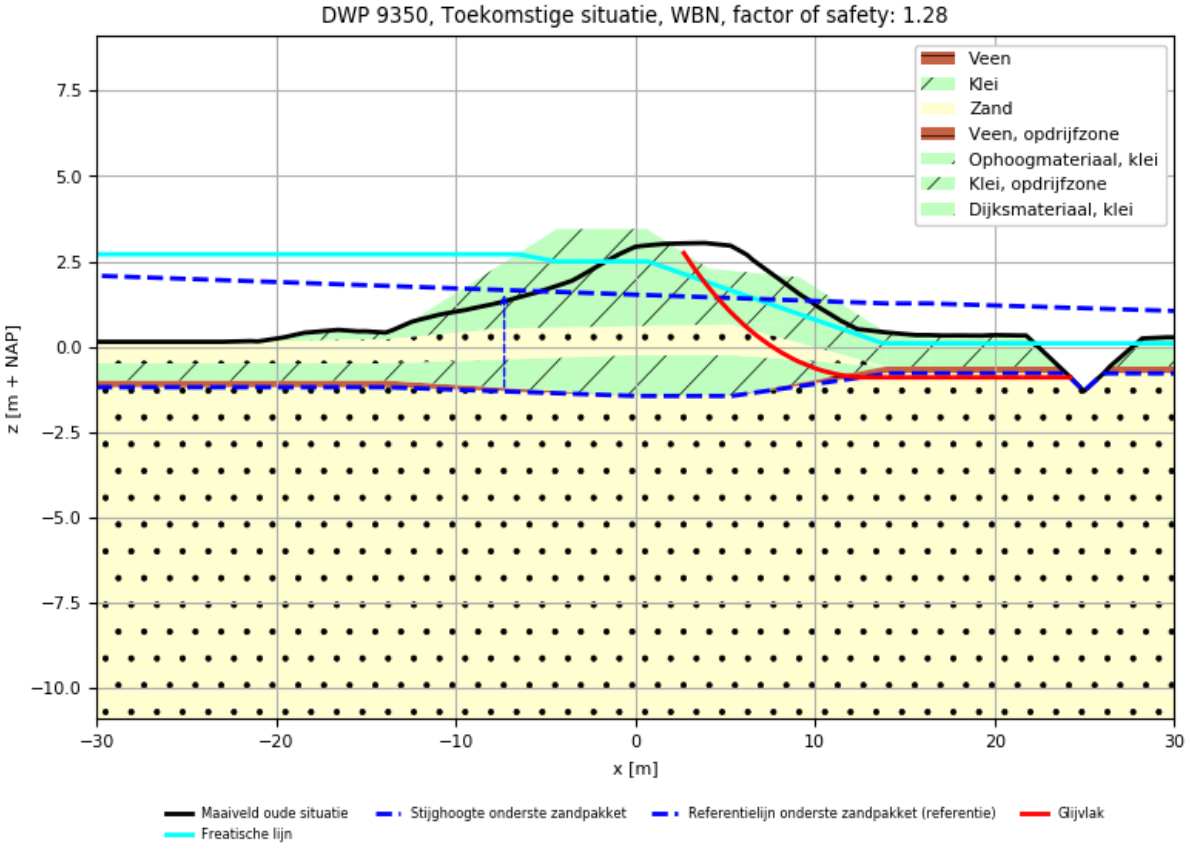



filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bembreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

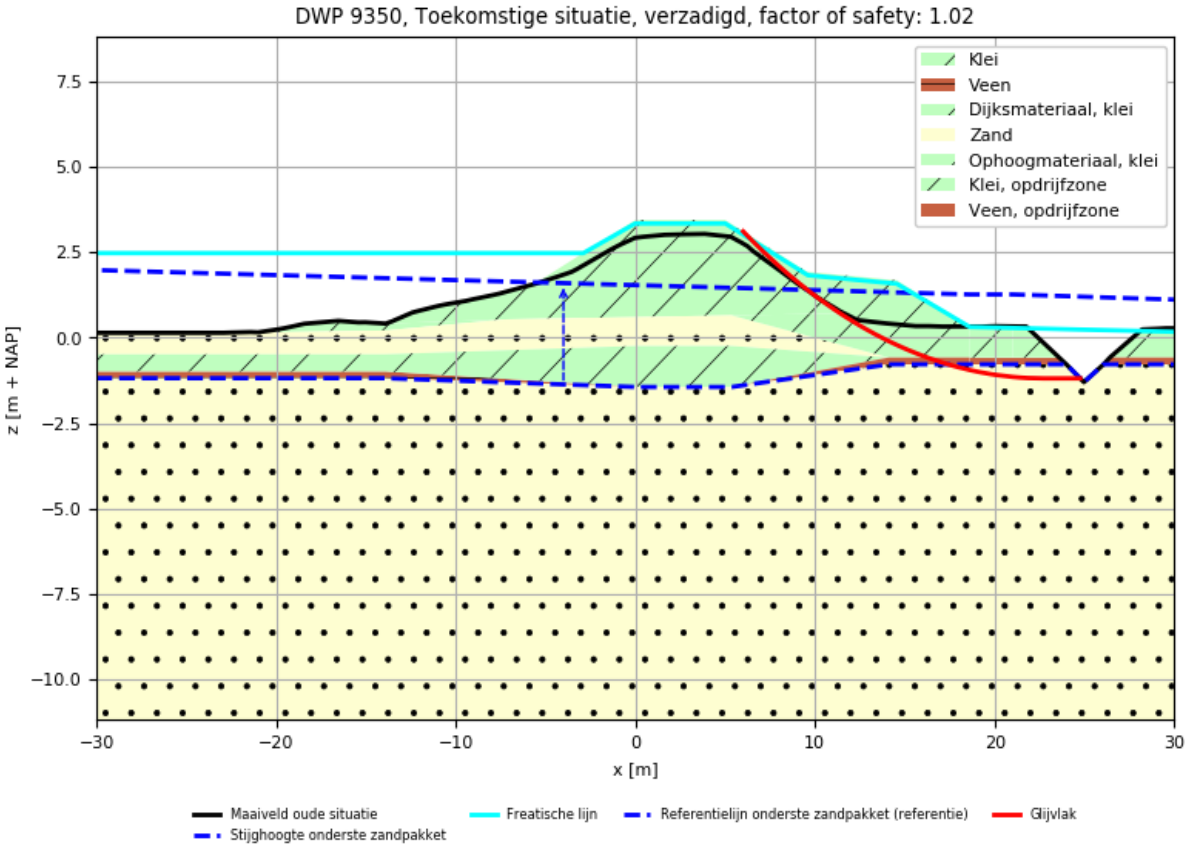
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020



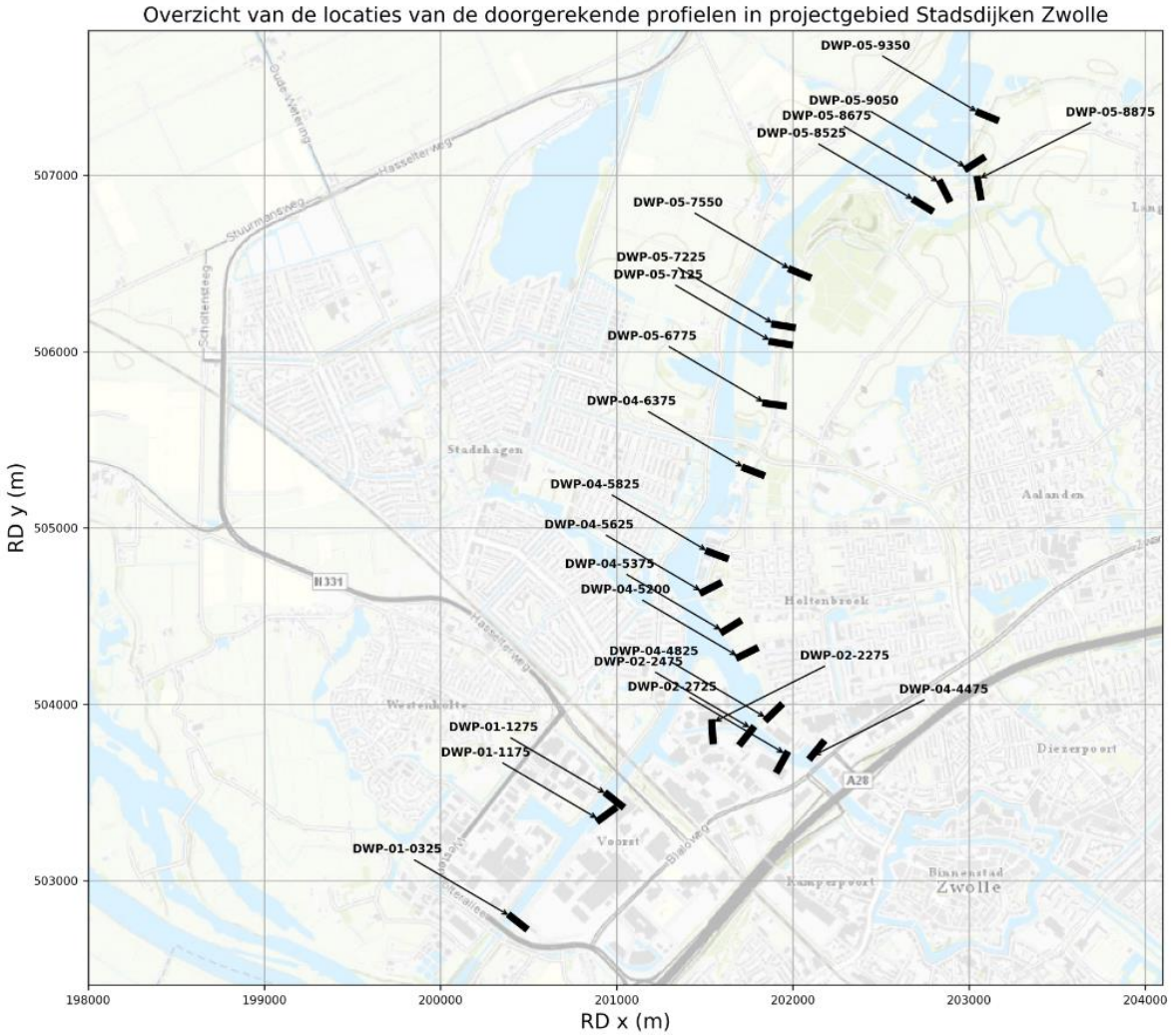




filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

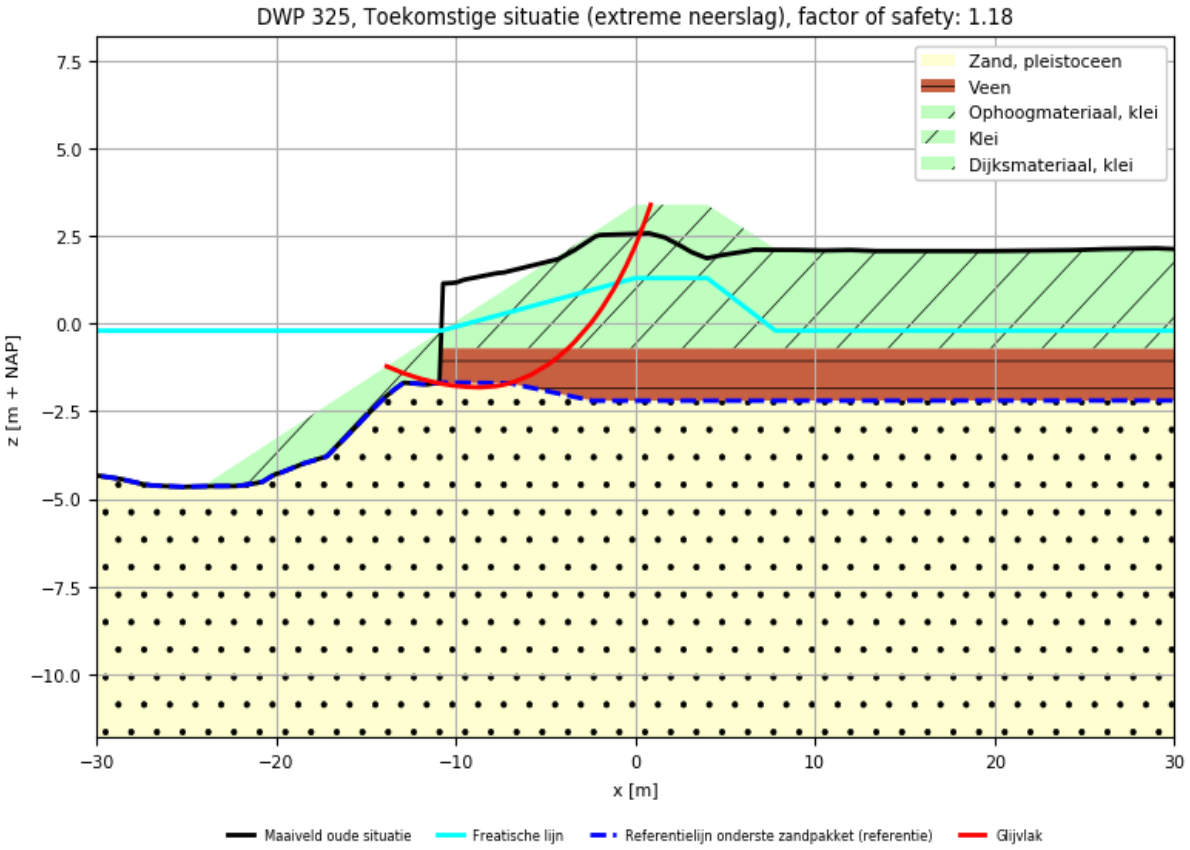
filename: DT5b-9350-STBI-Verzadigd_Bermbreedte5m_Voldoet_v2.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

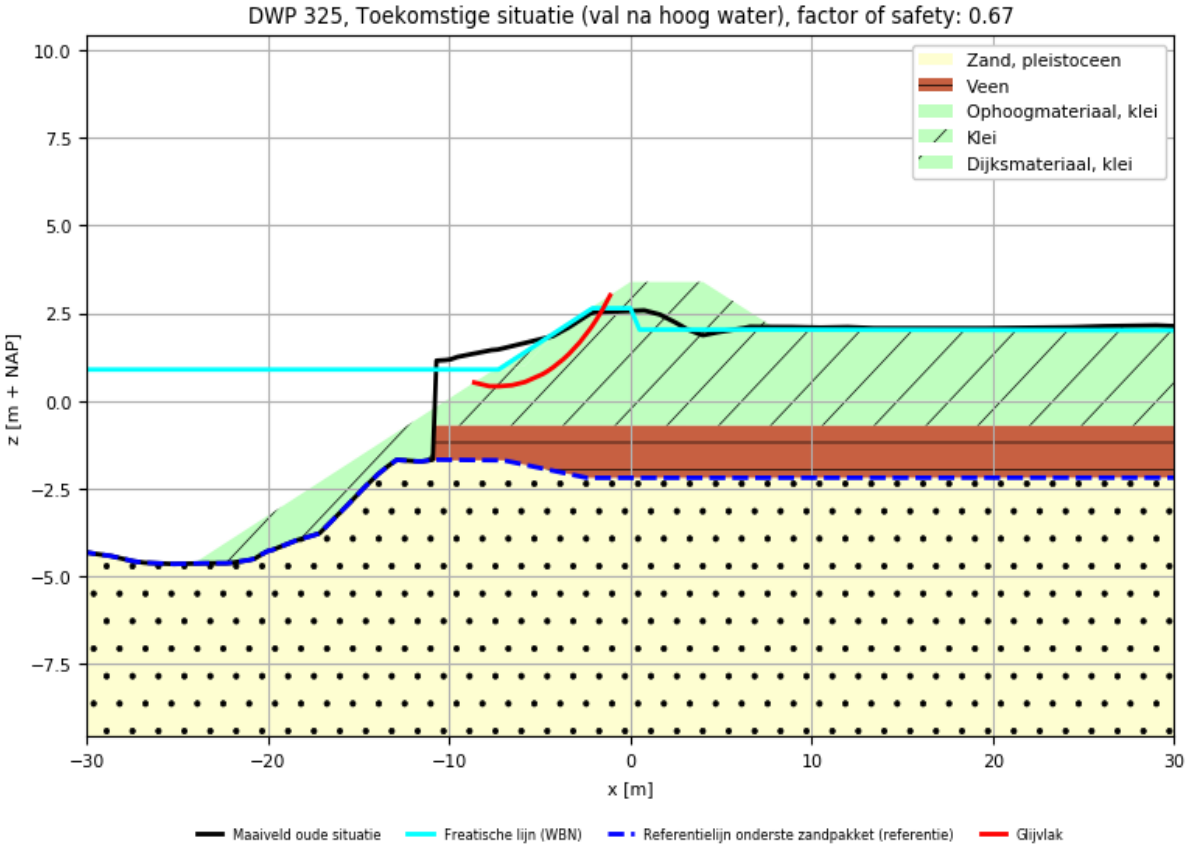


# Bijlage 5. Berekeningsresultaten STBU



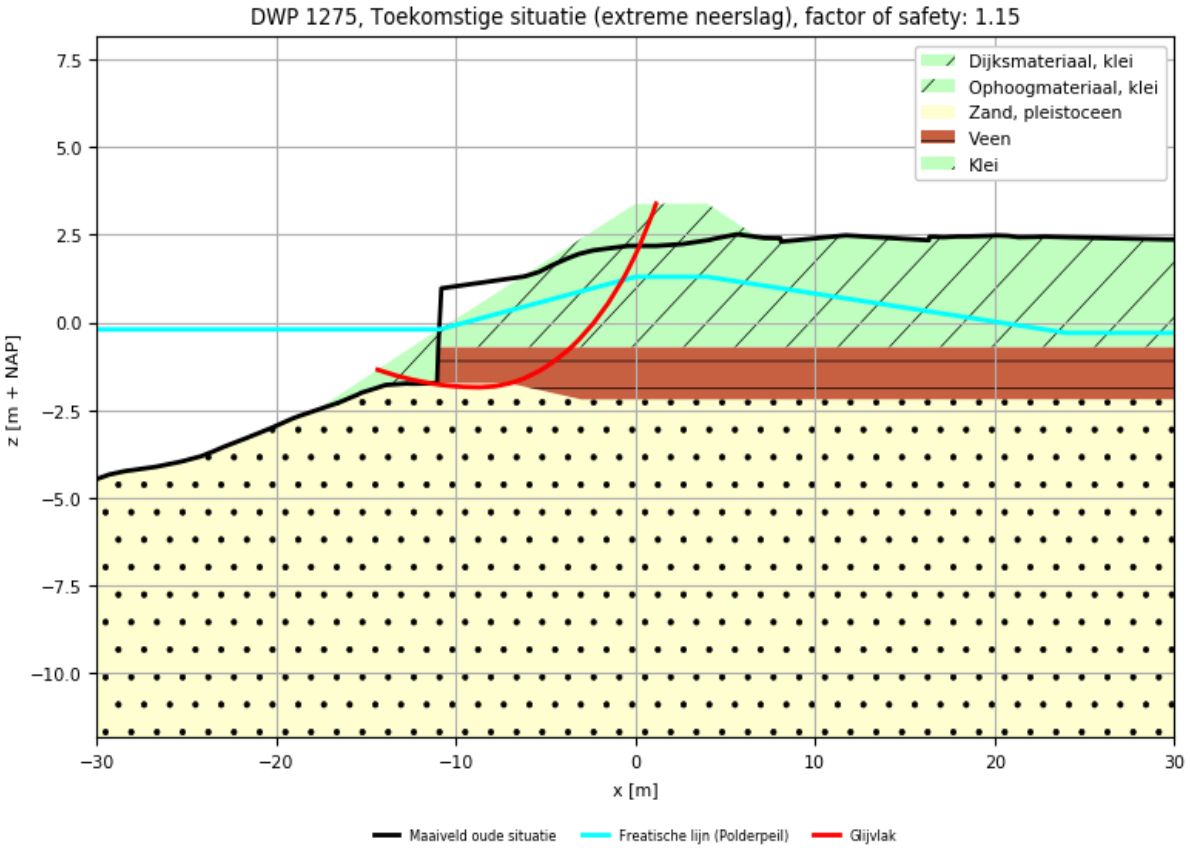
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 02-10-2020

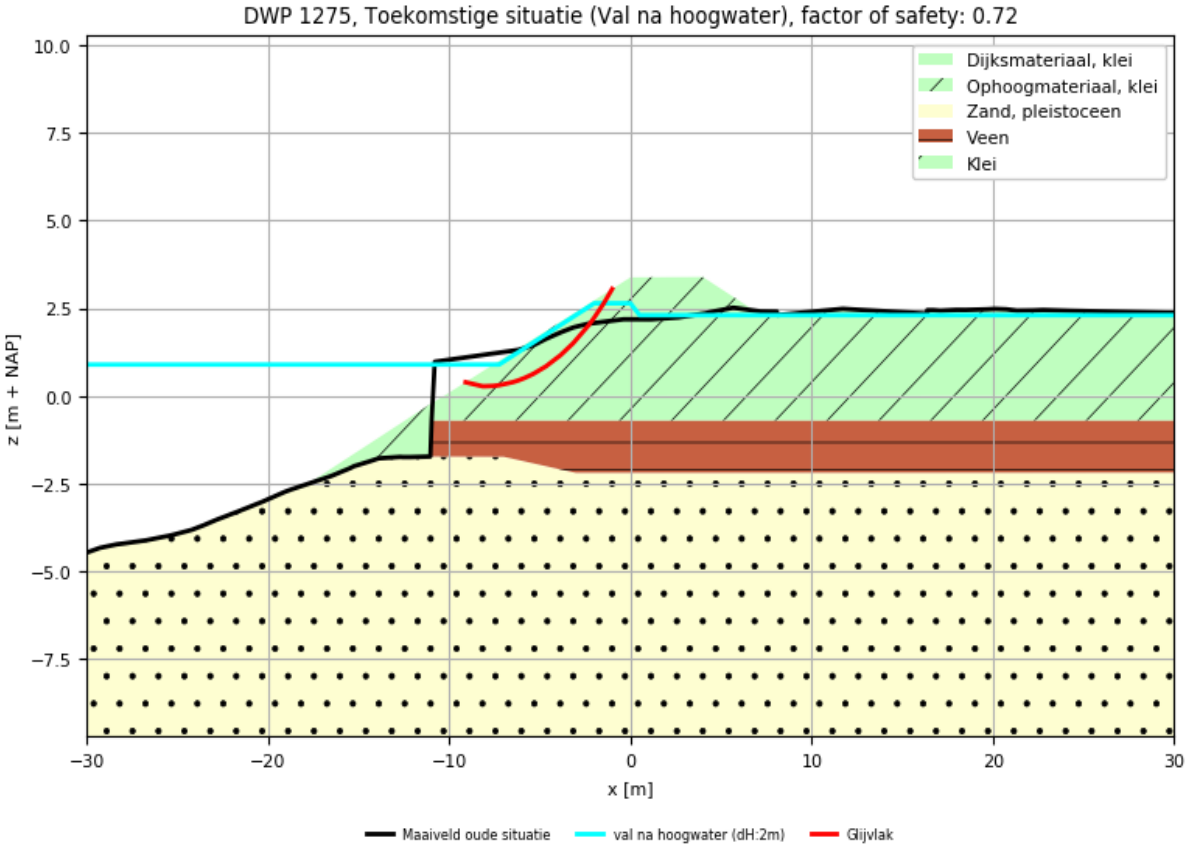



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 02-10-2020

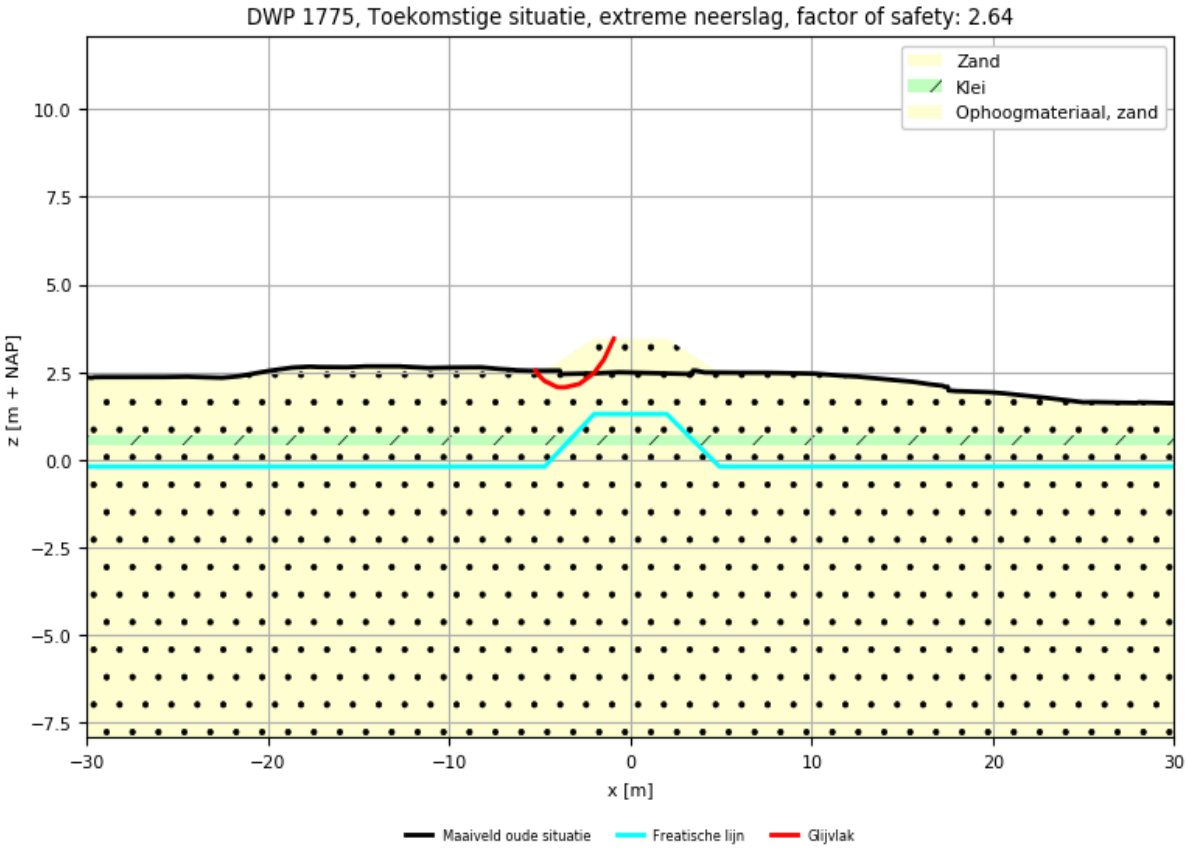
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 02-10-2020

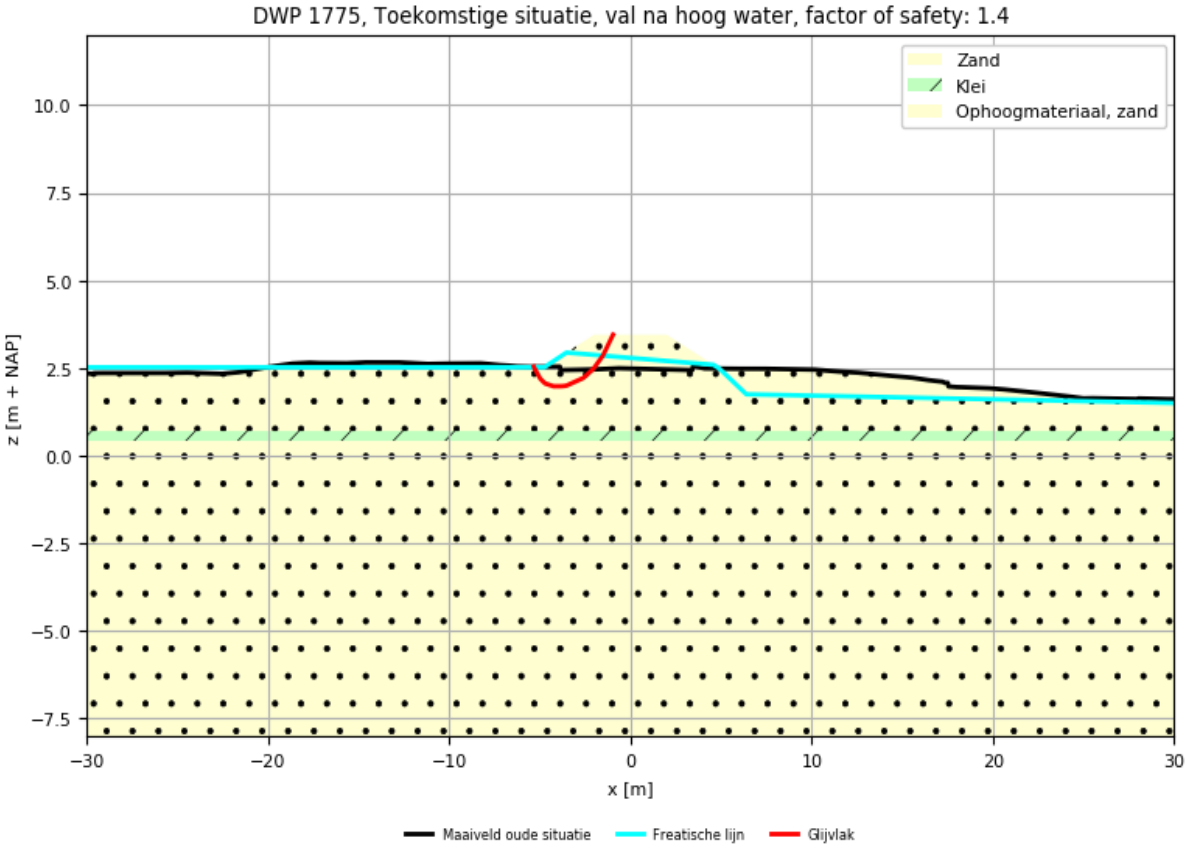



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 02-10-2020

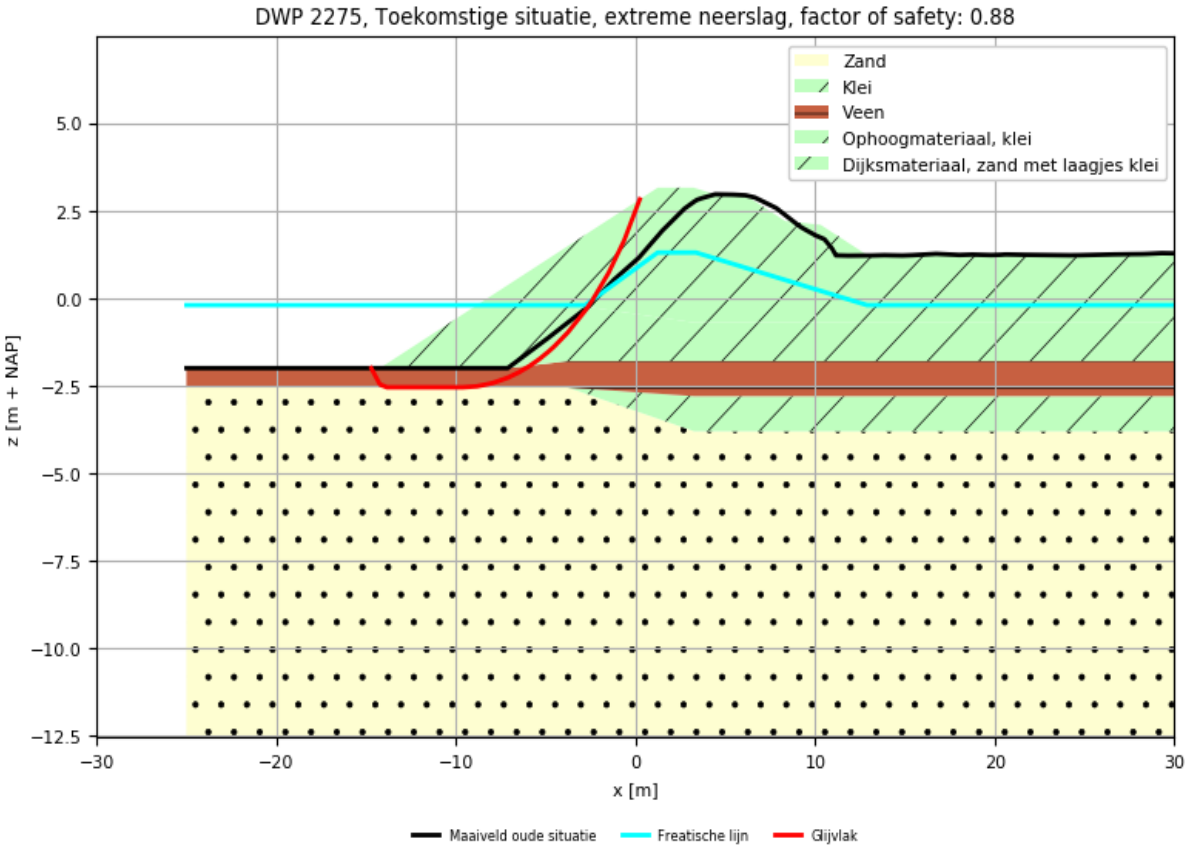
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

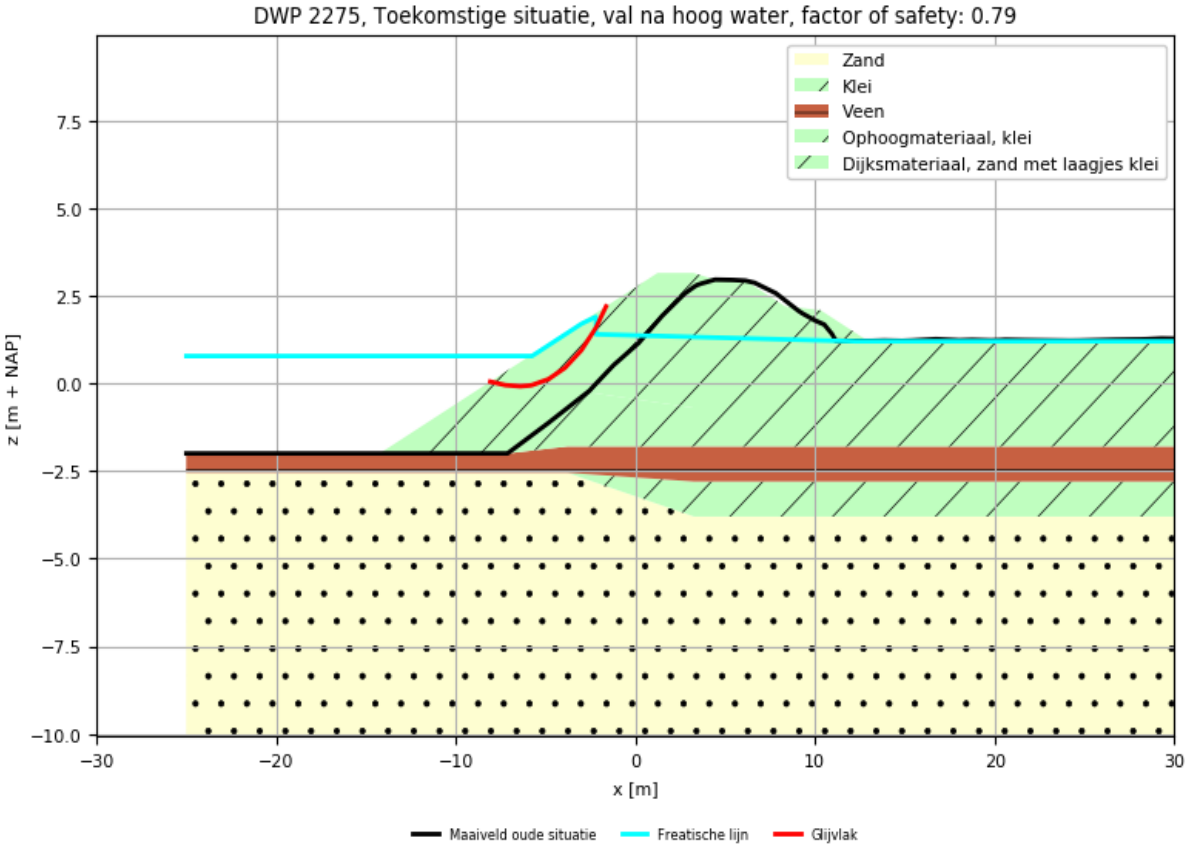



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

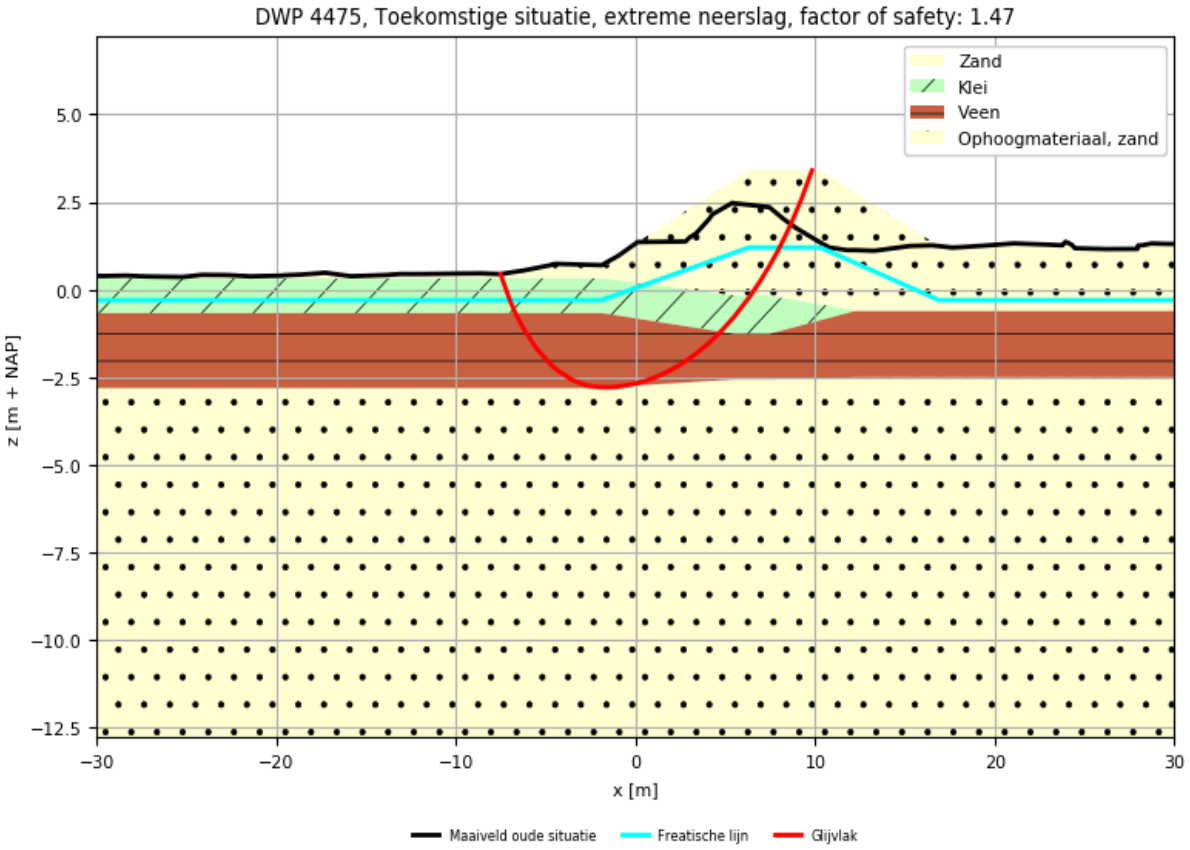
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

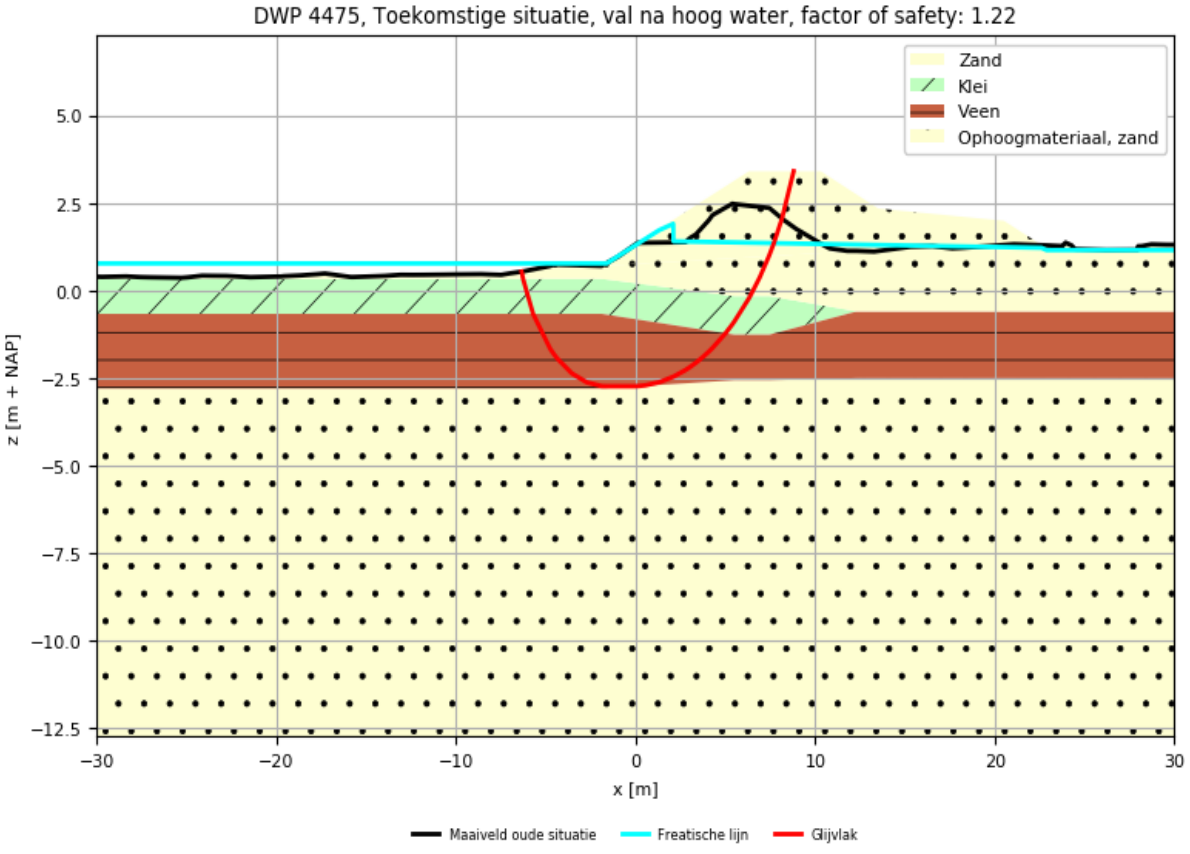



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

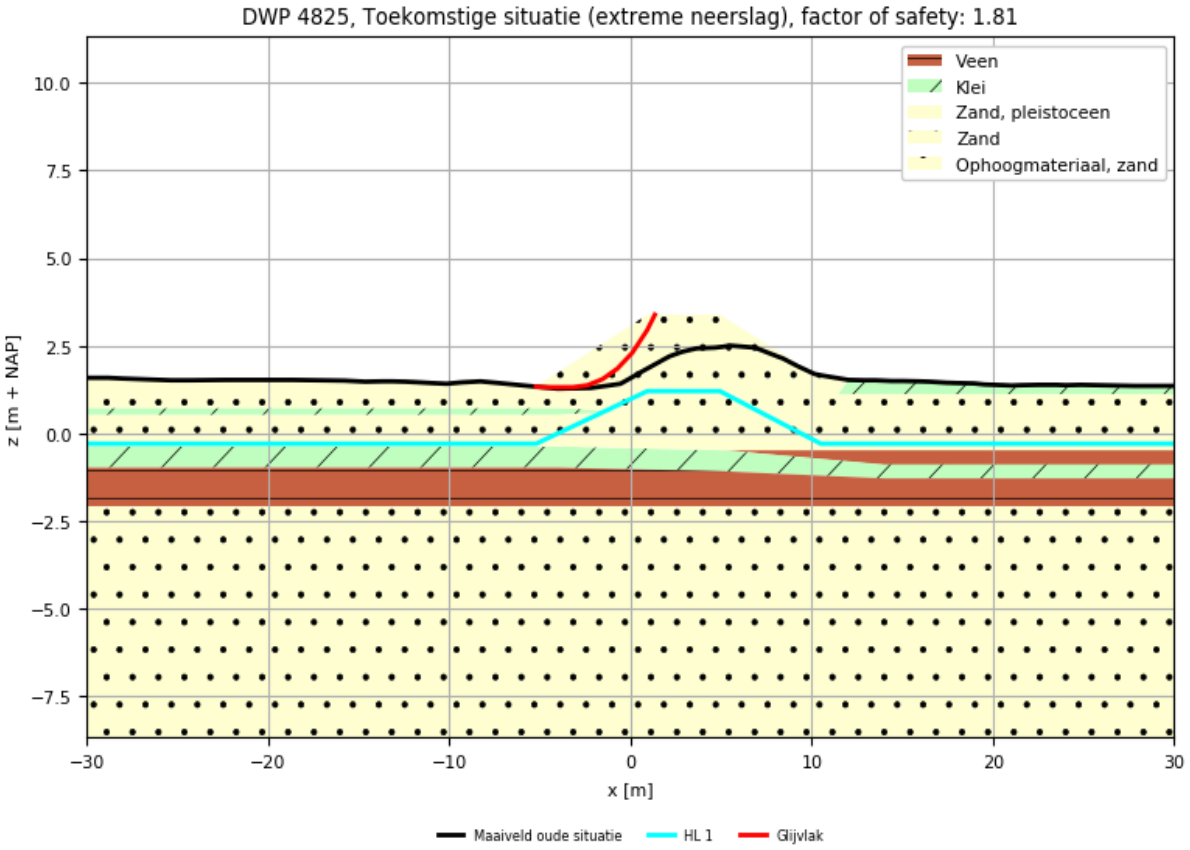
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

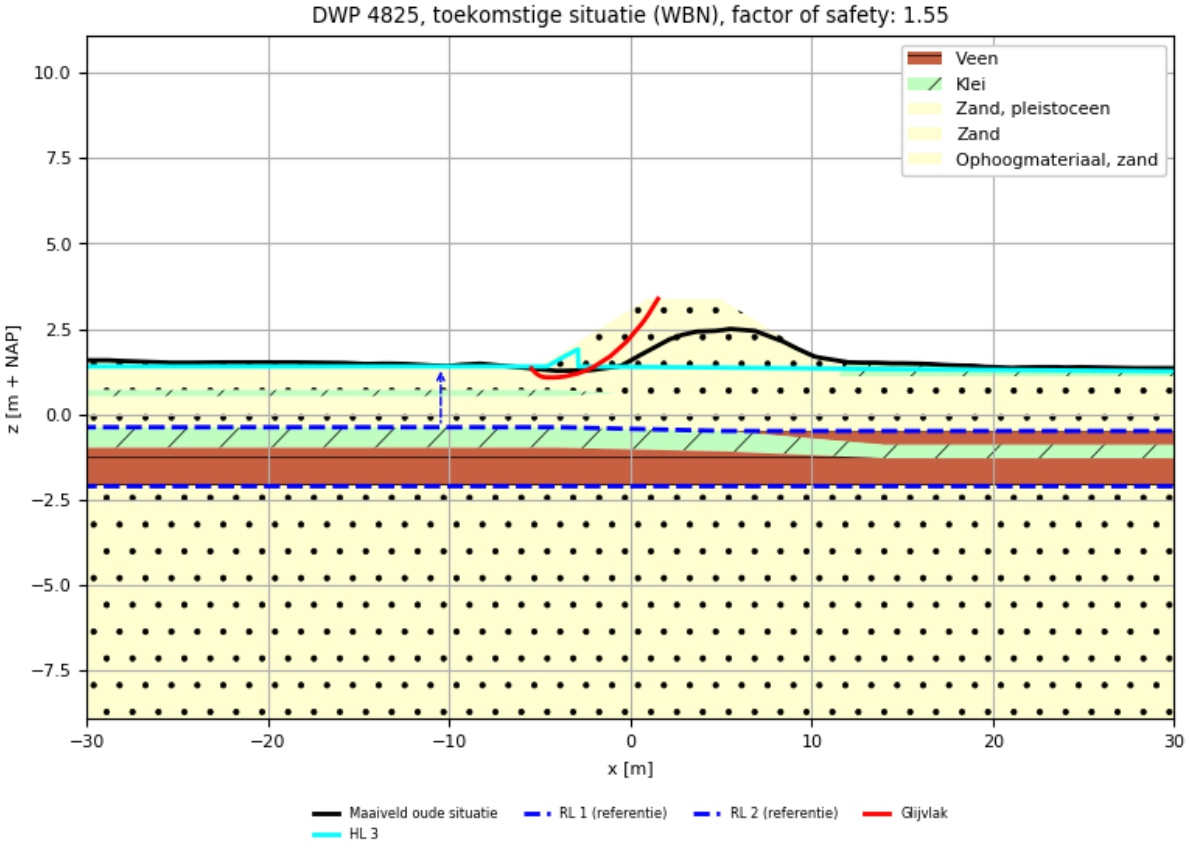



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

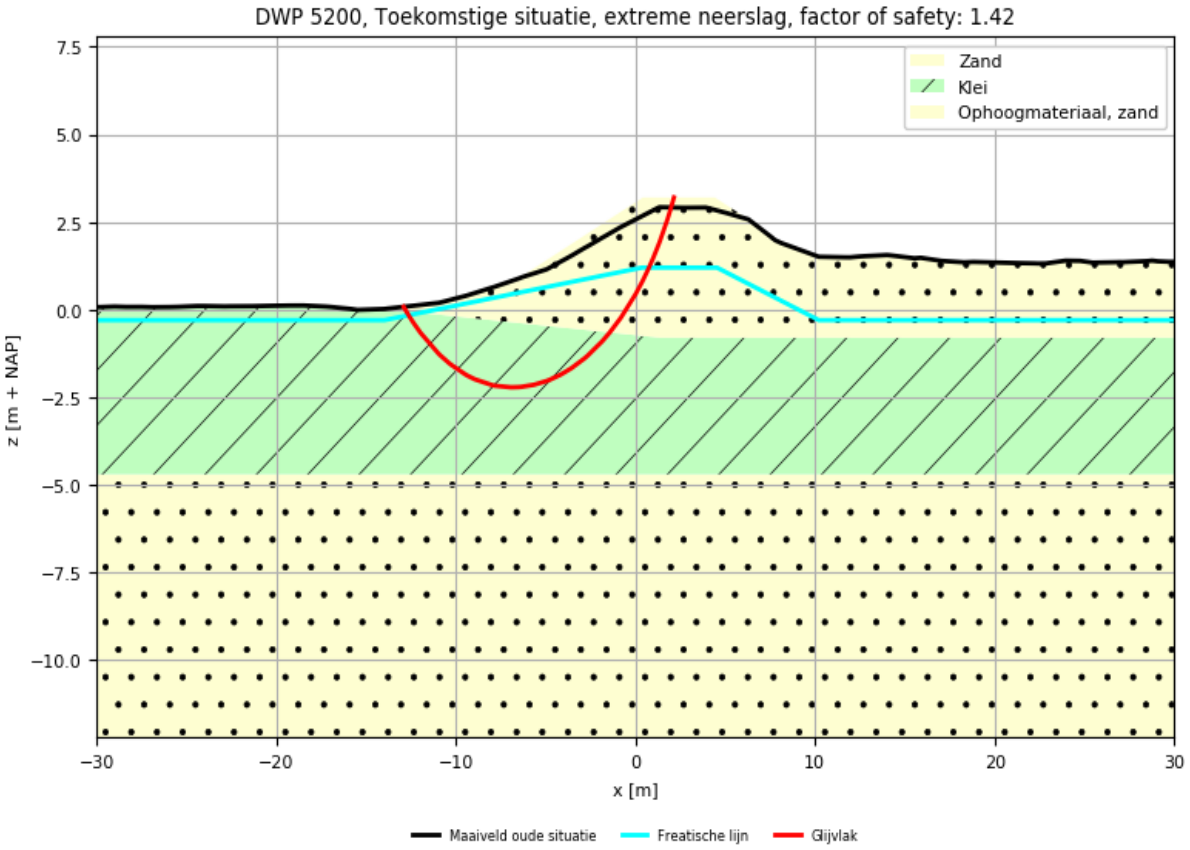
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

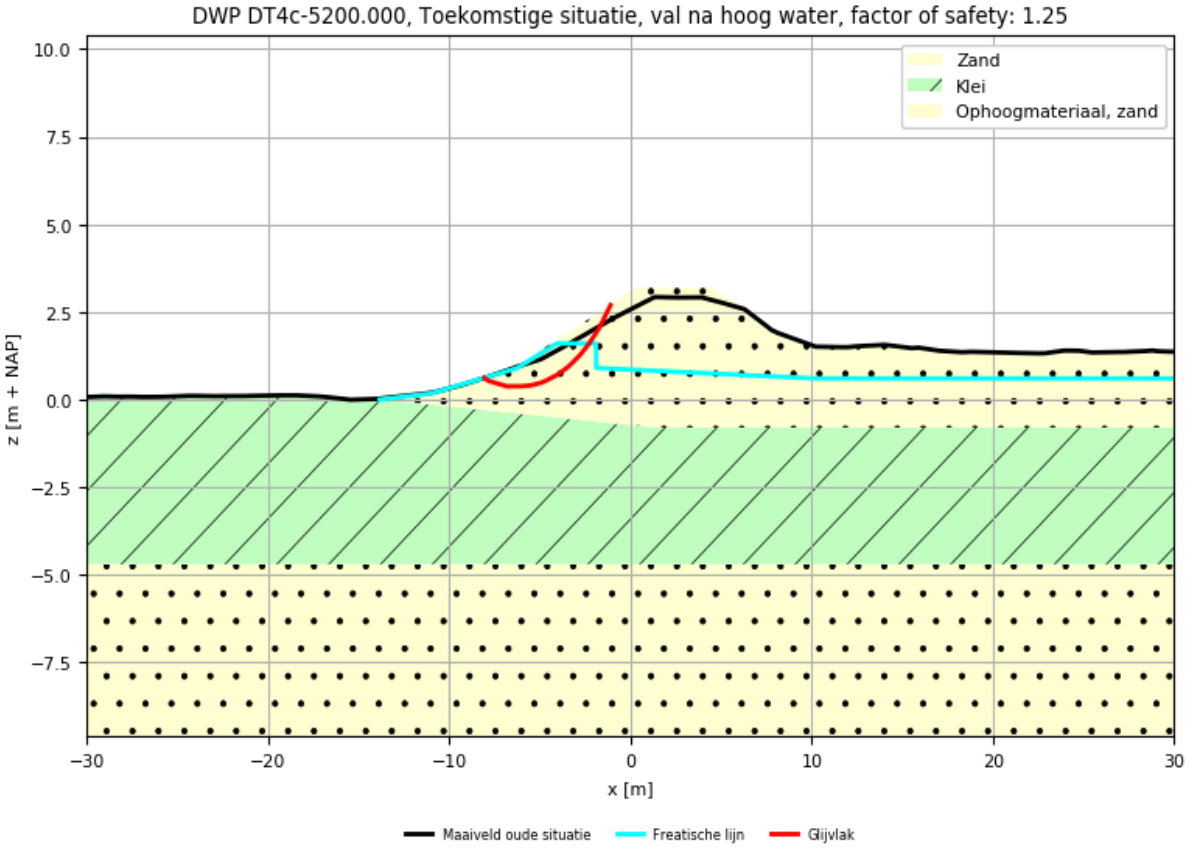



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

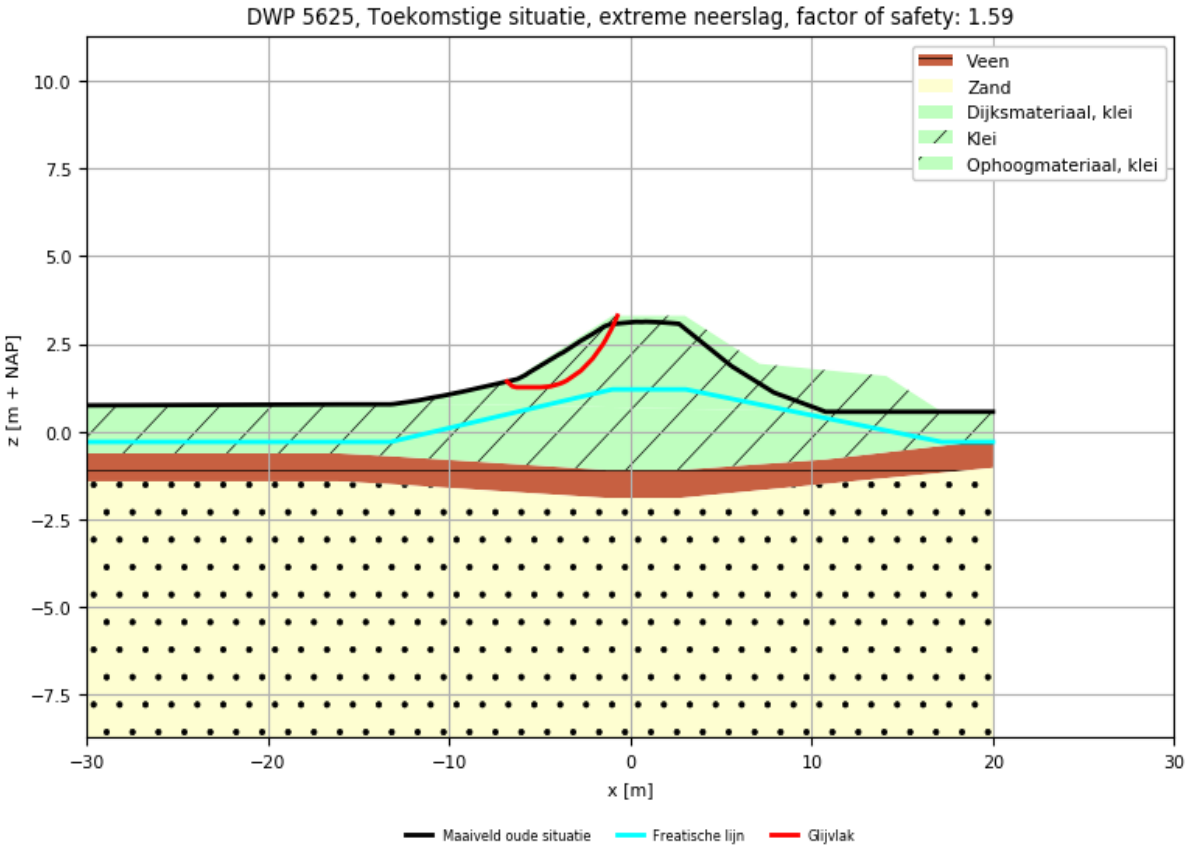
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

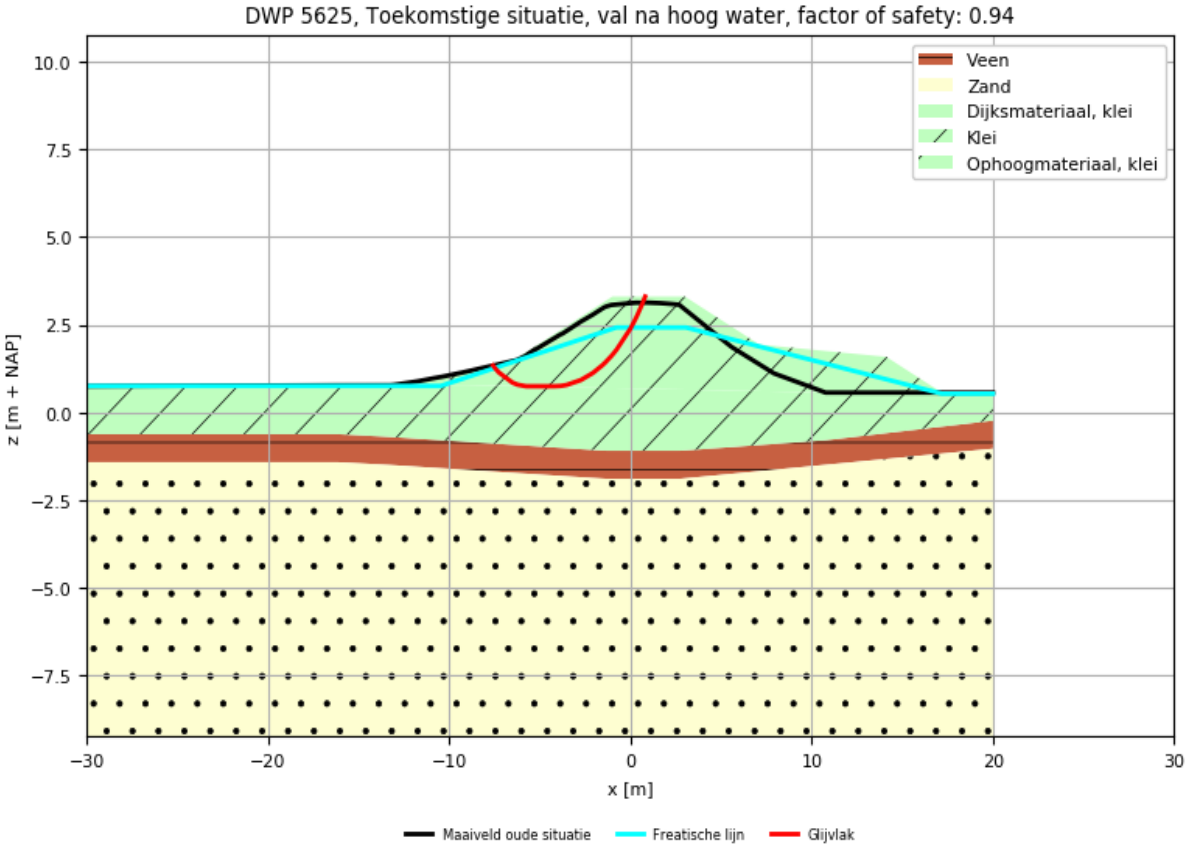



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

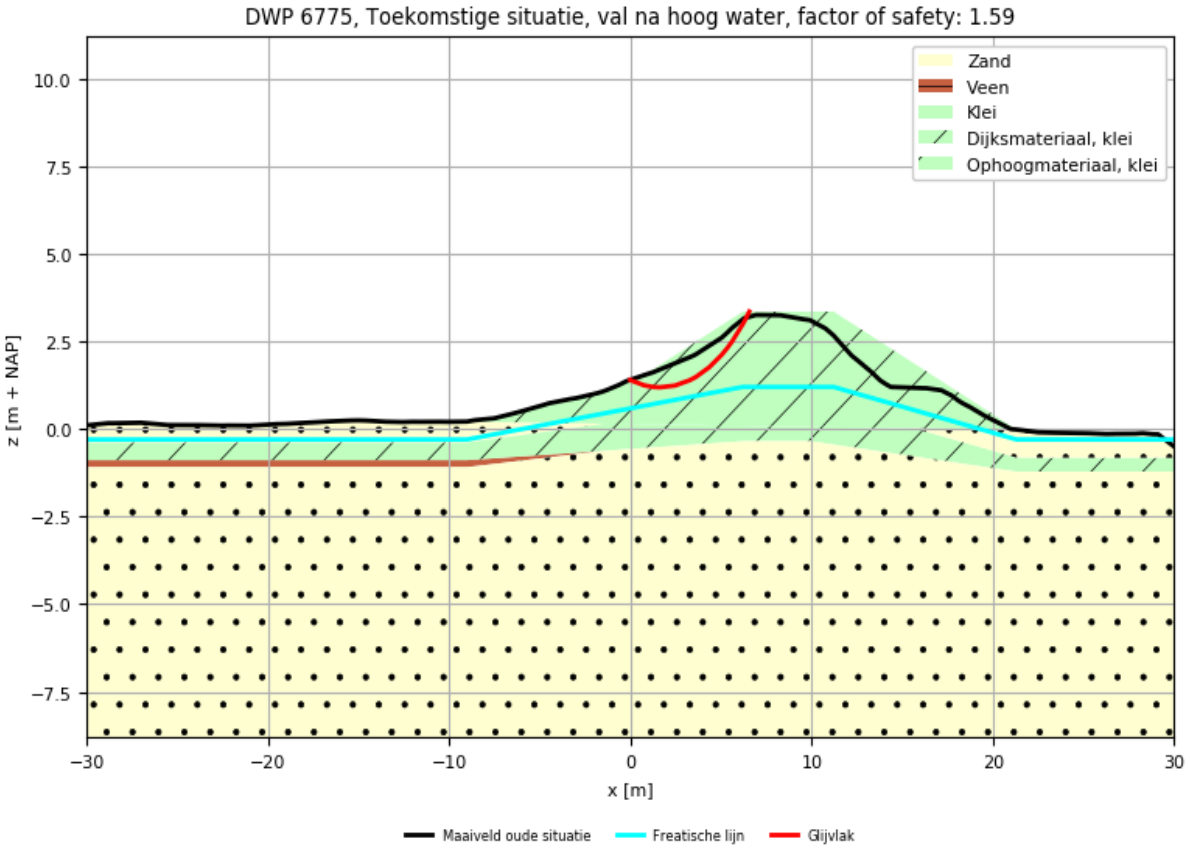
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

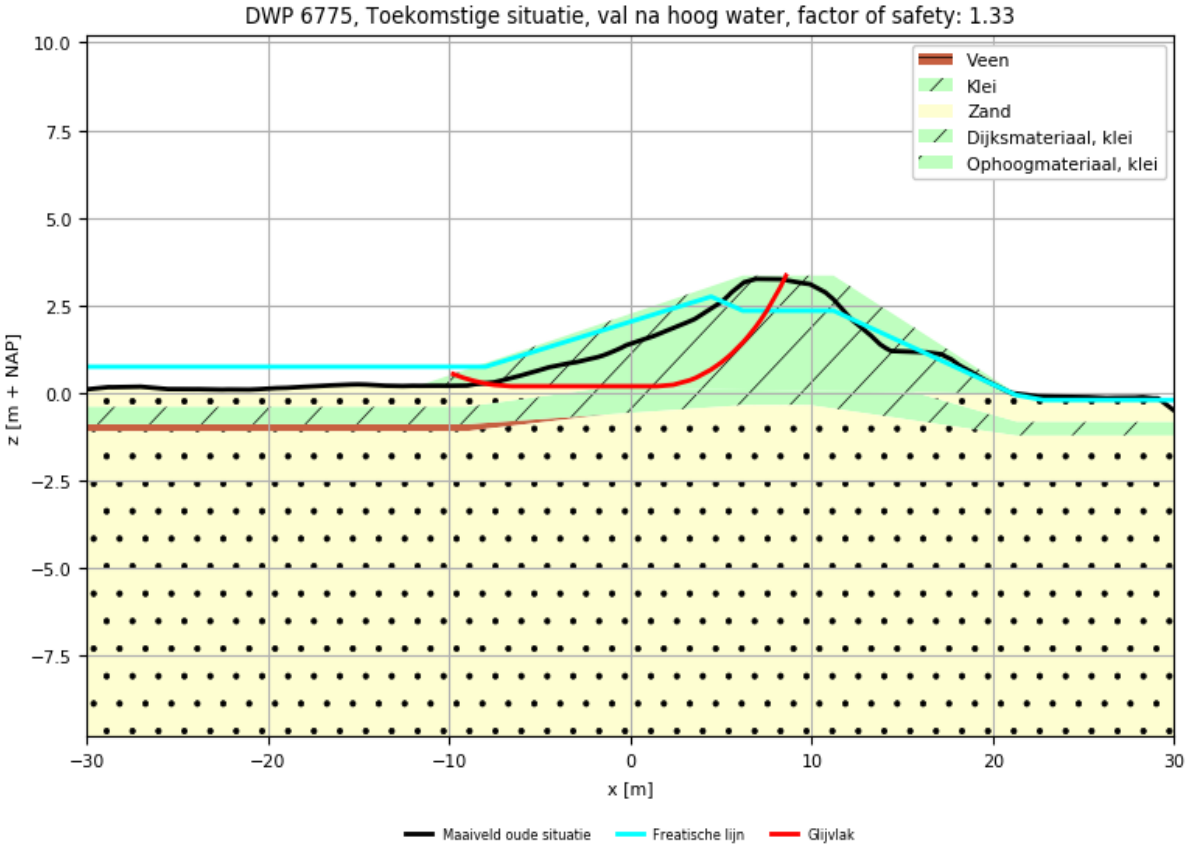



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

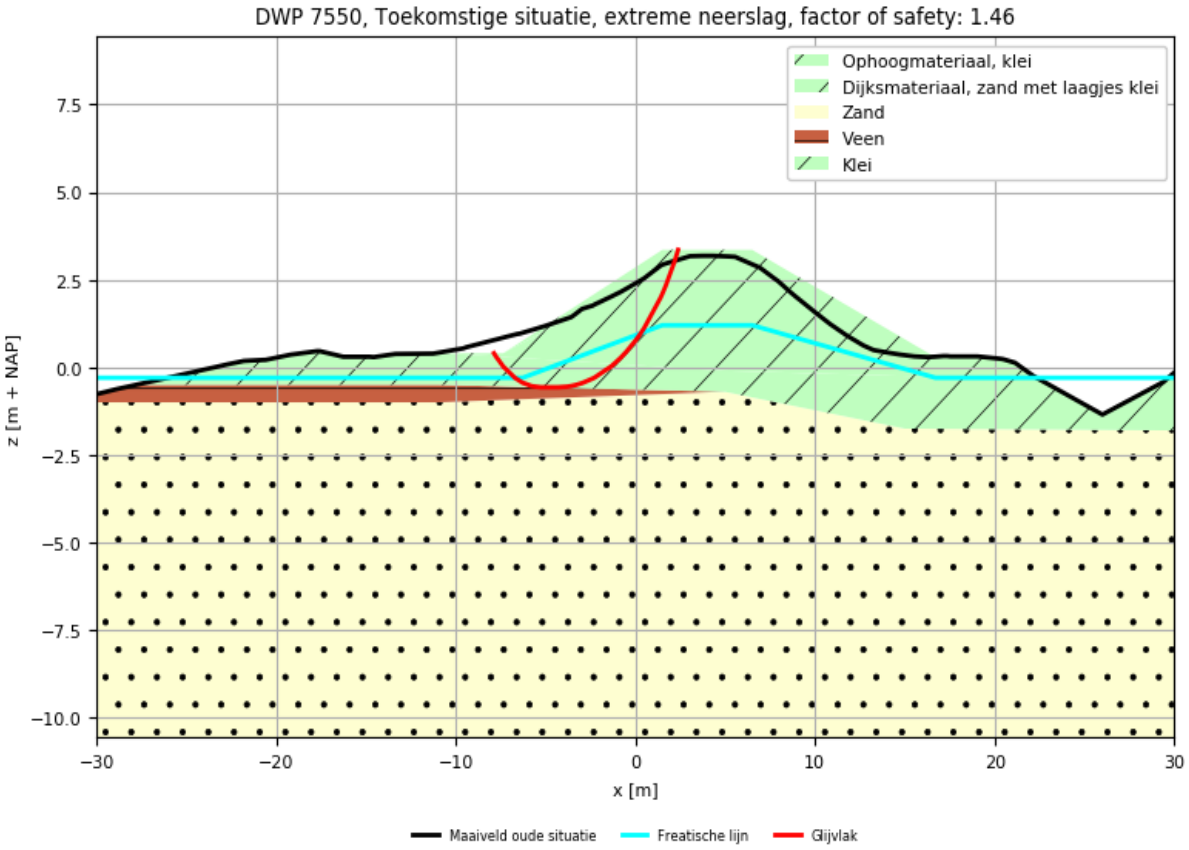
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

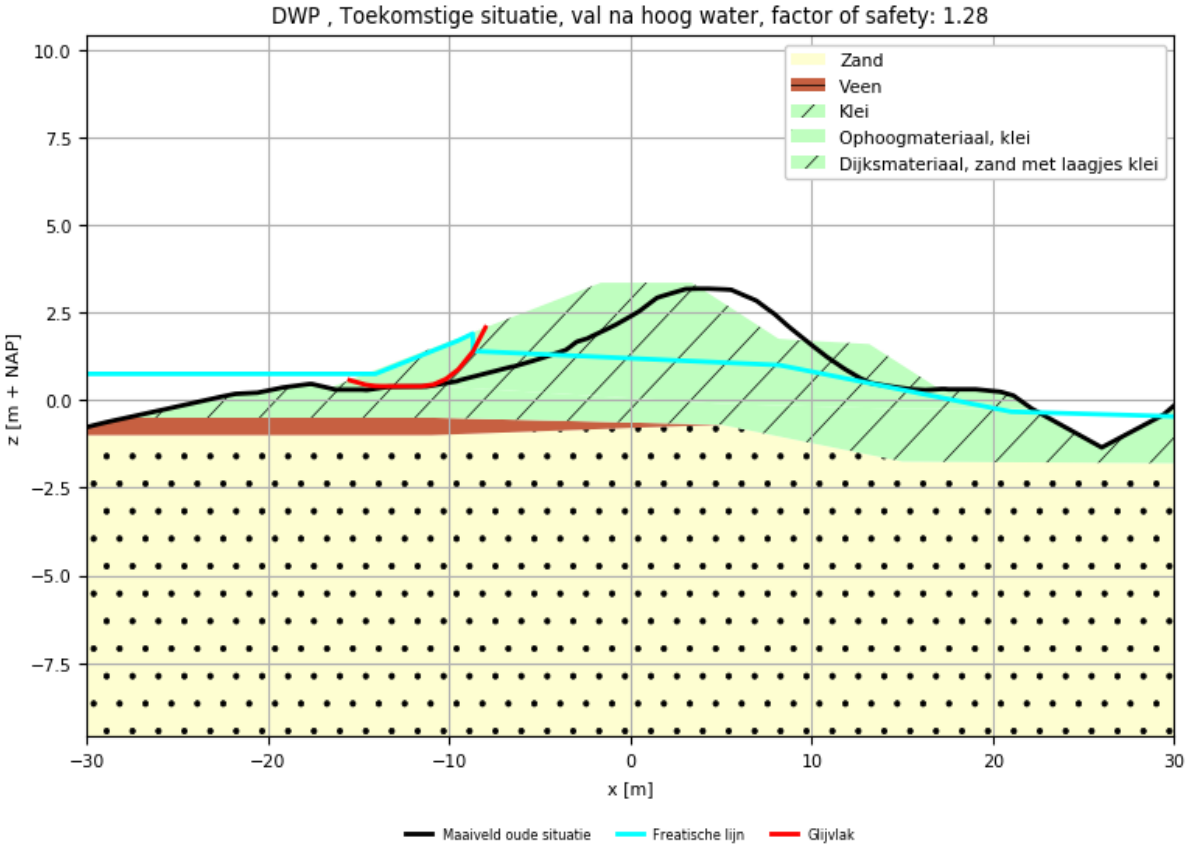



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

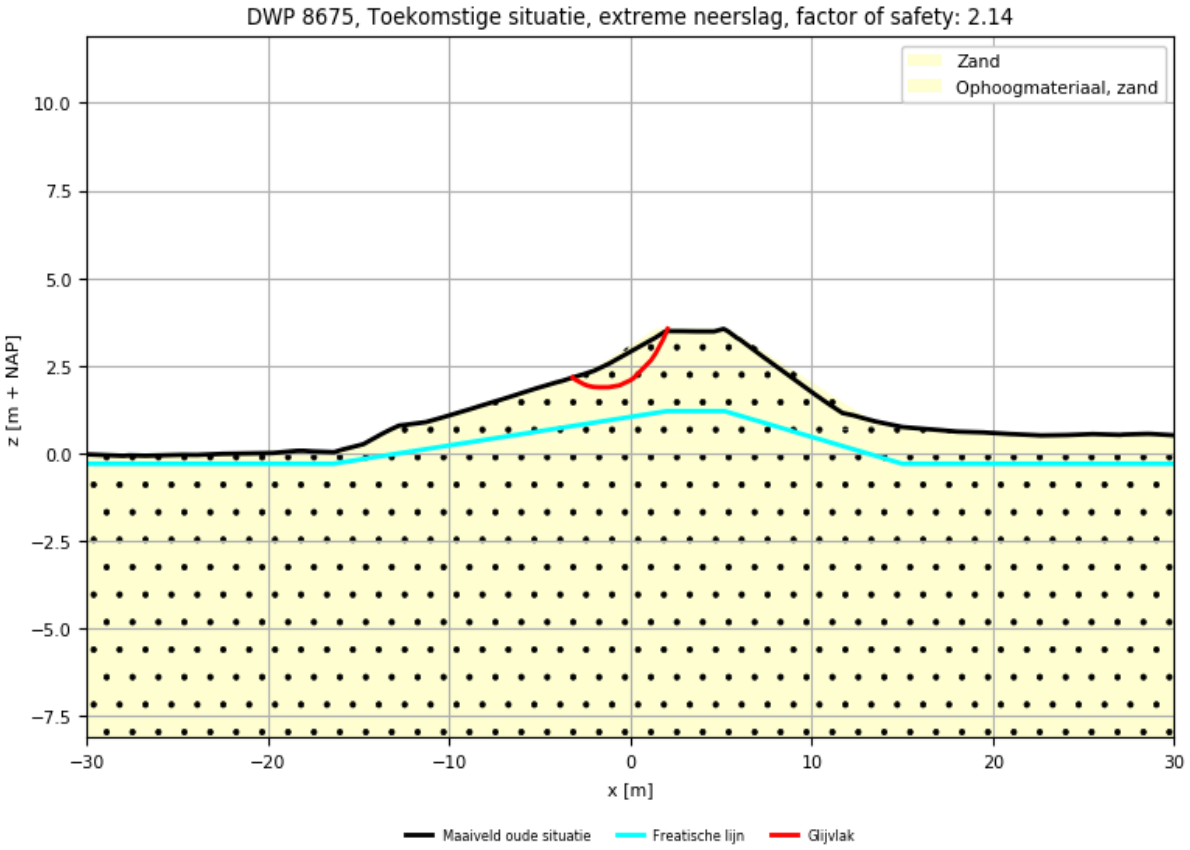
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

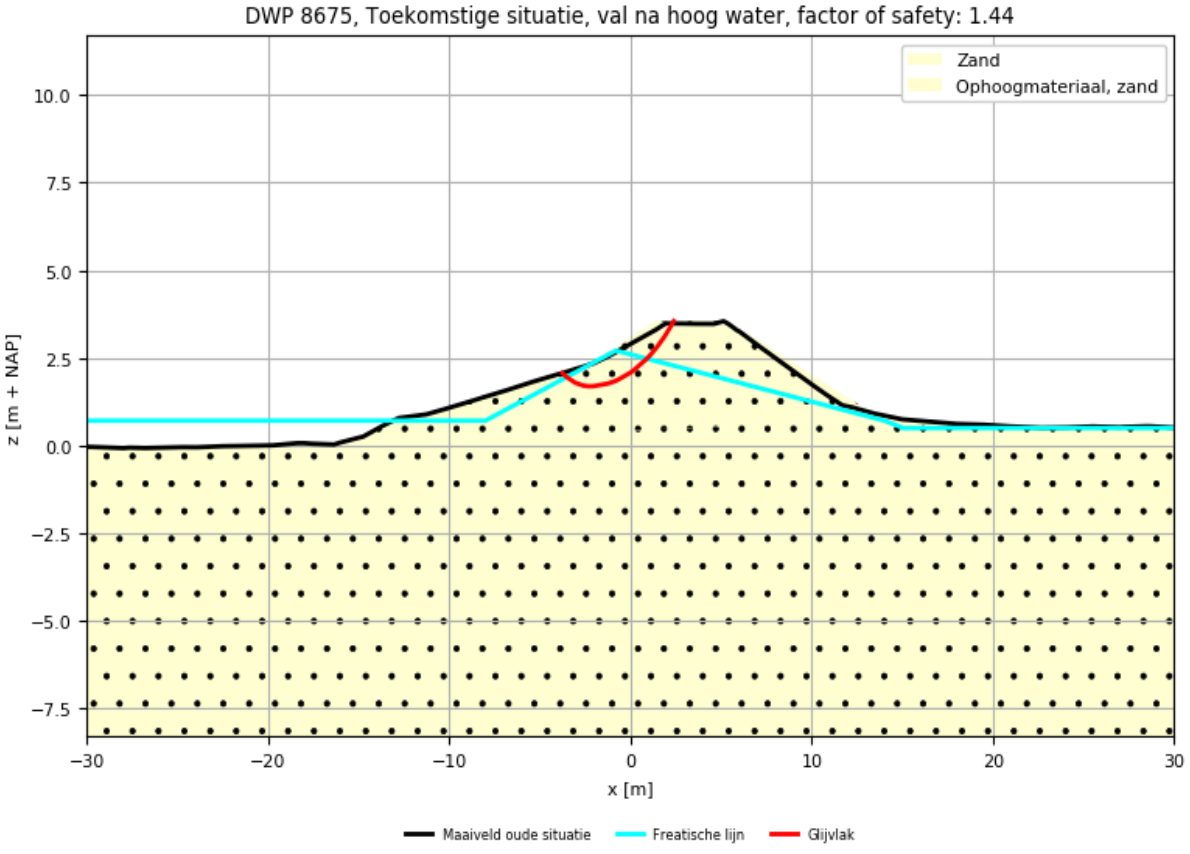



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

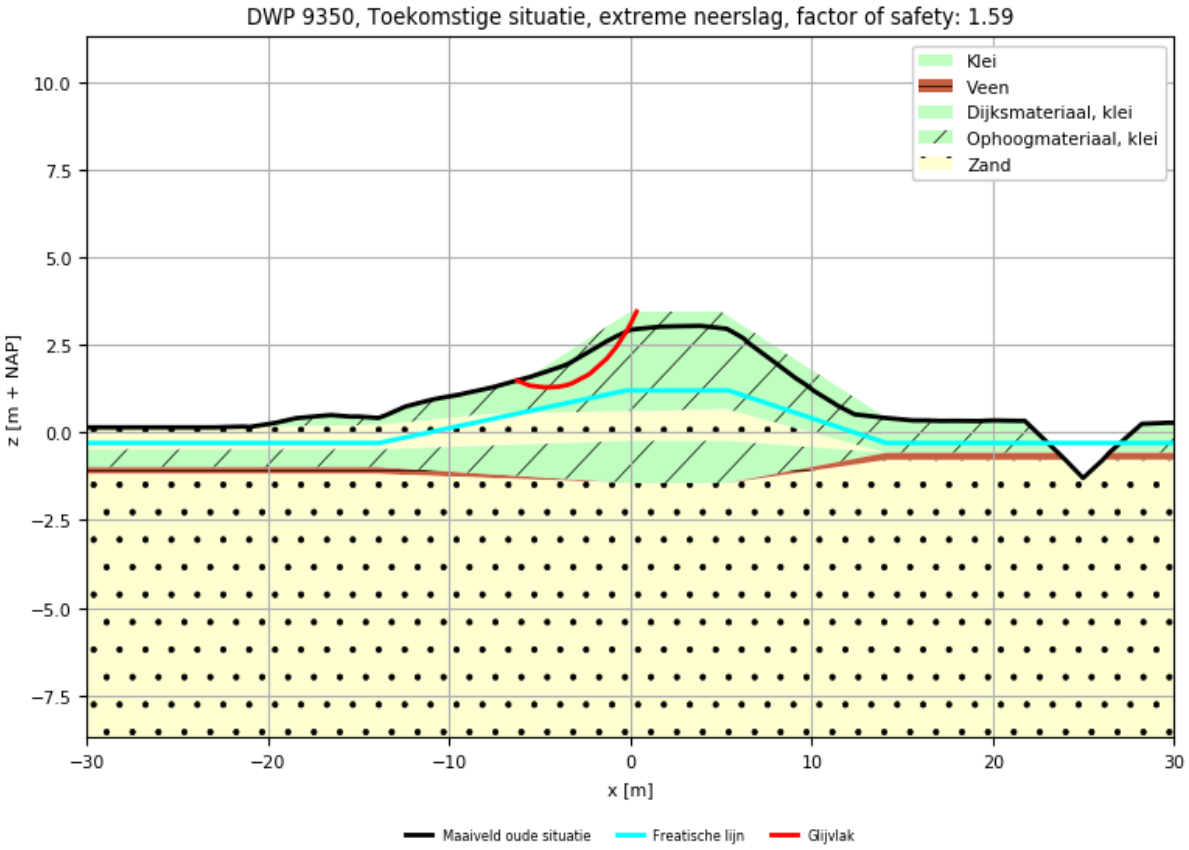
filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

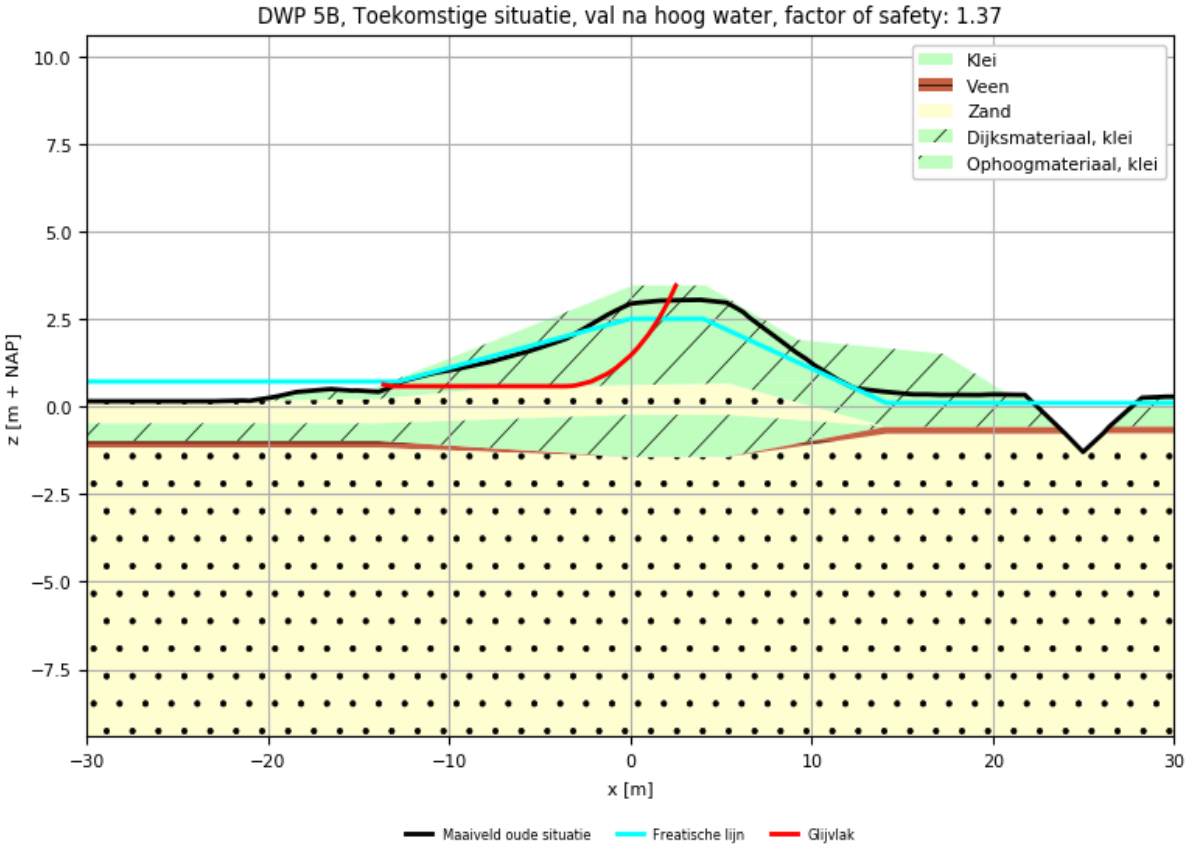



filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020




filename: DT5b-9350-STBU-Valhoogwater_KV1_Voldoet_v1.0.stix, generated by REAL2.0 on 28-08-2020

# Bijlage 6. Berekeningsresultaten piping

| Opgesteld: | Gecontroleerd: | Geautoriseerd: | Geautoriseerd: |
|---|---|---|---|
| ir. G. Leeuwe<br><br>Projectrol:<br><br>Adviseur Waterbouw | ir. A. Weijenborg<br><br>Projectrol:<br>Specialist waterveiligheid<br><br>ir. A. Pool<br><br>Projectrol:<br>Sr. Waterveiligheidsdeskundige | R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | P. Staats<br><br>Projectrol:<br>Projectmanager |
| Paraaf: | Paraaf: | Paraaf: | Paraaf: |
| Datum: | Datum: | Datum: | Datum: |

# Inhoud


1. Inleiding ..... 3
   1.1 Aanleiding en doel ..... 3
   1.2 Scope ..... 3
2. Uitgangspunten ..... 4
   2.1 Vakindeling ..... 4
   2.2 Grondparameters ..... 5
   2.2.1 HPT-(A)MPT onderzoek ..... 5
   2.3 Doorlatendheid, meerlaagsheid en anisotropie ..... 6
   2.4 Damwanden ..... 7
   2.5 Sloten ..... 7
   2.6 Schematiseringsfactor ..... 8
3. Ontbreken cohesieve laag ..... 9
4. Opbarsten ..... 10
5. Heave in deklaag ..... 13
6. Piping ..... 13
   6.1 Doorlatendheid ..... 13
   6.2 Voorland lengte ..... 13
   6.3 Kwelweglengte ..... 14
   6.4 Parameters en beoordeling ..... 15
7. Ontwerpmaatregelen ..... 17
   7.1 Ontwerp pipingberm ..... 17
   7.2 Ontwerp heavescherm ..... 19
8. Referenties ..... 22

Bijlages ..... 23

   Bijlage 1. Opbarsten – handboringen ..... 24
   Bijlage 2. Boxtel doorlatendheid ..... 25
   Bijlage 3. Dijkbasis bepaling ..... 26
   Bijlage 4. Lengte voorland ..... 33

# 1. Inleiding

## 1.1 Aanleiding en doel

In dit hoofdstuk wordt de ontwerpverificatie met betrekking tot piping gerapporteerd. Doel is om de technische onderbouwing te leveren voor de ontwerpmaatregelen met betrekking tot piping/heave die in het technisch ontwerp zijn opgenomen.

## 1.2 Scope

De ontwerpverificatie voor piping betreft een controle op de drie deelmechanismen, namelijk opbarsten, heave en piping. Het optreden van de deelmechanismen opbarsten en heave zijn voorwaarden voor het optreden van piping. Per deelmechanisme wordt bepaald of het kan optreden op een bepaald traject. Hiervoor worden de rekenregels uit OI gebruikt [ref. 1]. Is het optreden van een deelmechanisme uitgesloten, dan zijn met die argumentatie de daaropvolgende deelmechanismen ook uitgesloten.

Voor de deeltrajecten waarvoor wordt aangetoond dat piping mogelijk op kan treden wordt de maatregel ontworpen. In dit document wordt ingegaan op de dimensies van de maatregel die het ruimtebeslag of kosten bepalen. De exacte materialisatie behoort niet tot de scope van deze ontwerploop.

# 2. Uitgangspunten

De algemene uitgangspunten voor de ontwerpverificatie op piping/heave zijn beschreven in de TUN [ref. 2]. De aanvullende uitgangspunten die specifiek voor de analyses en ontwerpverificaties in dit rapport zijn gehanteerd, worden in dit hoofdstuk beschreven.

## 2.1 Vakindeling

Voor de ontwerpverificatie is de vakindeling zoals getoond in Tabel 2-1 gebruikt. Deze vakindeling is gebaseerd op de bodemopbouw, hydraulische randvoorwaarden en geometrie.

**Tabel 2-1 Vakindeling**

| Dijkvakbeschrijving | | | |
|---|---|---|---|
| Deel-traject | Vak | Km van | Km tot |
| 1a | 1 | 46,70 | 47,06 |
| 1a | 2 | 47,06 | 47,14 |
| 1a | 3 | 47,14 | 47,45 |
| 1a | 4 | 47.45 | 47.85 |
| 1a | 5 | 47,85 | 48,00 |
| 1b | | 48,00 | 48,25 |
| 2a | | 48,25 | 48,50 |
| 2b | | 48,50 | 48,85 |
| 2c | | 48,85 | 48,95 |
| 2d | | 48,95 | 49,25 |
| Overgang Blalobrug | | | |
| Overgang Keersluis Zwolle | | | |
| 3a | | 89,75 | 89,91 |
| Overgang A28 | | 89,91 | 89,97 |
| 3b | | 89,97 | 90,12 |
| Overgang Blalobrug | | 90,12 | 90,26 |
| 4a | | 90,26 | 90,51 |
| 4b | | 90,51 | 90,91 |
| 4c | 1 | 90,91 | 91,11 |
| | 2 | 91,11 | 91,31 |
| Overgang Twistvlietbrug | | 91,31 | 91,43 |
| 4d | 1 | 91,43 | 91,77 |
| | 2 | 91,77 | 91,91 |
| | 3 | 91,91 | 92,15 |
| | 4 | 92,15 | 92,30 |
| Overgang Mastenbroekerbrug | | 92,25 | 92,35 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 5a | 1 | 92,35 | 92,50 |
| | 2 | 92,50 | 92,80 |
| | 3 | 92,80 | 93,45 |
| 5b | 1 (gemaal) | 94,25 | 94,40 |
| | 2 | 94,40 | 94,60 |
| | 3 | 94,60 | 95,10 |
| | 4 | 95,10 | 95,32 |

## 2.2 Grondparameters

In dit onderzoek zijn drie grondsoorten gebruikt voor het bepalen van de opbarstfactor. Dit zijn zand, klei en veen. De volumiek gewichten hiervan zijn conform de TUN [ref. 2]. Voor de bepaling van de effectieve doorlatendheid zijn meerdere lagen onderscheiden. Dit is gedaan aan de hand van het HPT-(A)MPT onderzoek. In dit onderzoek is ook de anisotropie factor afgeleid.

### 2.2.1 HPT-(A)MPT onderzoek

Om beter inzicht te krijgen in de doorlatendheid van de ondergrond is HPT-(A)MPT onderzoek uitgevoerd. Hiermee wordt een continue en absoluut doorlatendheidsprofiel van de ondergrond gemaakt. Doormiddel van de gegevens van de CPT sondering en HPT sondering kan de gelaagdheid van de ondergrond in kaart worden gebracht.

Er zijn in het gebied vier lagen gevonden die watervoerend zijn. Deze vier lagen zijn bepaald aan de hand van data uit het DINOloket en de resultaten van het HPT-(A)MPT onderzoek. De aanwezige formaties zijn de Boxtel formatie, Kreftenheye I, Kreftenheye II en de formatie van Urk. De bovenkant van deze lagen liggen op een gemiddelde diepte van respectievelijk NAP -1 m, -4 m, -10 m en -16 m. In de doorlatendheidsgrafieken is bij alle HPT's op NAP -13m een slecht doorlatend stuk te zien van minimaal 0,5 m dik. Hier is de doorlatendheid lager dan 5m/d.

Het HPT-(A)MPT onderzoek is uitgevoerd in de Kreftenheye formaties en de formatie van Urk. Hier uit is gebleken dat de doorlatendheid in deze formaties een stuk hoger is dan is aangenomen in het VKA. De resultaten per formatie zijn te zien in Tabel 2-2.

De Boxtel formatie lag te ondiep om mee te worden genomen in het onderzoek. De mini pomp proef (MPT) moet worden uitgevoerd onder de grondwaterstand. De grondwaterstand en de onderkant van de Boxtel formatie lagen te dicht op elkaar om hier onderzoek te kunnen doen. Daarom is voor deze laag de doorlatendheid bepaald aan de hand van de korrelverdeling.

Door middel van de anisotrope mini pomp proeven (AMTP) is de anisotropie van de formaties afgeleid. De anisotropie die per minipomproef is gevonden verschilt niet significant per formatie. Daarom is voor alle drie de formaties dezelfde karakteristieke anisotropie afgeleid.

Deze is 2. Een overzicht van de gevonden anisotropie factor per HPT kan worden gevonden in het Factual Report [ref. 3].

## 2.3 Doorlatendheid, meerlaagsheid en anisotropie

Er zijn vijf grondlagen aanwezig in het projectgebied. Dit zijn een deklaag, Boxtel formatie, formatie van Kreftenheye I en II en de formatie van Urk. Deze lagen zijn onderscheiden aan de hand van informatie van het DinoLoket, de conusweerstand gemeten bij de HPT sonderingen en het doorlatendheidsprofiel dat is gemeten bij de HPT sondering.

De doorlatendheid van de deklaag is afgeleid uit de peilbuis analyse [ref. 4] en bedraagt 1 m/d.

De doorlatendheid van de Boxtel formatie is bepaald met de vergelijkingen van den Rooijen en Beyer [ref. 6] en de korrelverdeling [Bijlage 2]. Volgens den Rooijen is de karakteristieke doorlatendheid van deze laag 24,3 m/dag, volgens Beyer is dit 23,7 m/dag. Beide vergelijkingen kennen dezelfde oorsprong, wat het minieme verschil verklaart. Voor dit rapport is uitgegaan van het gemiddelde van deze twee, de gebruikte karakteristieke doorlatendheid van de Boxtel formatie is 24,0 m/dag.

De karakteristieke doorlatendheden van de Kreftenheye I en II formaties en de formatie van Urk zijn afgeleid van het de absolute horizontale doorlatendheidsprofielen die in het HPT-(A)MPT onderzoek zijn bepaald. Het afleiden van de karakteristieke waarden is gedaan conform de methode in het OI. De variatie in doorlatendheid over de diepte en in de ruimte zijn bepaald voor de drie formaties. Voor de formaties in deeltrajecten 4c, 4d en 5a zijn de gevonden gemiddelde doorlatenheden en de variatie hoger dan voor de formaties in deeltraject 5b. Daarom zijn voor deeltrajecten 4c, 4d en 5a andere karakteristieke doorlatenheden afgeleid dan voor deeltraject 5b. De doorlatendheden zijn per formatie weergegeven in Tabel 2-2. De hogere doorlatendheden voor deeltraject 4a, 4b en 5a hangen samen met de grotere variatie in diepte waarvoor statistisch is gecorrigeerd.

Omdat in deelgebieden 1,2 en 3 geen HPT-(A)MPT is uitgevoerd is hier de doorlatendheid aangehouden die voor deeltraject 4 en 5a is gevonden. Dit is gedaan omdat deze gebieden bij elkaar in de buurt liggen en omdat de doorlatendheid in 4 en 5a hoger is dan in 5b.

**Tabel 2-2 Doorlatendheden per formatie**

| | | Deeltraject | |
|---|---|---|---|
| | Karakteristieke doorlatendheid [m/d] | 1a t/m 5a | 5b |
| Formatie | Deklaag | 1 | 1 |
| | Boxtel | 24.0 | 24.0 |
| | Kreftenheye I | 106.1 | 52.7 |
| | Kreftenheye II | 72.1 | 40.7 |
| | Urk | 79.1 | 48.0 |

De dikte van het zandpakket is bepaald aan de hand van de laagonderscheidingen die zijn gevonden in het HPT-(A)MPT onderzoek. In de absolute horizontale doorlatendheidsprofielen zijn de formaties goed te onderscheiden. Ook zijn enkele slecht doorlatende zandlagen gevonden. Rond NAP -13 m ligt een zandlaag van 0,5 m waar de doorlatendheid in alle sonderingen onder de 5 m/d komt. Op basis hiervan is de dikte van de zandlaag op ongeveer 12 m vastgesteld.

## 2.4 Damwanden

In het dijktraject zijn verschillende damwanden aanwezig. De meeste damwanden staan in deeltraject 1 en 2. Slechts één damwand staat in deeltraject 5a. Deze ligt dijkpaal 94,3 en heeft een horizontale lengte van 58 m. Deze is relatief kort ten opzichte van de rest van het deeltraject. Daarom is deze niet meegenomen in de analyse. In de volgende ontwerploop kan eventueel gekeken worden of deze damwand kan worden gebruikt als heavescherm en of kan het heavescherm worden geoptimaliseerd op deze locatie. In Tabel 2-3 zijn de damwanden weergegeven.

**Tabel 2-3 Damwanden**

| Vak | Kop damwand [m NAP] | Lengte damwand [m] |
|---|---|---|
| 1a1, 1a4 | 1.5 | 4.75 |
| 1a5 | 1 | 4.75 |
| 1b, 2a | 1 | 16.8 |
| 2c, 2d | 2 | 7 |

## 2.5 Sloten

In deelgebieden 4d3, 4d4, 5a en 5b zijn sloten in het achterland aanwezig. In deze deeltrajecten is de deklaag in het achterland vaak maar dun (0,5 tot 2 m). Daarom wordt aangenomen dat de sloten hier de deklaag doorsnijden en zo verbonden zijn het met watervoerend pakket. Om deze reden wordt de stijghoogte in het achterland gelijk aangenomen aan het polderpeil.

## 2.6 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactoren die zijn gebruikt in de pipinganalyse zijn afgeleid conform het OI [ref. 1]. Voor opbarsten, heave en piping zijn verschillende schematiseringfactoren afgeleid. Deze zijn afgeleid aan de hand van enkele scenario's. Deze scenario's en de kans van voorkomen zijn weergeven in Tabel 2-4.

Voor opbarsten en heave is een schematiseringsfactor voor het gehele dijktraject afgeleid. Deze zijn te zien in Tabel 2-4. Voor piping is per vak een schematiseringsfactor afgeleid, deze ligt tussen den 1,01 en 1,05.

**Tabel 2-4 Schematiseringsfactor scenario's**

| Faalmechanisme | Scenario | Kans van voorkomen |
|---|---|---|
| Opbarsten | Volumiek gewicht grond 20% lager | 0,10 |
| | Deklaag 50cm dunner | 0,02 |
| | Polderpeil 10cm hoger | 0,1 |
| | Responsfactor 10% hoger | 0,05 |
| Heave | Deklaag 50cm dikker | 0,05 |
| | Polderpeil 10cm hoger | 0,1 |
| | Responsfactor 25% hoger | 0,01 |
| Piping | Hydrologische basis dieper (80 m) | 0,05 |
| | Voorland 10 % minder breed | 0,1 |
| | Maaiveld 10 cm lager | 0,1 |

**Tabel 2-5 Schematiseringsfactor**

| Faalmechanisme | Schematiseringsfactor |
|---|---|
| Opbarsten | 1,06 |
| Heave | 1,03 |
| Piping | 1,01 – 1,05 |

# 3. Ontbreken cohesieve laag

Voor het optreden van piping is de aanwezigheid van een cohesieve niet doorlatende laag onder de dijk noodzakelijk. Bij een dijk met een zandkern op een zandondergrond zal een beginnende pipe instorten doordat het zand niet cohesief is. Hierdoor ontstaat geen doorgaande pipe. Aan de hand van het geotechnisch lengteprofiel is voor het gehele dijktraject gecontroleerd of een cohesieve laag aanwezig is waaronder een pipe kan vormen. Voor twee vakken is dit niet het geval. Deze staan in Tabel 3-1. Hier zal geen piping kunnen optreden.

**Tabel 3-1 Vakken zonder cohesieve laag**

| Deeltraject | Vak | Van km | Tot km |
|---|---|---|---|
| 1a | 2 | 47,06 | 47,14 |
| 5b | 2 | 94,40 | 94,60 |

# 4. Opbarsten

Wanneer een deklaag aanwezig is in het achterland dan zal deze moeten opbarsten voordat piping mogelijk is. De opbarstfactor is berekend conform het OI [ref. 1]. In Tabel 4-1 is per vak de gebruikte parameters voor de opbarstberekening te weergegeven en de berekende opbarstfactor. De minimaal benodigde opbarstfactor is: $\gamma_{up} * \gamma_{b,u} = 1.76 * 1.06 = 1.87$ (Veiligheidsfactor voor opbarsten is 1,76 [ref. 2]. Schematiseringsfactor is 1,06 [Tabel 2-5]). Wanneer de opbarstfactor groter is dan 1,87 voldoet dit vak op opbarsten en dus ook op piping. De opbarstfactor is berekend aan de hand van data uit boringen. In het dijktraject is ongeveer om de 50 m een boring uitgevoerd. Aan de hand hiervan is de deklaagdikte, effectief volumiek gewicht en onderkant van de deklaag berekend afgeleid. In Tabel 4-1 staat de maatgevende boring per vak. Met behulp van het geotechnisch lengteprofiel en het AHN is gecontroleerd of de gebruikte boringen maatgevend zijn. Indien dit niet het geval is aan de hand van de data uit het geotechnisch lengteprofiel of de maaiveldhoogte uit het AHN een nieuwe maatgevende situatie doorgerekend. Doordat de indeling van de vakken onder andere is gebaseerd op bodemopbouw en maaiveldhoogte komt het niet voor dat een groot deel van een vak voldoet aan de opbarsteis en een kleiner deel niet. Hierdoor heeft het verder opsplitsen van vakken weinig optimalisatie tot gevolg

Bij vak 2d ligt de Hornbach. Deze is gebouwd op een betonnen onderheide plaat van 30cm dik. Voor de opbarstberekeningen is uitgegaan van een maaiveldhoogte die gelijk is aan de onderkant van deze betonnen plaat. Dit is gedaan in verband met het ontstaan van een mogelijke, niet controleerbare en beheerbare, zettingsspleet.

.

Tabel 4-1 Opbarstberekening

| Deel-traject | Vak | Eerdere beoor-deling | Maai-veld mini-mum | Onder-kant deklaag | Deklaag -dikte | Stijghoogte uittrede punt | Volumiek gewicht deklaag | Boring | Opbarst-factor | Beoordeling |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | [m NAP] | [m NAP] | [m] | [m NAP] | [kN/m$^3$] | [-] | [-] | [-] |
| 1a | 1 | | 1,8 | 0,5 | 1,3 | 2,50 | 8,5 | Geotechnisch lengteprofiel | 1,58 | Voldoet niet |
| | 2 | Voldoet: zand op zand | | | | | | | | |
| | 3 | | 1,8 | 0,5 | 1,8 | 2,50 | 8,5 | Geotechnisch lengteprofiel | 2,18 | Voldoet |
| | 4 | | 1,8 | 0,5 | 1,8 | 2,50 | 8,5 | Geotechnisch lengteprofiel | 2,18 | Voldoet* |
| | 5 | | 0,5 | -1,7 | 2,2 | 2,50 | 6,59 | HB47,94D | 0,72 | Voldoet niet |
| 1b | | | 1,8 | 0 | 1,8 | 2,50 | 8,45 | Geotechnisch lengteprofiel | 0 | Voldoet niet* |
| 2a | | | 1,4 | -1,5 | 2,92 | 2,50 | 8,45 | SDZ_HB_03 | 0 | Voldoet niet* |
| 2b | | | 1,15 | -1,85 | 3 | 2,36 | 7,28 | HB53-48,69D | 3,29 | Voldoet |
| 2c | 1 | | 0,8 | -0,7 | 1,54 | 2,36 | 5,80 | HB53-48,84D | 0,5 | Voldoet niet |
| | 2 | | 1,1 | -0,7 | 2,56 | 2,36 | 5,43 | HB53-49,04D | 1,1 | Voldoet niet |
| 2d | | | 1,1 | -1,4 | 2,78 | 2,36 | 5,57 | HB53-49,04D | 1,01 | Voldoet niet |
| Overgang Blalobrug | | Maatwerk | | | | | | | | |
| Overgang Keersluis Zwolle | | Maatwerk | | | | | | | | |
| 3a | | | 2,1 | -2 | 4,1 | 2,35 | 6,9 | Geotechnisch lengteprofiel | 10,8 | Voldoet |
| Overgang A28 | | Maatwerk | | | | | | | | |
| 3b | | | 2,1 | -2 | 4,1 | 2,35 | 6,9 | Geotechnisch lengteprofiel | 10,8 | Voldoet |
| Overgang Blalobrug | | Maatwerk | | | | | | | | |

| Deel-traject | Vak | Eerdere beoor-deling | Maai-veld mini-mum | Onder-kant deklaag | Deklaag -dikte | Stijghoogte uittrede punt | Volumiek gewicht deklaag | Boring | Opbarst-factor | Beoordeling |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | [m NAP] | [m NAP] | [m] | [m NAP] | [kN/m$^3$] | [-] | [-] | [-] |
| **4a** | | | 1,18 | -2,4 | 3,6 | 2,34 | 6,06 | HB36D | 2,09 | Voldoet |
| **4b** | | | 1,71 | -1,3 | 3 | 2,34 | 6,61 | HB53-90,60D | 3,98 | Voldoet** |
| **4c** | **1** | | 1,39 | -0,71 | 2,1 | 2,17 | 9,43 | HB53-91,02D | 2,54 | Voldoet |
| | **2** | | 0,96 | -0,2 | 1,2 | 2,17 | 8,5 | HB53-91,20D | 0,91 | Voldoet niet |
| **Overgang Twistvlietbrug** | | | | -0,5 | 0,5 | 2,17 | 8,5 | HB53-91,40D | 0,54 | Voldoet niet |
| **4d** | **1** | | 0,7 | -0,4 | 1,1 | 1,68 | 9,05 | HB53-91,49D | 1,01 | Voldoet niet |
| | **2** | | 1,13 | -0,2 | 1,3 | 1,68 | 9,31 | HB53-91,82D | 2,23 | Voldoet |
| | **3** | | -0,42 | -1,0 | 0,6 | 1,68 | 8,5 | HB53-92,05D | 0,37 | Voldoet niet |
| | **4** | | 0,5 | -0,4 | 0,9 | 1,68 | 8,5 | HB53-92,26D | 0,65 | Voldoet niet |
| **Overgang Mastenbroeker-brug** | | **Maatwerk** | | | | | | | | |
| **5a** | **1** | | 0 | -0,6 | 0,6 | 1,53 | 8,5 | HB53-92,43D | 0,33 | Voldoet niet |
| | **2** | | -0,15 | -0,7 | 0,55 | 1,53 | 8,5 | HB53-92,60E | 0,28 | Voldoet niet |
| | **3** | | -0,11 | -0,9 | 0,78 | 1,53 | 5,94 | HB53-92,90E | 0,3 | Voldoet niet |
| **5b** | **1** | **Maatwerk** | | | | | | | | |
| | **2** | Voldoet: zand op zand | | | | | | | | |
| | **3** | | -0,32 | -0,8 | 0,5 | 1,39 | 0,5 | HB25D | 0,01 | Voldoet niet |
| | **4** | | 0,33 | -0,7 | 1 | 1,39 | 8,0 | HB53-95,18D | 0,73 | Voldoet niet |

* Er bevindt zich hier een zandlaag direct onder de dijk waardoor onder loopsheid kan plaatsvinden. Hier vindt geen opbarsten van de diepere kleilagen plaats. Desondanks kan hierdoor piping niet worden uitgesloten.
** Hier ligt op enkele locaties boven de diepe deklaag een zandlaag met daarop weer een slecht doorlatende laag. . Dit maakt piping via deze ondiepe zandlaag mogelijk. Indien een ondiepe kleilaag wordt aangetroffen zal deze bij aanleg verwijderd worden. Hierdoor wordt de dijk een zand op zand dijk en zal piping niet optreden.

# 5. Heave in deklaag

Voor heave wordt alleen het ontwerp van de heave schermen behandeld (7.2). Door de geringe dikte van de deklagen is de beoordeling op heave namelijk niet kansrijk als niet op piping voldaan wordt. Dit faalmechanisme voldoet veelal alleen in combinatie met meters dikke veenlagen, waar hier geen sprake van is.

# 6. Piping

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de ontwerpverificatie voor piping. Voor de vakken die niet voldoen op opbarsten is het kwelweglengtetekort berekend. Indien de aanwezige kwelweglengte kleiner is dan de benodigde kwelweglengte kan piping niet worden uitgesloten.

## 6.1 Doorlatendheid

De ontwerpverificatie is uitgevoerd conform de TUN. Er wordt gebruik gemaakt van het Sellmeijer 2011 model. Het model van Sellmeijer gaat uit van een éénlaags, homogeen watervoerend pakket met een isotrope doorlatendheid (de doorlatendheid in horizontale en verticale richting is gelijk). De ondergrond is in de praktijk echter meerlaags, waarbij de verschillende grondlagen verschillende doorlatendheden hebben en de doorlatendheid daarvan bovendien anisotroop is (verschillende doorlatendheid in verticale en horizontale richting). Door het uitvoeren van HPT-(A)MPT onderzoek is inzicht verkregen in de gelaagdheid van het watervoerend pakket en de anisotropie (verschil horizontale en verticale doorlatendheid).

De effectieve doorlatendheid is berekend door voor de meerlaags situatie en een eenlaags situatie een grondwaterstromingsmodel op te zetten in het model PLAXIS. Door het stromingspatroon te vergelijken, zoals beschreven in *POV Piping Doorlatendheidschematisatie in Piping analyses o.b.v. HPT Sonderingen* kan vervolgens de effectieve doorlatendheid worden berekend, die voor een eenlaags situatie het effect van meerlaagsheid en anisotropie ondervangt. Op deze wijze wordt een doorlatendheid berekend die geschikt is voor een piping analyse in de traditionele eenlaags Sellmeijer rekenregel. In deze analyse wordt ook de aanwezigheid van damwanden meegenomen.

## 6.2 Voorland lengte

De effectieve voorlandlengte die meegenomen kan worden in de pipingberekening hangt af van het aanwezige voorland, de weerstand van het voorland en van de lengte van de dijkbasis. De aanwezige voorlandlengte moet worden omgerekend naar een effectieve voorlandlengte.

Dit gebeurd volgens de methode zoals beschreven in TR zandmeevoerende wellen [ref. 6]. De effectieve voorland lengte die zonder nadere onderbouwing maximaal meegenomen mag worden in de pipinganalyse is gelijk aan de breedte van de dijkbasis.

De lengte van de dijkbasis is afgeleid van de ontwerpprofielen per vak. Deze zijn weergegeven in Bijlage 3. De lengte van het voorland is afgeleid uit satellietbeelden van Google Maps, deze zijn weergegeven in Bijlage 4. Aan de hand van het geotechnisch lengte profiel is gecontroleerd of in het voorland een kleilaag aanwezig is. Ook de dikte van de deklaag is afgeleid uit het geotechnisch lengteprofiel. Per deeltraject is de minimale representatieve deklaagdikte bepaald.

Deze effectieve voorland lengte is allen van toepassing wanneer daadwerkelijk voorland voor de dijk aanwezig is. Wanneer het intredepunt zeer dicht bij de dijk ligt, bijvoorbeeld bij de havens of kolken, kan geen voorland worden meegenomen in de pipinganalyse. In havens of kolken kan wel een sliblaag op de bodemaanwezig zijn die zorgt voor weerstand voor het water om het watervoerendpakket in te stromen. Deze weerstand wordt wel meegenomen in de pipinganalyse via de gebruikte responsfactor.

## 6.3 Kwelweglengte

De minimaal benodigde kwelweglengte wordt berekend met het Sellmeijer model [ref. 6]. In Tabel 6-1 zijn de project specifieke parameters die zijn gebruikt in het Sellmeijer model te zien. De waarden voor de overige parameters zijn afkomstig uit [ref. 6].

**Tabel 6-1 Sellmeijer model parameters**

| Parameter | Beschrijving | Eenheid | Waarde | Bron |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma_b$ | Schematiseringsfactor | *[-]* | *Zie Tabel 6-2* | *[Hoofdstuk 2.6]* |
| *ΔH* | Optredend verval over de waterkering | *[-]* | *Zie Tabel 6-2* | |
| $d_{70}$ | 70 percentiel Φ-zand (Waarde uit zeefcurve) | $[\mu m]$ | *219* | *[ref. 2]* |
| *k* | Doorlatendheid zandlaag | *[m/d]* | *Zie Tabel 6-2* | |
| *D* | Dikte watervoerendpakket | *[m]* | *12* | *HPT-(A)MPT onderzoek* |

De aanwezige kwelweglengte is per vak berekend. Dit is gedaan door de effectieve voorlandlengte op te tellen bij de dijkbasis. Hierbij is de aanwezige kwelweglengte maximaal twee keer de lengte van de dijkbasis. Indien er een sloot in het achterland aanwezig is zal hier het uittredepunt zijn. In dit geval loopt de dijkbasis vanaf de buitenteen tot aan de sloot.

De aanwezige kwelweglengte en de benodigde kwelweglengte zijn weergegeven in
Hierin is ook aangegeven of de aanwezige kwelweglengte voldoende is om piping te kunnen uitsluiten. Wanneer dit niet het geval is zullen maatregelen moeten worden genomen om piping te voorkomen. Wanneer het kwelgweglengte tekort groter is dan 25 m is een pipingberm lastiger in te passen dan een heavescherm. Daarom zal dan meestal een heavescherm worden ontworpen.

## 6.4 Parameters en beoordeling

In Tabel 6-2 zijn per vak de waardes voor de parameters weergeven. In deze tabel is de effectieve kwelweglengte per vak berekend en de benodigde kwelweglengte. Indien de benodigde kwelweglengte groter is dan de aanwezige kwelweglengte zal een maatregel genomen moeten worden. Welk type maatregel hangt af van het kwelweglengtetekort. Bij meer dan 25 m tekort zal over het algemeen een heavescherm worden ontworpen. Indien in het vak geen ruimte is voor een pipingberm zal ook een heavescherm worden gebruikt als pipingmaatregel.

Tabel 6-2 Piping berekening

| | | | Effectieve kwelweglengte | | | | | | | Sellmeijer | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Deeltraject** | Sub-deel-traject | Eerdere beoor-deling zie: (Tabel 4-1) | Voor-land-lengte | Dijk-basis | Deklaag-dikte voorland | Effectieve voorland-lengte | Effectieve kwelweg-lengte | Deklaag-dikte achterland | Door-latendheid | MV achter-land | Huidge veiligheids-factor | Schema-tiserings-factor | Benodigde veiligheids-factor | Benodigde kwelweg-lengte | Kwel-weg-lengte tekort | **Maatregel** |
| | | | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m] | [m/d] | [m NAP] | [-] | [-] | [-] | [m] | [m] | [-] |
| **1a** | **1** | | 0 | 14 | 0 | 0 | 14 | 0,5 | 37,7 | 1,8 | 1,04 | 1,02 | 1,46 | 21,3 | 7,3 | Heavescherm |
| | **2** | Voldoet: zand op zand | | | | | | | | | | | | | | |
| | **3** | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| | **4*** | | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 37,7 | 1,8 | 0,15 | 1,04 | 1,49 | 16,5 | 15,5 | Heavescherm |
| | **5** | | 0 | 14 | 0 | 0 | 14 | 0 | 40,0 | 0,5 | 0,83 | 1,01 | 1,44 | 60,6 | 46,6 | Heavescherm/ berm |
| **1b** | | | 0 | 6 | 0 | 0 | 6 | 0 | 32,4 | 2,4 | 1,07 | 1,01 | 1,47 | 9,4 | 3,4 | Heavescherm |
| **2a** | | | 0 | 6 | 0 | 0 | 6 | 0 | 32,4 | 2,2 | 1,00 | 1,03 | 1,47 | 10,3 | 4,3 | Heavescherm |
| **2b** | | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| **2c** | 1 | | 0 | 15 | 0 | 0 | 15 | 2,1 | 46,5 | 0,7 | 0,70 | 1,01 | 1,44 | 35,7 | 20,7 | Heavescherm |
| | 2 | | 0 | 15 | 0 | 0 | 15 | 2,1 | 46,5 | 1,1 | 0,96 | 1,01 | 1,44 | 24,5 | 9,5 | Heavescherm |
| **2d** | | | 0 | 15 | 0 | 0 | 15 | 2,5 | 46,5 | 1,0 | 0,98 | 1,02 | 1,46 | 24,3 | 9,3 | Heavescherm |
| **Overgang Blalobrug** | | Maatwerk | | | | | | | | | | | | | | |
| **Overgang Keersluis Zwolle** | | Maatwerk | | | | | | | | | | | | | | |
| **3a** | | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| **Overgang A28** | | Maatwerk | | | | | | | | | | | | | | |
| **3b** | | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| **Overgang Blalobrug** | | Maatwerk | | | | | | | | | | | | | | |
| **4a** | | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| **4b** | | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| **4c** | **1** | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| | **2** | | 50 | 20 | 1 | 24,7 | 40,0 | 1 | 55,4 | 1,0 | 1,51 | 1,05 | 1,50 | 39,8 | -0,1 | Voldoet |
| **Overgang Twistvlietbrug** | | | 13 | 25 | 0,5 | 10,9 | 35,9 | 0,5 | 46,5 | 1,0 | 1,32 | 1,02 | 1,46 | 40,3 | 4,4 | Berm |
| **4d** | **1)** | | 0 | 20 | 0 | 0 | 20,0 | 1 | 46,5 | 0,5 | 0,65 | 1,01 | 1,44 | 49,9 | 29,9 | Berm |
| | **2** | Voldoet: geen opbarsten | | | | | | | | | | | | | | |
| | **3** | | 0 | 40 | 0 | 0 | 40,0 | 0 | 51,9 | 0 | 0,73 | 1,01 | 1,44 | 85,6 | 45,6 | Heavescherm |
| | **4** | | 60 | 35 | 1,5 | 30,7 | 65,7 | 0 | 57,7 | 0 | 1,10 | 1,03 | 1,47 | 90,9 | 25,2 | Heavescherm |
| **Overgang Mastenbroekerbrug** | | Maatwerk | | | | | | | | | | | | | | |
| **5a** | **1** | | 0 | 35 | 0 | 0 | 35,0 | 0 | 51,9 | 0 | 0,65 | 1,01 | 1,44 | 85,6 | 50,6 | Heavescherm |
| | **2** | | 175 | 35 | 1 | 26,7 | 61,7 | 0 | 59,3 | 0 | 1,03 | 1,02 | 1,46 | 90,9 | 29,2 | Heavescherm |
| | **3** | | 0 | 35 | 0 | 0 | 35,0 | 0 | 51,9 | 0 | 0,65 | 1,01 | 1,44 | 85,6 | 50,6 | Heavescherm |
| **5b** | **1** | Maatwerk – Gemaal Westerveld | | | | | | | | | | | | | | |
| | **2** | Voldoet: zand op zand | | | | | | | | | | | | | | |
| | **3** | | 0 | 30 | 0 | 0 | 30,0 | 0 | 52,2 | 0 | 0,58 | 1,01 | 1,44 | 84,5 | 54,5 | Heavescherm |
| | **4** | | 35 | 30 | 1 | 22,3 | 52,3 | 0 | 53,6 | 0 | 0,93 | 1,03 | 1,47 | 87,2 | 34,9 | Heavescherm |

* Voor dit vak is gekeken naar piping door de zandlaag op de deklaag. Hiervoor is een watervoerendpakket met dikte van 2 m aangehouden.

# 7. Ontwerpmaatregelen

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de dimensionering van de ontwerpmaatregelen met betrekking tot piping/heave. Hierbij wordt een onderscheid gemaakt in een pipingberm en het ontwerp van een heavescherm. In deeltraject 1a, bij de overgang naar de Twistvlietbrug en in deeltraject 4d-1 zal een pipingberm komen. In deeltraject 1a, 2a, 2c, 2d, 4d-3/4 en 5 komen heaveschermen.

## 7.1 Ontwerp pipingberm

De lengte van de pipingberm wordt bepaald door het verschil in aanwezig en benodigde kwelweglengte. De hoogte wordt bepaald met een Sellmeijer-lijn. Deze lijn wordt berekend door met het Sellmeijer model de benodigde kwelweglengte te bepalen bij een oplopend verval. Deze Sellmeijer-lijnen zijn weergegeven in Figuur 7-1 tot en met Figuur 7-4.

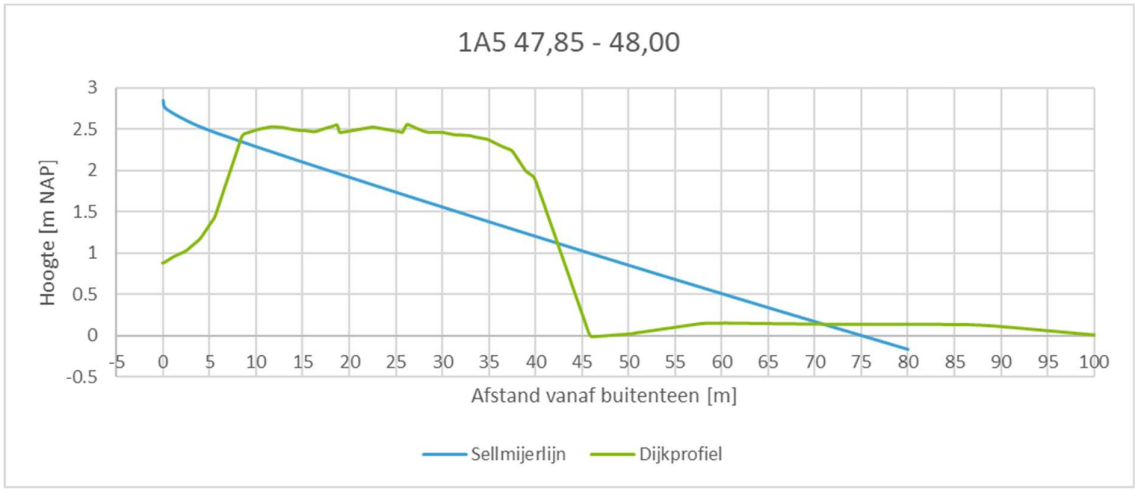
De pipingberm moet minimaal zo hoog zijn als de Sellmeijer-lijn. Een berm van deze hoogte zal het optreden van piping uitsluiten. Deze berm betekend niet dat opbarsten ter plaatse van de berm ook wordt uitgesloten. Ondanks de aanleg van de berm kunnen nog wel zand meevoerende wellen optreden. Echter zal volgens de vigerende regels geen doorgaande pipe ontstaan. In Tabel 7-1 is weergeven wat de lengte van de berm is en wat de hoogte bij de binnenteen is.

**Tabel 7-1 Pipingberm**

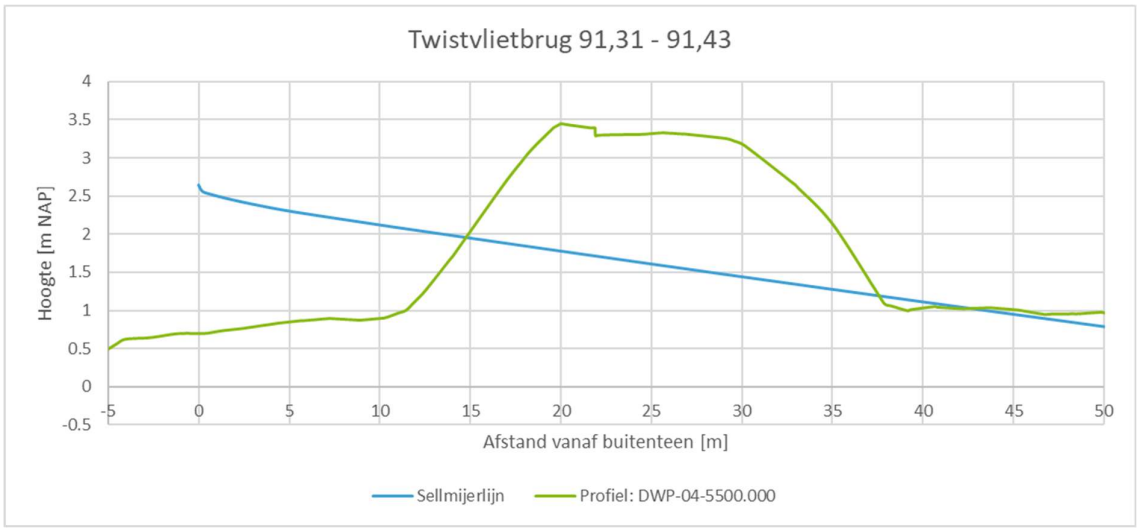
| **Deeltraject** | Dijkpaal | | Pipingbermlengte [m] | Pipingbermhoogte bij binnenteen [m NAP] |
|---|---|---|---|---|
| **1a-5** | 47,85 | 48,00 | 46 | +1,2 |
| **Twistvlietbrug** | 91,31 | 91,43 | 4,5 | +1,2 |
| **4d - 1** | 91,43 | 91,77 | 30 | +1,8 |

In vak 4d-1 zitten nog relatief grote verschillen in het hoogte van het maaiveld. Tussen 91.43 en 91.55 ligt het schippersinternaat. Tussen het schippersinternaat en de dijk ligt een lager gelegen stuk. Hier zal een piping berm komen zoals te zien is in Figuur 7-3. Tussen 91.55 en 91.77 is het maaiveld vlak, hier zal een langere pipingberm komen. Dit is weergeven in Figuur 7-4.

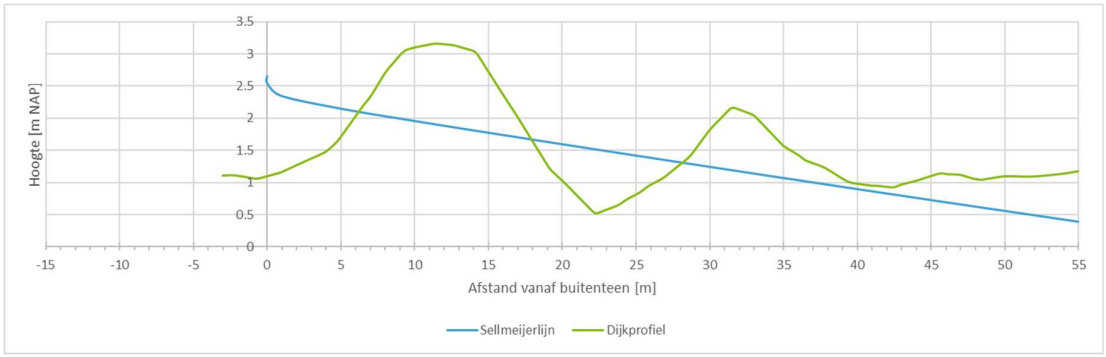
Voor vak 1a-5 en de Twistvlietbrug is in Figuur 7-1 en Figuur 7-2 weergegeven waar de Sellmeijer-lijn loopt.



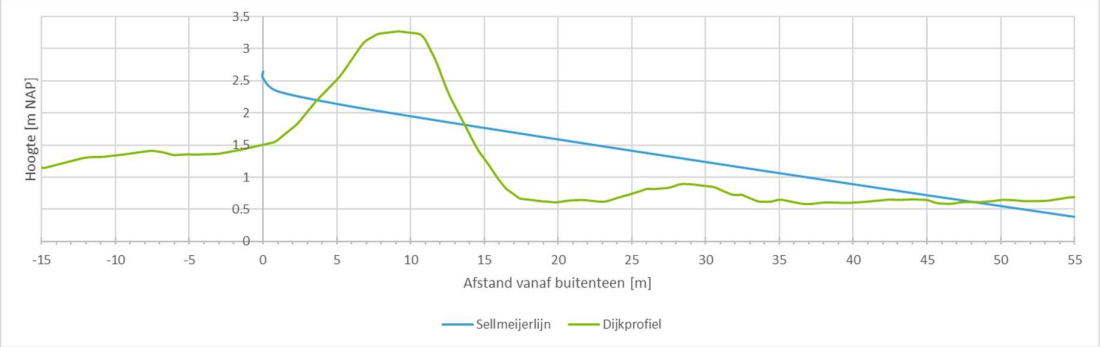

**Figuur 7-1 Sellmeijer-lijn 1A-5**




**Figuur 7-2 Sellmeijer-lijn twistvlietbrug**




**Figuur 7-3 Sellmeijer-lijn 4d-1-2 (91.45)**



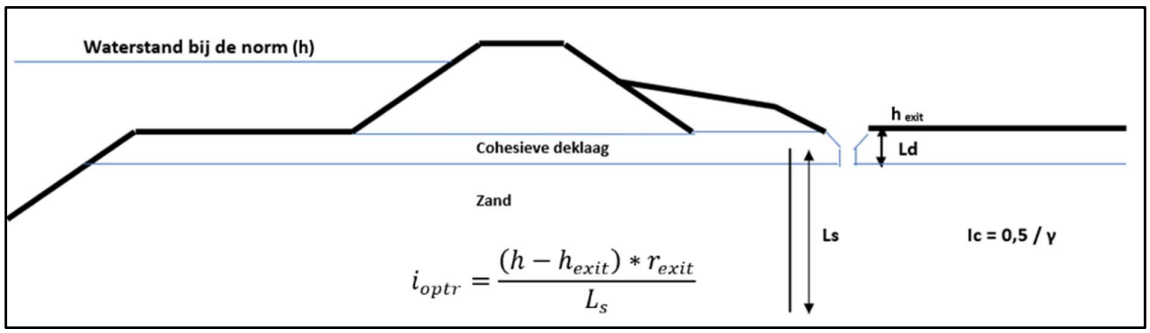

**Figuur 7-4 Sellmeijer-lijn 4d-1-2 (91.65)**

## 7.2 Ontwerp heavescherm

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op het ontwerp van heaveschermen. Het optreden van heave is een voorwaarde voor het optreden van ongecontroleerde pipegroei. Wordt heave voorkomen, dan wordt doorgaande pipegroei en daarmee falen van de waterkering door het faalmechanisme piping voorkomen. Er kunnen, ook bij heaveschermen, in het dagelijks beheer wel degelijk zandmeevoerende wellen ontstaan.

Principe van het heavescherm is dat de verticale lengte van het scherm zodanig lang is dat het verhang (de verhouding tussen het verval en de verticale lengte) langs het scherm zo klein is dat heave (het langs het scherm omhoog bewegen van zanddeeltjes) niet kan optreden. De heavescherm lengte is bepaald volgens de methode beschreven in het OI2014.

Een situatieschets van de ontwerpsituatie met de relevante parameters is weergegeven in Figuur 7-5.




**Figuur 7-5 Situatieschets ontwerp heaveschermen**

De heaveschermen zijn ontworpen voor een waterstand bij de norm in 2080. Doordat heaveschermen lastig uit te breiden zijn kan het interessant zijn om deze te ontwerpen voor een langere levensduur.

### Kritieke heave gradiënt

Voor het ontwerp van heaveschermen wordt een kritieke heave gradiënt van 0,5 conform OI2014v4 [ref. 1] gehanteerd. Aan de deklaag, die in deze situatie opgebarsten is en mogelijk schoongespoeld, wordt geen bijdrage aan de sterkte ontleend.

### Veiligheidsfactoren

De in de TUN [ref. 2] opgenomen veiligheidsfilosofie voor het ontwerp van heaveschermen is gevolgd. Hierbij is de redenatie uit KPR-memo [ref. 7] overgenomen. De waarde van de kritieke heave-gradiënt van 0,5 wordt dan aangehouden in combinatie met een normafhankelijke veiligheidsfactor $\gamma_n$ van 1,0 en een schematiseringsfactor $\gamma_b$ van 1,03 [Tabel 2-5].

### Optredend verhang

Het aanbrengen van een heavescherm zal een effect hebben op de grondwaterstroming en zo op de responsfactor. Het wordt aanbevolen in de volgende ontwerploop (DO) het actuele stijghoogteverschil over het scherm te bepalen met een grondwatermodel. Dat is in deze ontwerploop (VO) nog niet zinvol geacht.

### Ontwerp

Het ontwerp van de heaveschermen is per deeltraject uitgewerkt in Tabel 7-2. De lengte van het scherm is berekend, hierbij is de lengte omhoog afgerond op halve meters. Het minimale kopniveau van het kwelscherm ligt 1 m hoger dan de hoogste waarde van de onderzijde van de deklaag op het deeltraject, om te verhinderen dat een kwelweg boven het heavescherm door ontstaat. Deze waarde is bepaald op basis van het geotechnisch lengteprofiel [ref. 8].

Het minimale niveau van de onderzijde van het scherm is bepaald door de minimaal benodigde schermlengte $L_s$ af te halen van het diepste niveau van de onderzijde van de deklaag binnen het deeltraject. De onderkant van de deklaag ligt niet overal binnen het deeltraject even hoog.

**Tabel 7-2 Samenvatting niveaus heavescherm**

| Deeltraject | Vak | Van [hm] | Tot [hm] | Maximale** niveau onderzijde scherm [m+NAP] | Minimale* kopniveau scherm [m+NAP] | Schermlengte [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1a | 1 | 46,70 | 47,06 | -1,0 | +2,3 | 3,3 |
| | 4*** | 47,45 | 47,85 | -0,7 | +1,8 | 2,5 |
| | 5 | 47,85 | 48,00 | -5,5 | +1,0 | 6,5 |
| 1b | | 48,00 | 48,25 | +1,9 | +2,9 | 1,0 |
| 2a | | 48,25 | 48,50 | +1,7 | +2,7 | 1,0 |
| 2c | | 48,85 | 48,95 | -4,0 | -0,4 | 3,6 |
| 2c | | 48,95 | 49,00 | -3,1 | +0,0 | 3,1 |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2d | | 49,00 | 49,25 | -3,5 | -0,5 | 3,0 |
| 4d | 1 | 91,43 | 91,77 | -3,5 | +0,5 | 4,0 |
| | 3 | 91,91 | 92,15 | -6,5 | +1,0 | 7,5 |
| | 4 | 92,15 | 92,30 | -6,0 | +1,0 | 7,0 |
| 5a | 1 | 92,35 | 92,50 | -4,5 | +1,0 | 5,5 |
| | 2 | 92,50 | 92,80 | -4,5 | +1,0 | 5,5 |
| | 3 | 92,80 | 93,45 | -4,5 | +1,0 | 5,5 |
| 5b | 3 | 94,60 | 95,10 | -4,0 | +1,0 | 5,0 |
| | 4 | 95,10 | 95,32 | -4,0 | +1,0 | 5,0 |

*Het scherm mag hoger dan dit niveau worden doorgezet

**Het scherm mag dieper dan dit niveau worden doorgezet

*** Voor dit vak is een responsfactor van 1 aangehouden. Dit omdat het onderloopsheid van een kerende wand betreft. Hierdoor vervalt de onderbouwing voor het toepassen van een responsfactor van 0,86.

### Aanbevelingen

Het minimale niveau van de kop van het scherm en het maximale niveau van de onderzijde van het scherm zijn bepaald op het niveau van het deeltraject. Binnen elk van de beschouwde deeltrajecten treedt echter nog wel een significant verloop op in de boven en onderzijde van de cohesieve deklaag. De schermlengtes kunnen worden geoptimaliseerd door de deeltrajecten verder op te delen met een gelijke deklaag (diktes, niveau) en voor elk van deze subtrajecten de heavescherm niveaus te bepalen.

Tevens wordt aanbevolen om de stijghoogte ter plaatse van de onderzijde van het scherm te bepalen met een grondwaterstromingsmodel. Voor deze ontwerploop is het nog niet zinvol geacht. Voor het opstellen van het definitief ontwerp kan met deze slag het optredend verval nauwkeuriger worden ingeschat, waarmee een realistischer ontwerp van de schermlengtes verkregen wordt.

Daarnaast kan worden overwogen om lokaal het heave criterium te bepalen. Hierdoor kan worden gerekend met schematiserings- en veiligheidsfactoren, en wordt volledig aangesloten op de huidige ontwerpmethodiek. De ervaring bij andere projecten is dat de schermen hier 10% a 20% korter van worden.

# 8. Referenties


[ref. 1] Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, versie OI2014v4, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, februari 2017

[ref. 2] Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) Waterveiligheid, documentnummer 1804499-00330, versie 1.0, Dijkteam Zwolle, 7 oktober 2019

[ref. 3] FACTUAL REPORT HPT-(A)MPT ONDERZOEK STADSDIJKEN ZWOLLE, Fugro, December 2019

[ref. 4] Analyse responsfactor en weerstand van voorland op basis van peilbuismetingen, versie 4.0, Fugro, September 2019

[ref. 5] Actueel hoogtebestand Nederland (AHN) – versie 3. https://ahn.arcgisonline.nl/ahnviewer/

[ref. 6] Onderzoeksrapport Zandmeevoerende wellen, Ministerie van Infrastructuur en Milieu, Maart 2012

[ref. 7] KPR Memo beantwoording helpdeskvraag 17 05 0374 omtrent toe te passen heavegradiënt bij langsconstructies, Kennisplatform Risicobenadering, 4 mei 2017

[ref. 8] Geotechnisch lengteprofiel Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken Zwolle, MOS Grondmechanica, 1 februari 2019

# Bijlages

# Bijlage 1. Opbarsten – handboringen

| **Deeltraject** | | 01 | 01 | 01 | 02 | 02 | 02 | 02 | 02 | 02 | 02 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-01-0700.000 | DWP-01-1425.000 | DWP-02-1900.000 | DWP-02-2100.000 | DWP-02-2225.000 | DWP-02-2275.000 | DWP-02-2325.000 | DWP-02-2425.000 | DWP-02-2625.000 | DWP-02-2750.000 |
| **GEF meting** | | SDZ_MB_01 | HB53-47.94D | SDZ_HB_03 | SDZ_HB_05 | HB53-48.65D | HB53-48.69D | HB53-48.75D | HB53-48.84D | HB53-49.04D | SDZ_MB_06 |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 3.5 | 3.7 | 4.3 | 3.3 | 4 | 3.45 | 4.6 | 1.44 | 2.46 | 3.62 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 9.36 | 7.97 | 8.45 | 9.24 | 8.80 | 7.28 | 7.96 | 6.28 | 5.57 | 5.19 |
| $h$ | [m NAP] | 2.94 | 2.94 | 2.94 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 2.21 | 2.00 | 2.78 | 2.64 | 2.77 | 1.60 | 2.67 | 0.70 | 1.00 | 1.00 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 0.2934 | 0.5004 | -0.2796 | -0.2772 | -0.4072 | 0.7628 | -0.3072 | 1.6628 | 1.3628 | 1.3628 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 3.275 | 2.95 | 3.635 | 3.05 | 3.52 | 2.51 | 3.66 | 0.904 | 1.371 | 1.877 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 11.16 | 5.90 | 999 | 999 | 999 | 3.29 | 999 | 0.54 | 1.01 | 1.38 |
| Beoordeling | | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet |

$* \; Bij\ negatief\ \Delta\phi\ \ is\ de\ opbarstfactor\ 999\ ipv\ negatief$

| **Deeltraject** | | 02 | 02 | 02 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-02-2775.000 | DWP-02-2825.000 | DWP-04-4475.000 | DWP-04-4500.000 | DWP-04-4525.000 | DWP-04-4550.000 | DWP-04-4575.000 | DWP-04-4600.000 | DWP-04-4675.000 | DWP-04-4725.000 |
| **GEF meting** | | HB53-49.20D | HB53-49.24D | HB53-90.31D | HB53-90.33D | HB36D | B3d | HB53-90.40D | HB53-90.43E | HB53-90.51D | HB53-90.55D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 3.63 | 3.68 | 3.75 | 3.9 | 3.6 | 3.76 | 4.4 | 3.8 | 4.3 | 4.4 |
| $\gamma_{gem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 6.08 | 6.62 | 6.05 | 7.74 | 6.06 | 6.65 | 5.95 | 8.00 | 7.05 | 7.69 |
| $h$ | [m NAP] | 2.78 | 2.78 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.2 | -0.2 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 1.00 | 1.00 | 1.30 | 1.20 | 1.30 | 1.39 | 1.35 | 1.18 | 1.63 | 1.73 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 2.36 | 2.36 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.3628 | 1.3628 | 1.0402 | 1.1402 | 1.0452 | 0.9502 | 0.9902 | 1.1602 | 0.7102 | 0.6102 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 2.2055 | 2.435 | 2.2675 | 3.0175 | 2.18 | 2.5 | 2.62 | 3.04 | 3.03 | 3.385 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 1.62 | 1.79 | 2.18 | 2.65 | 2.09 | 2.63 | 2.65 | 2.62 | 4.27 | 5.55 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-04-4775.000 | DWP-04-4825.000 | DWP-04-4925.000 | DWP-04-4950.000 | DWP-04-4950.000 | DWP-04-4950.000 | DWP-04-5000.000 | DWP-04-5200.000 | DWP-04-5275.000 | DWP-04-5325.000 |
| **GEF meting** | | HB53-90.60D | HB53-90.66D | HB53-90.75D | HB53-90.78D | SDZ_MB_07 | SDZ_MB_08 | HB53-90.83D | HB53-91.02D | HB53-91.11D | HB53-91.14D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 3.8 | 3 | 3.6 | 5 | 3 | 5.5 | 4 | 2.1 | 2.2 | 1.4 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 6.61 | 9.45 | 7.40 | 9.40 | 9.15 | 8.67 | 9.59 | 9.43 | 8.50 | 8.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 1.71 | 1.71 | 1.99 | 1.82 | 1.72 | 1.76 | 1.87 | 1.39 | 1.53 | 1.35 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.81 | 0.81 | 0.81 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.34 | 2.17 | 2.17 | 2.17 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 0.6302 | 0.6302 | 0.3502 | 0.5202 | 0.6192 | 0.5842 | 0.4702 | 0.7805 | 0.6405 | 0.8205 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 2.51 | 2.835 | 2.665 | 4.7 | 2.745 | 4.77 | 3.835 | 1.98 | 1.87 | 1.19 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 3.98 | 4.50 | 7.61 | 9.03 | 4.43 | 8.17 | 8.16 | 2.54 | 2.92 | 1.45 |
| Beoordeling | | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-04-5375.000 | DWP-04-5425.000 | DWP-04-5525.000 | DWP-04-5575.000 | DWP-04-5600.000 | DWP-04-5650.000 | DWP-04-5700.000 | DWP-04-5800.000 | DWP-04-5825.000 | DWP-04-5825.000 |
| **GEF meting** | | HB53-91.20D | HB53-91.26D | HB53-91.36D | HB53-91.40D | HB53-91.43D | HB53-91.49D | HB53-91.52D | HB53-91.62D | SDZ-BGP_12 | SDZ-BGP_10 |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1.2 | 1.8 | 2 | 0.5 | 1 | 1.1 | 1.9 | 1.55 | 1.5 | 1.1 |
| $\gamma_{gem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 8.50 | 8.58 | 9.33 | 8.50 | 8.80 | 9.05 | 8.74 | 9.37 | 8.90 | 8.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 1.05 | 1.20 | 1.09 | 0.90 | 0.85 | 0.70 | 1.47 | 0.76 | 2.84 | 2.31 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.81 | 0.81 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 2.17 | 2.17 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.1205 | 0.9705 | 0.5925 | 0.7825 | 0.8325 | 0.9825 | 0.2125 | 0.9225 | -1.1575 | -0.6275 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 1.02 | 1.545 | 1.865 | 0.425 | 0.88 | 0.995 | 1.66 | 1.4525 | 1.335 | 0.935 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.91 | 1.59 | 3.15 | 0.54 | 1.06 | 1.01 | 7.81 | 1.57 | 999 | 999 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-04-5850.000 | DWP-04-5950.000 | DWP-04-6000.000 | DWP-04-6075.000 | DWP-04-6125.000 | DWP-04-6125.000 | DWP-04-6225.000 | DWP-04-6275.000 | DWP-04-6325.000 | DWP-04-6375.000 |
| **GEF meting** | | HB53-91.67D | HB53-91.77D | HB53-91.82D | HB53-91.91D | HB53-91.96D | SDZ_MB_09 | HB53-92.05D | HB53-92.10D | HB53-92.15D | HB53-92.20D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1.5 | 2.4 | 1.3 | 2.8 | 4.2 | 5 | 0.6 | 1.7 | 2.2 | 3.4 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 8.50 | 8.50 | 9.31 | 8.30 | 7.92 | 9.34 | 8.50 | 5.13 | 5.50 | 7.12 |
| $h$ | [m NAP] | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 0.81 | 1.13 | 1.14 | 1.61 | -0.42 | 2.85 | 0.30 | -0.25 | 0.14 | 0.53 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 | 1.68 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 0.8725 | 0.5525 | 0.5425 | 0.0725 | 2.1025 | -1.1675 | 1.3825 | 1.9325 | 1.5425 | 1.1525 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 1.275 | 2.04 | 1.21 | 2.325 | 3.3275 | 4.67 | 0.51 | 0.8725 | 1.21 | 2.42 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 1.46 | 3.69 | 2.23 | 32.07 | 1.58 | 999 | 0.37 | 0.45 | 0.78 | 2.10 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 | 04 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-04-6425.000 | DWP-05-6600.000 | DWP-05-6625.000 | DWP-05-6650.000 | DWP-05-6775.000 | DWP-05-6825.000 | DWP-05-6875.000 | DWP-05-6900.000 | DWP-05-6925.000 | DWP-05-6975.000 |
| **GEF meting** | | HB53-92.26D | HB53-92.43D | HB53-92.45D | B8d | HB53-92.60E | HB53-92.65E | HB53-92.70E | SDZ-BGP_9 | HB53-92.75E | HB53-92.80E |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 0.9 | 0.6 | 0.63 | 0.69 | 0.55 | 0.69 | 1.2 | 0.68 | 0.8 | 1.45 |
| $\gamma_{gem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 8.50 | 8.50 | 8.50 | 8.54 | 8.50 | 8.50 | 8.50 | 8.50 | 8.50 | 8.86 |
| $h$ | [m NAP] | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -0.15 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | -0.06 | 0.00 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.65 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.68 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.1825 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.68 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.59 | 1.53 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 0.765 | 0.51 | 0.5355 | 0.5895 | 0.4675 | 0.5865 | 1.02 | 0.578 | 0.68 | 1.285 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.65 | 0.33 | 0.35 | 0.39 | 0.28 | 0.38 | 0.67 | 0.38 | 0.43 | 0.84 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 04 | 04 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-05-7025.000 | DWP-05-7075.000 | DWP-05-7175.000 | DWP-05-7225.000 | DWP-05-7325.000 | DWP-05-7375.000 | DWP-05-7375.000 | DWP-05-7400.000 | DWP-05-7425.000 | DWP-05-7425.000 |
| **GEF meting** | | HB53-92.86E | HB53-92.90E | HB53-93.00E | HB53-93.05E | HB53-93.16E | HB53-93.21D | HB53-93.20D | HB42D | HB53-93.25D | SDZ_MB_13 |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1.4 | 0.78 | 1.74 | 1.56 | 0.96 | 3.24 | 2.66 | 4.535 | 2.74 | 0.87 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 7.79 | 5.94 | 8.71 | 8.33 | 8.81 | 8.94 | 8.53 | 9.44 | 6.97 | 8.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | -0.11 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.64 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 | 1.53 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 1.09 | 0.463 | 1.515 | 1.3 | 0.846 | 2.895 | 2.27 | 4.28 | 1.909 | 0.7395 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.66 | 0.30 | 0.99 | 0.85 | 0.55 | 1.89 | 1.48 | 2.80 | 1.25 | 0.48 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-05-7425.000 | DWP-05-7475.000 | DWP-05-7675.000 | DWP-05-7925.000 | DWP-05-7975.000 | DWP-05-8025.000 | DWP-05-8075.000 | DWP-05-8100.000 | DWP-05-8200.000 | DWP-05-8250.000 |
| **GEF meting** | | SDZ_MB_12 | HB53-93.30D | HB53-93.56D | HB6D | HB7D | HB8D | HB9D | HB10D | HB11D | HB12D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1.2 | 0.98 | 1.4 | 1.1 | 2.6 | 1.2 | 1 | 0.6 | 0.9 | 0.6 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 6.08 | 8.50 | 8.50 | 8.50 | 8.79 | 8.50 | 6.10 | 8.50 | 9.17 | 8.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.75 | 2.75 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.78 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.2 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 0.00 | 0.00 | 0.52 | 0.31 | 0.08 | 0.35 | 0.33 | 0.24 | 0.22 | 0.05 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.6 | 0.6 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.53 | 1.53 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 2.36 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.53 | 1.53 | 1.8428 | 2.0528 | 2.2828 | 2.0128 | 2.0328 | 2.1228 | 2.1428 | 2.3128 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 0.73 | 0.833 | 1.19 | 0.935 | 2.285 | 1.02 | 0.61 | 0.51 | 0.825 | 0.51 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.48 | 0.54 | 0.65 | 0.46 | 1.00 | 0.51 | 0.30 | 0.24 | 0.39 | 0.22 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-05-8300.000 | DWP-05-8350.000 | DWP-05-8400.000 | DWP-05-8425.000 | DWP-05-8450.000 | DWP-05-8475.000 | DWP-05-8525.000 | DWP-05-8625.000 | DWP-05-8825.000 | DWP-05-8875.000 |
| **GEF meting** | | HB13D | HB14D | HB15D | HB53-94.26D | HB16D | HB53-94.31D | HB17D | HB18D | HB53-94.66D | HB53-94.70D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 2 | 2 | 3.5 | 2.1 | 4.5 | 2.3 | 2.7 | 1.4 | 2.1 | 0.65 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 2.88 | 0.50 | 6.47 | 5.83 | 7.84 | 4.93 | 8.19 | 6.75 | 9.04 | 8.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.78 | 2.78 | 2.78 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.2 | -0.2 | -0.2 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | -0.10 | -0.37 | 2.27 | 0.08 | 1.51 | 0.15 | 0.45 | 0.62 | 0.43 | 0.37 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 2.36 | 2.36 | 2.36 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 2.4628 | 2.7328 | 0.0928 | 1.3392 | -0.0908 | 1.2692 | 0.9692 | 0.7992 | 0.9892 | 1.0492 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 0.575 | 0.1 | 2.265 | 1.225 | 3.53 | 1.135 | 2.21 | 0.945 | 1.8975 | 0.5525 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.23 | 0.04 | 24.41 | 0.91 | 999 | 0.89 | 2.28 | 1.18 | 1.92 | 0.53 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 | 05 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-05-8925.000 | DWP-05-8950.000 | DWP-05-8975.000 | DWP-05-8975.000 | DWP-05-9025.000 | DWP-05-9050.000 | DWP-05-9075.000 | DWP-05-9100.000 | DWP-05-9150.000 | DWP-05-9250.000 |
| **GEF meting** | | HB53-94.75D | B11Ad | HB53-94.82D | HB24D | HB25D | HB53-94.88D | HB26D | HB53-94.94D | HB28D | HB53-95.08D |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1.7 | 2.5 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.8 | 0.6 | 1.2 | 0.8 | 1 |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 6.65 | 8.29 | 8.50 | 0.50 | 0.50 | 5.50 | 0.50 | 7.17 | 0.50 | 7.50 |
| $h$ | [m NAP] | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 | 2.77 |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 0.19 | 1.27 | -0.05 | -0.24 | -0.32 | 0.00 | -0.09 | -0.01 | -0.24 | 0.37 |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 | 0.56 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 | 1.42 |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.2292 | 0.1492 | 1.4692 | 1.6592 | 1.7392 | 1.4192 | 1.5092 | 1.4292 | 1.6592 | 1.0492 |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 1.13 | 2.0715 | 0.425 | 0.035 | 0.025 | 0.44 | 0.03 | 0.86 | 0.04 | 0.75 |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 | 1.86 |
| Opbarstfactor* | [ | 0.92 | 13.88 | 0.29 | 0.02 | 0.01 | 0.31 | 0.02 | 0.60 | 0.02 | 0.71 |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | 05 | 05 | 05 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | DWP-05-9350.000 | DWP-05-9400.000 | DWP-05-9450.000 | | | | | | | |
| **GEF meting** | | HB53-95.18D | HB53-95.23D | HB53-95.28D | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | 1 | 2 | 0.5 | | | | | | | |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | 8.00 | 4.73 | 8.50 | | | | | | | |
| $h$ | [m NAP] | 2.77 | 2.77 | 2.77 | | | | | | | |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | -0.3 | -0.3 | -0.3 | | | | | | | |
| $maaiveld$ | [m NAP] | 0.33 | 0.42 | 0.32 | | | | | | | |
| $r_{respons}$ | [-] | 0.56 | 0.56 | 0.56 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | 1.42 | 1.42 | 1.42 | | | | | | | |
| $\Delta\phi$ | [m] | 1.0892 | 0.9992 | 1.0992 | | | | | | | |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | 0.8 | 0.945 | 0.425 | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | 1.86 | 1.86 | 1.86 | | | | | | | |
| Opbarstfactor* | [ | 0.73 | 0.95 | 0.39 | | | | | | | |
| Beoordeling | | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet niet | | | | | | | |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \; \; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | | | | | | | | | |
| **GEF meting** | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ [kN/m$^3$] | | | | | | | | | | |
| $h$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $h_{polder}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $maaiveld$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $r_{respons}$ [-] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi_{c,u}$ [m] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor [-] | | | | | | | | | | |
| Opbarstfactor* [ | | | | | | | | | | |
| Beoordeling | | | | | | | | | | |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | | | | | | | | | |
| **GEF meting** | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ [kN/m$^3$] | | | | | | | | | | |
| $h$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $h_{polder}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $maaiveld$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $r_{respons}$ [-] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi_{c,u}$ [m] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor [-] | | | | | | | | | | |
| Opbarstfactor* [ | | | | | | | | | | |
| Beoordeling | | | | | | | | | | |

$* \; Bij \; negatief \; \Delta\phi \;\; is \; de \; opbar$

| **Deeltraject** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | | | | | | | | | |
| **GEF meting** | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $D_{deklaag}$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ [kN/m$^3$] | | | | | | | | | | |
| $h$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $h_{polder}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $maaiveld$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $r_{respons}$ [-] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ [m NAP] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi$ [m] | | | | | | | | | | |
| $\Delta\phi_{c,u}$ [m] | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| Benodigde opbarstfactor [-] | | | | | | | | | | |
| Opbarstfactor* [ | | | | | | | | | | |
| Beoordeling | | | | | | | | | | |

$* \; Bij\ negatief\ \Delta\phi\ \ is\ de\ opbar$

| **Deeltraject** | | | |
|---|---|---|---|
| **Geometrisch profiel** | | | |
| **GEF meting** | | | |
| | | | |
| $D_{deklaag}$ | [m] | | |
| $\gamma_{aem-sat} - \gamma_w$ | [kN/m$^3$] | | |
| $h$ | [m NAP] | | |
| $h_{polder}$ | [m NAP] | | |
| $maaiveld$ | [m NAP] | | |
| $r_{respons}$ | [-] | | |
| | | | |
| $\phi_{binnenteen}$ | [m NAP] | | |
| $\Delta\phi$ | [m] | | |
| $\Delta\phi_{c,u}$ | [m] | | |
| | | | |
| Benodigde opbarstfactor | [-] | | |
| Opbarstfactor* | [ | | |
| Beoordeling | | | |

$*$ *Bij negatief* $\Delta\phi$ *is de opbar*

# Bijlage 2. Boxtel doorlatendheid

De doorlatendheid van de Boxtel formatie is afgeleid van de korrelverdeling. Met behulp van de vergelijkingen van den Rooijen en Beyer is de doorlatendheid afgeleid.

Den Rooijen:

$$k = c_0 - 1.83 * 10^3 * \ln(U)) * d_{10}^2$$
$$met\ c_0 = 1{,}5 * 10^4$$

Beyer:

$$k = \left[\frac{A}{U + B} + C\right] * d_{10}^2$$

$met$:

$$A = 3{,}49$$
$$B = 4{,}40$$
$$C = 0{,}80$$

| U [-] | D10 [$\mu m$] |
|---|---|
| 1.94 | 130.8 |
| 2.12 | 141.1 |
| 1.97 | 90.3 |
| 1.69 | 126.4 |
| 1.63 | 137.0 |
| 1.97 | 98.1 |
| 1.98 | 100.1 |
| 1.90 | 105.4 |
| 1.73 | 109.7 |
| 1.98 | 127.2 |
| 1.58 | 133.4 |
| 2.18 | 105.6 |
| 1.76 | 111.1 |
| 1.86 | 118.0 |
| 2.15 | 107.2 |

| | Den Rooijen | Beyer |
|---|---|---|
| **# proeven** | 15 | 15 |
| **K - gemiddeld[m/d]** | 16,41 | 16,06 |
| **STD [m/d]** | 4,5 | 4,4 |
| **Vc [-]** | 0,27 | 0,27 |
| **Student-T [-]** | 1,76 | 1,76 |
| | | |
| **K - Karakteristieke [m/d]** | 24,3 | 23,7 |

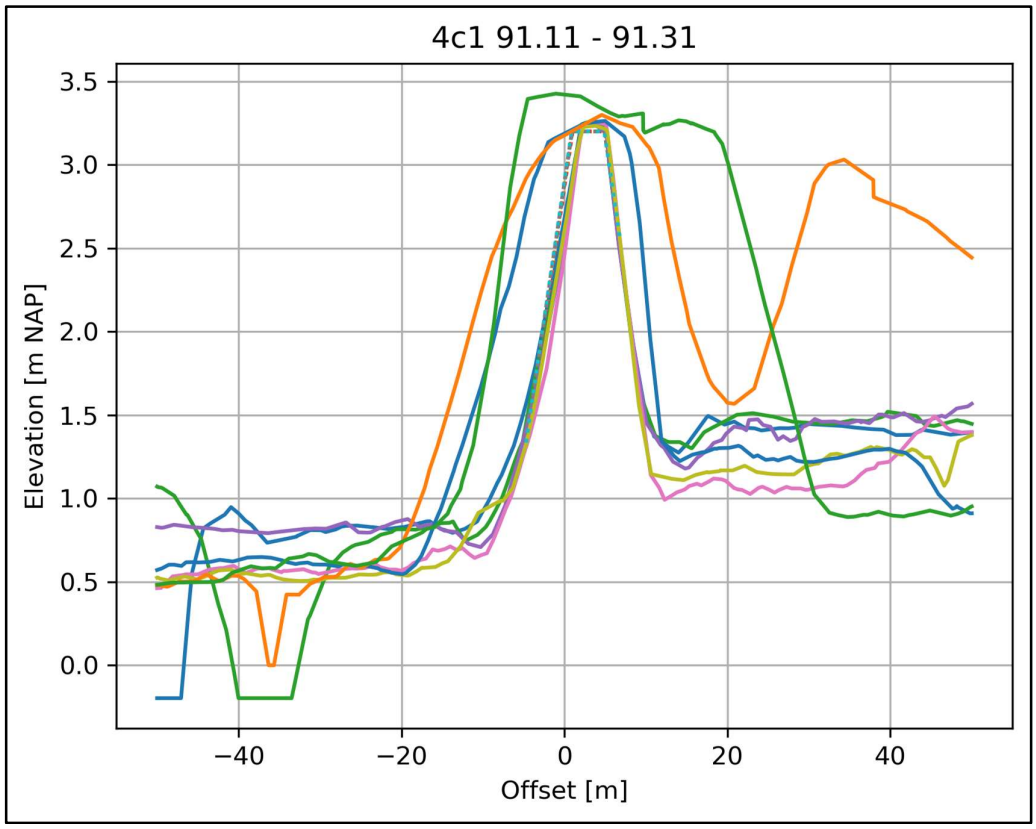
Voor dit onderzoek is uitgegaan van het gemiddelde van deze twee doorlatendheden. Voor de Boxtel formatie is dus een doorlatendheid van 24,0 m/d gebruikt.

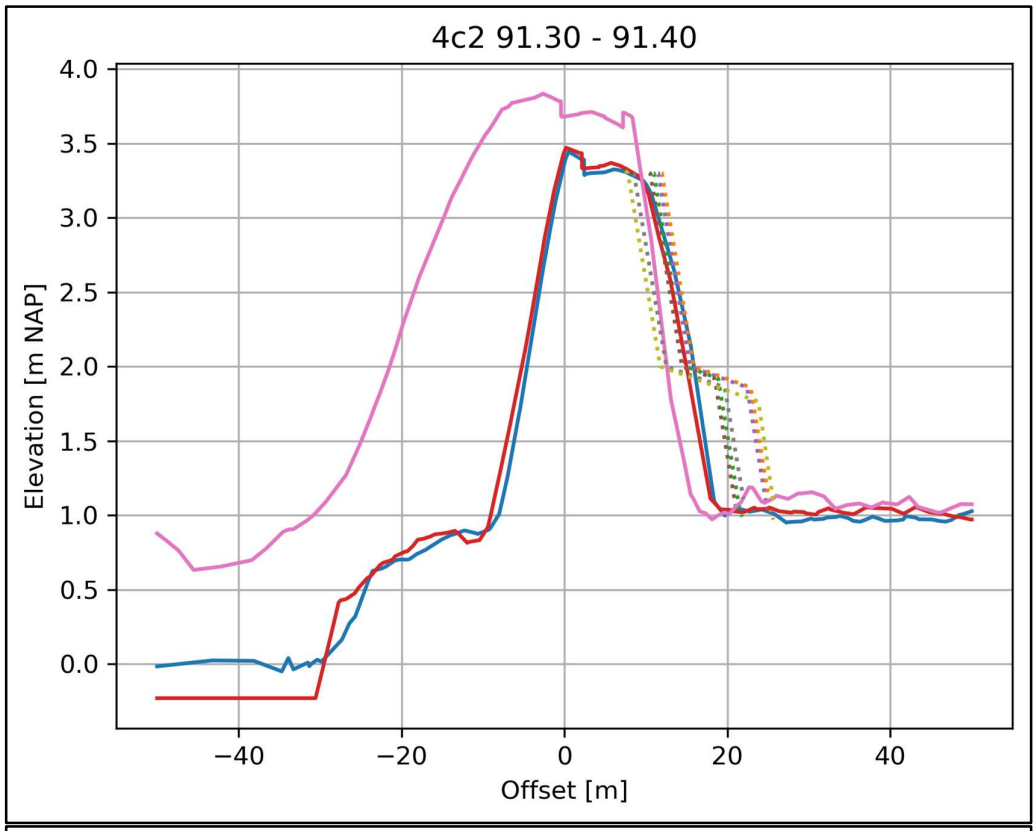
# Bijlage 3. Dijkbasis bepaling

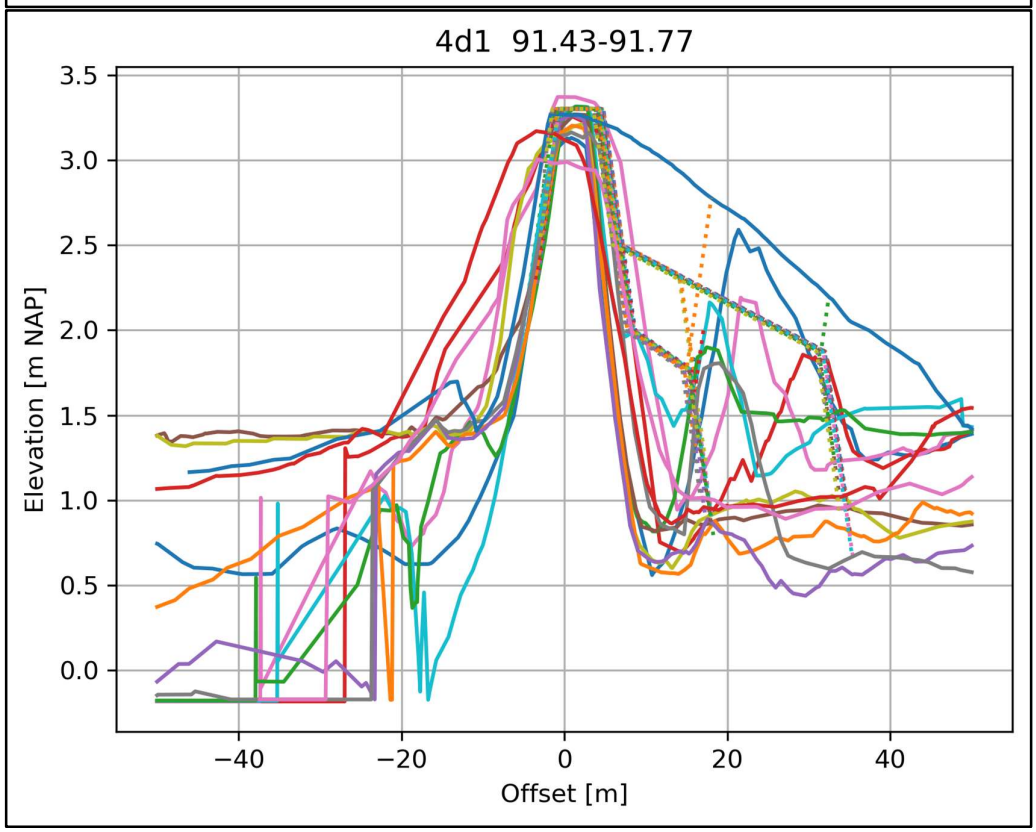
Op basis van onderstaande figuren is de dijkbasis per vak bepaald. De doorgetrokken lijn is het profiel van de huidige dijk. De stippellijnen zijn ontwerpvarianten, hierop is de dijkbasis gebaseerd. In Tabel 0-1 is de dijkbasis per vak weergegeven.

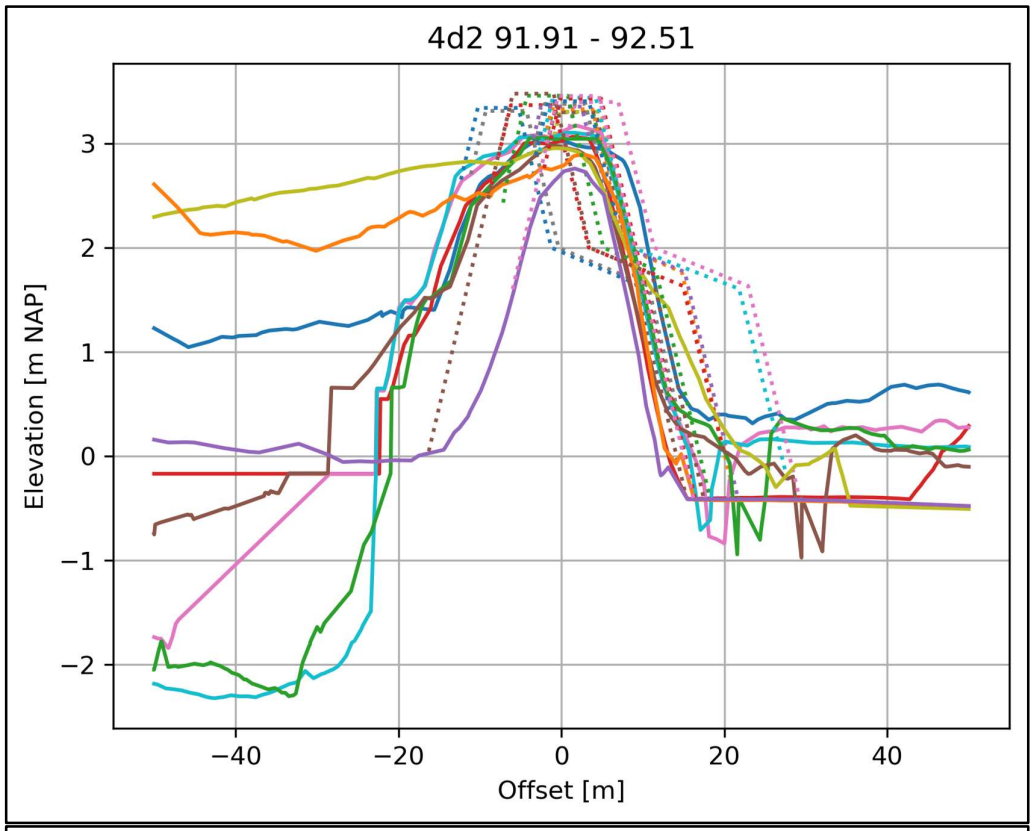
**Tabel 0-1 Dijkbasis per vak**

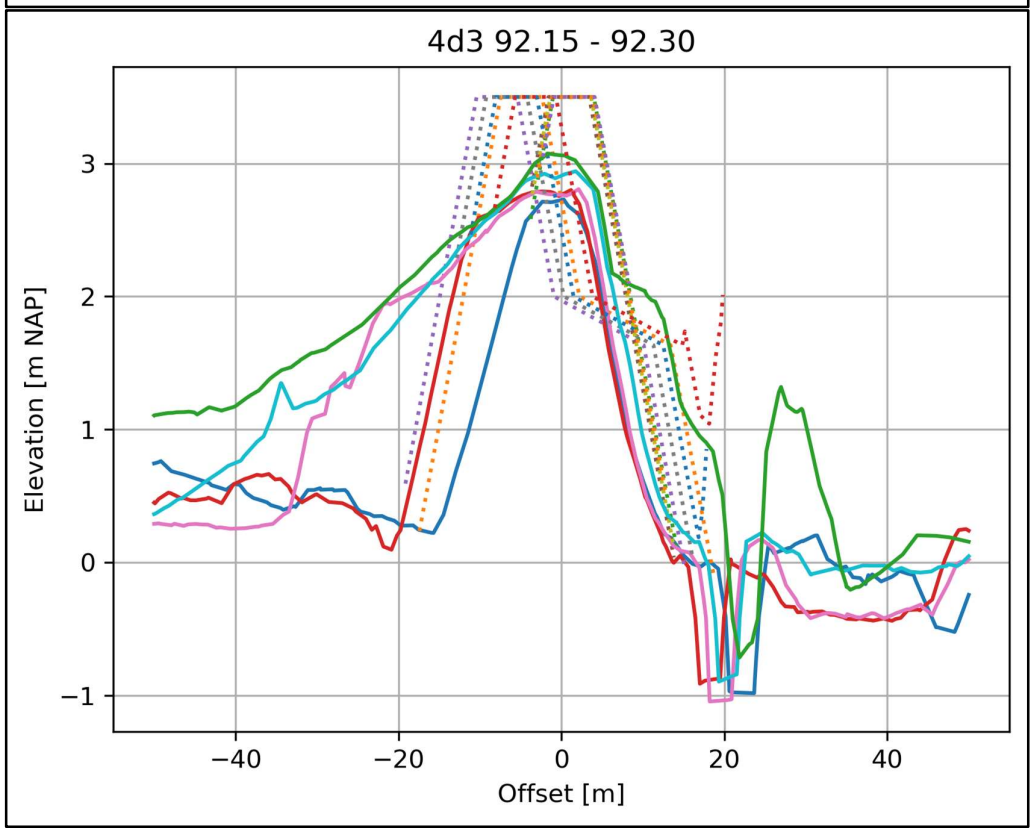
| Deeltraject | Vak | Dijkvak | | Dijkbasis [m] |
|---|---|---|---|---|
| **1a** | 1 – 4 | 46,70 | 47,85 | 14 |
| **1a** | 5 | 47,85 | 48,00 | 40 |
| **1b** | | 48,00 | 48,25 | 6 |
| **2a** | | 48,25 | 48,50 | 6 |
| **2c** | | 48,85 | 49,00 | 15 |
| **2d** | | 49,00 | 49,25 | 15 |
| **4c** | | 91,11 | 91,31 | 20 |
| **Twistvlietbrug** | | 91,31 | 91,43 | 25 |
| **4d** | 1 | 91,43 | 91,77 | 20 |
| | 3 | 91,91 | 92,15 | 40 |
| | 4 | 92,15 | 92,30 | 35 |
| **5a** | 1 | 92,35 | 92,50 | 35 |
| | 2 | 92,50 | 92,80 | 35 |
| | 3 | 92,80 | 93,45 | 35 |
| **5b** | 1 | 94,60 | 95,10 | 30 |
| | 2 | 95,10 | 95,32 | 30 |

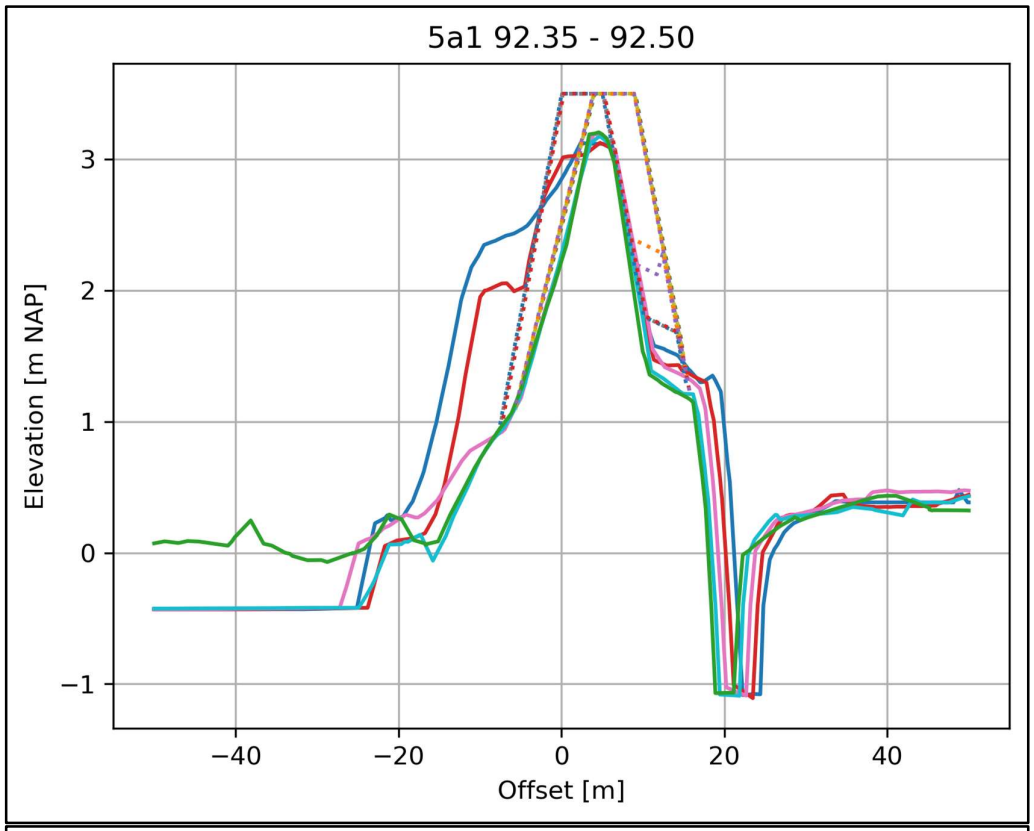

4c1 91.11 - 91.31
Elevation [m NAP]
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
−40
−20
0
20
40
Offset [m]

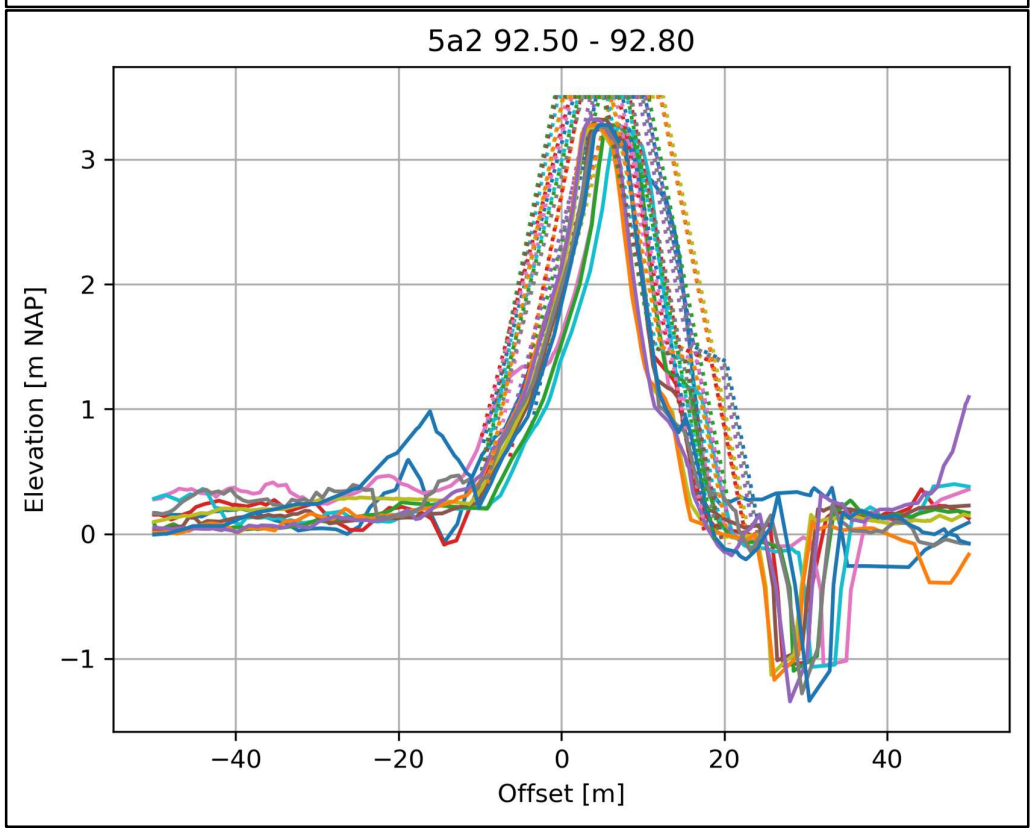

4c2 91.30 - 91.40
Elevation [m NAP]
Offset [m]
4.0
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
−40
−20
0
20
40

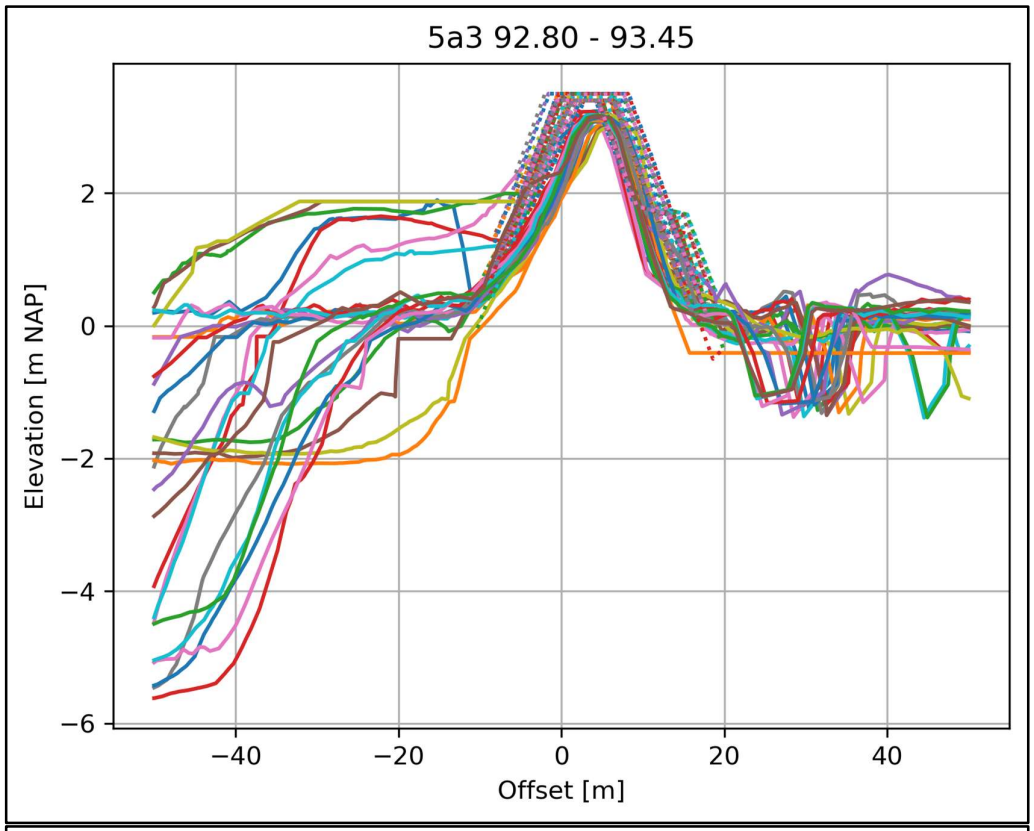

4d1 91.43-91.77
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
−40
−20
0
20
40

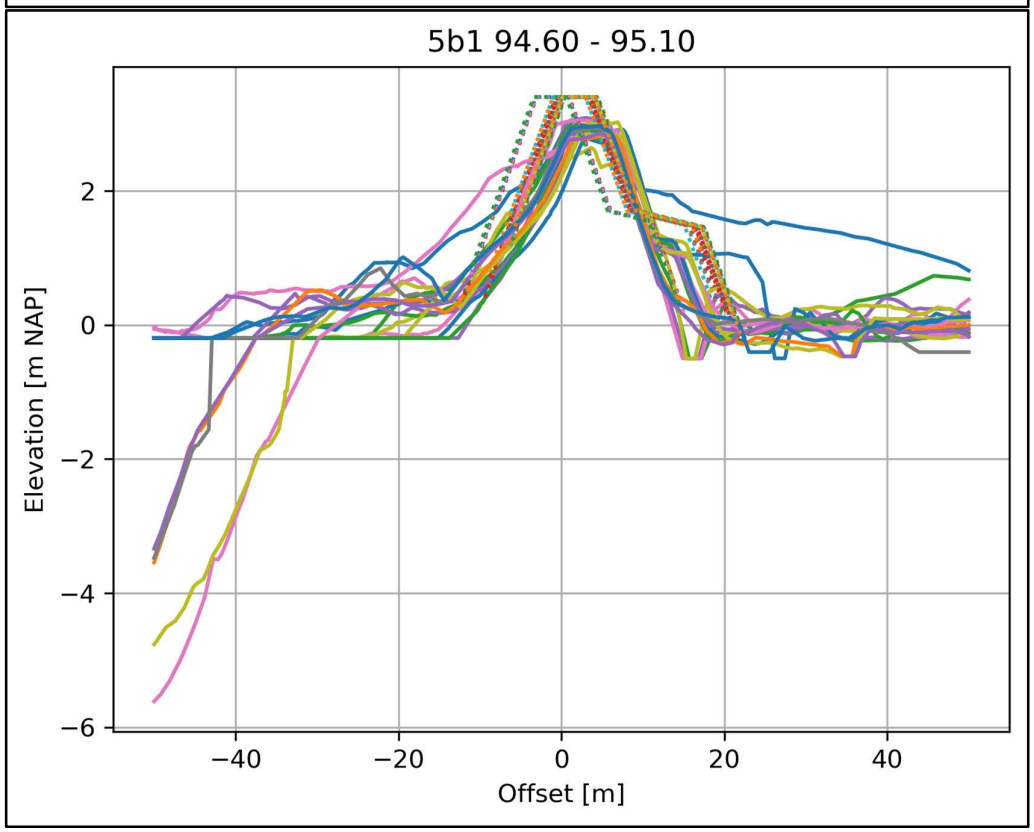

4d2 91.91 - 92.51
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3
2
1
0
−1
−2
−40
−20
0
20
40

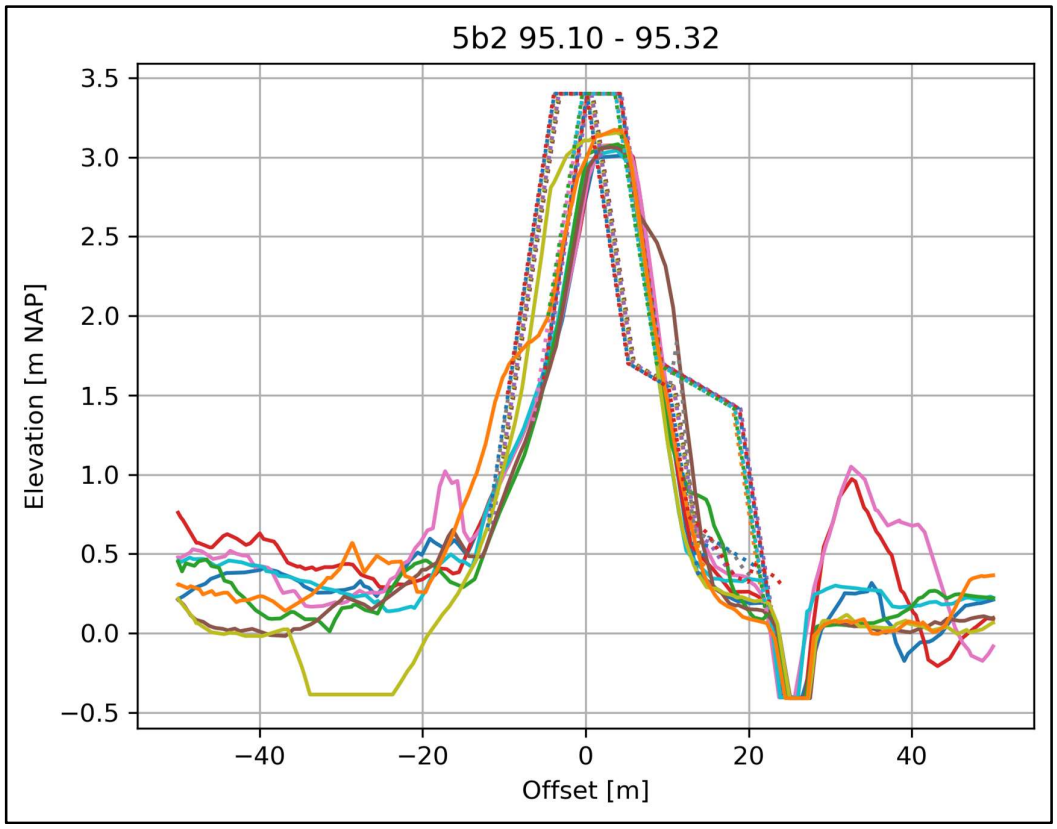

4d3 92.15 - 92.30
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3
2
1
0
−1
−40
−20
0
20
40


5a1 92.35 - 92.50
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3
2
1
0
−1
−40
−20
0
20
40

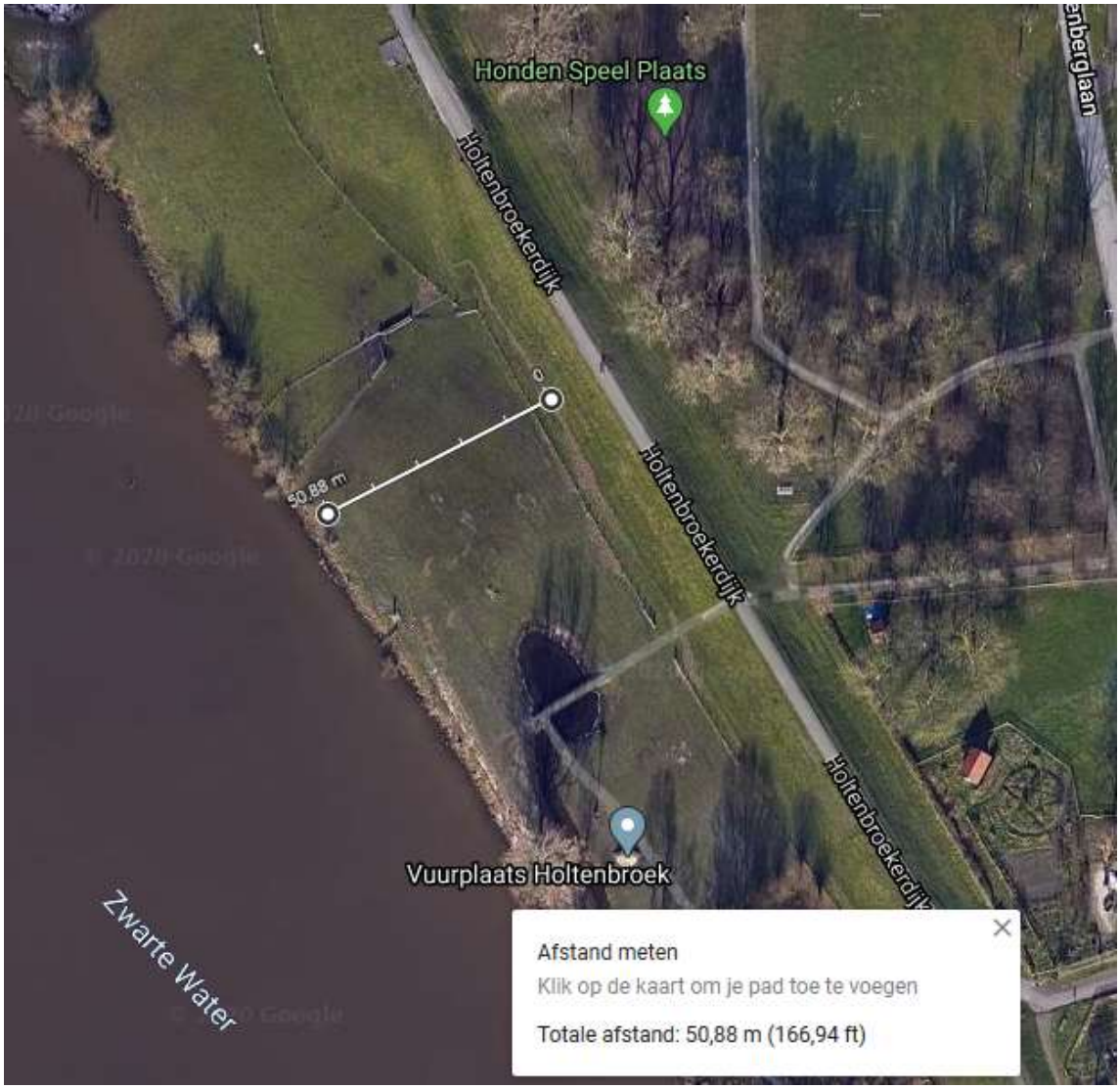

5a2 92.50 - 92.80
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3
2
1
0
−1
−40
−20
0
20
40


5a3 92.80 - 93.45
Elevation [m NAP]
Offset [m]
2
0
−2
−4
−6
−40
−20
0
20
40


5b1 94.60 - 95.10
Elevation [m NAP]
Offset [m]
2
0
−2
−4
−6
−40
−20
0
20
40


5b2 95.10 - 95.32
Elevation [m NAP]
Offset [m]
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
−0.5
−40
−20
0
20
40

# Bijlage 4. Lengte voorland




**Figuur 0-1 Voorland in 4c**




**Figuur 0-2 Voorland in 4d**




**Figuur 0-3 Voorland in 5a**




**Figuur 0-4 Voorland in 5b**

# Bijlage 7. Werkwijzer langsconstructies

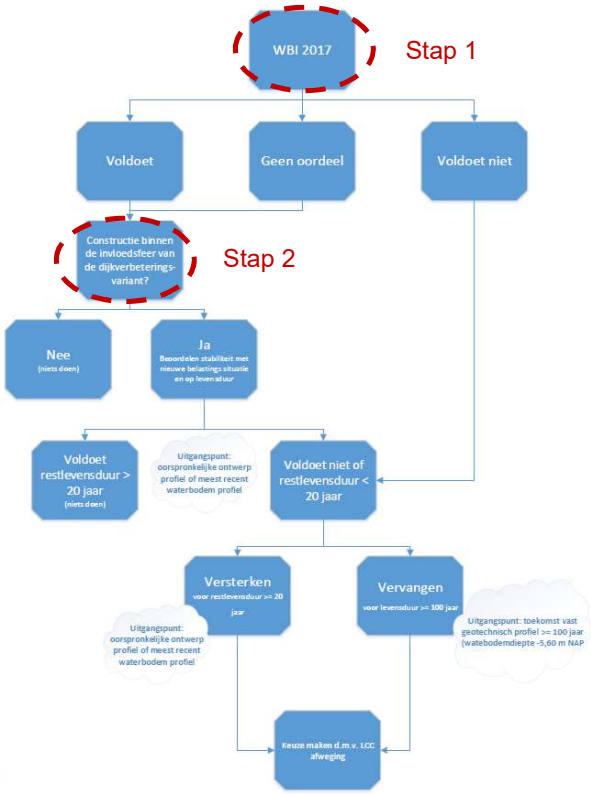
# Bijlage 7 - Werkwijzer langsconstructies

Deze bijlage beschrijft de methode en werkwijze van de damwandberekeningen.
In het eerste hoofdstuk is in de eerste paragraaf een toelichting gegeven op het te doorlopen stroomschema voor de beoordeling en of het ontwerp van de langsconstructies binnen Stadsdijken Zwolle. Daarnaast zijn de resultaten van de eerste 2 stappen samengevat in de 2e paragraaf.

Het tweede hoofdstuk gaat over de algemene randvoorwaarden en uitgangspunten.

## 1. Beoordelings- en ontwerpproces

Voor de boordeling en/of het ontwerp van de langsconstructies is een stroomschema opgesteld. Dit stroomschema is in figuur 1-1 weergegeven. . Als eerste stap wordt de huidige situatie van de damwand onderzocht met daaraan gekoppeld de beoordeling conform het Wettelijk Beoordelings Instrumentarium 2017 (WBI2017). Hierbij dient opgemerkt te worden dat op sommige locaties de damwand wel is afgekeurd maar de waterkering (met restprofielbenadering) als voldoende veilig is beoordeeld. Indien het oordeel luidt dat een damwand niet voldoet dan wordt onderzocht of de damwand versterkt kan worden of dient te worden vervangen. Indien de damwand volgens het WBI2017 wel voldoet of er is geen oordeel van de damwand bekend dan wordt eerst getoetst of de constructie zich bevindt binnen de invloedszone van de waterkering. Als de constructie buiten de invloedszone is gelegen dan wordt er geen verdere beoordeling of ontwerp uitgevoerd. In het geval de constructie wel binnen de invloedszone van de waterkering is gelegen wordt een beoordeling van de restlevensduur uitgevoerd. Bij een beoordeling van een restlevensduur lager dan 20 jaar dient de langsconstructie te worden versterkt of vervangen. Indien de restlevensduur kleiner is dan 20 jaar dan wordt bij deze damwand een versterkingsmaatregel of ontwerp van een nieuwe langsconstructie uitgewerkt.




**Figuur 1-1: Beoordelings- en ontwerpproces langsconstructies**

De eerste 2 stappen uit het stroomschema, aangeduid met stap 1 en stap 2 in figuur 1-1, en de resultaten hiervan zijn vastgelegd in onderstaande tabel. De locatie van de damwand is afgerond op 10 m tot 50 m. Als er een uitgebreide analyse en berekening is gemaakt dan is dat weergegeven in de laatste kolom

**Tabel 1-1: Resultaten stap 1 en 2 uit stroomschema**

| Naam damwand | Deel-traject | Locatie | | Stap 1 | Stap 2 | Opgenomen in bijlage 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Hm van | Hm tot | | | |
| Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 1 | 1a | 46,70 | 46,74 | Voldoet niet | n.v.t. | Ja (nog niet uitgevoerd) |
| Damwand onder brug | 1a | 46,74 | 46,78 | Geen oordeel | Ja | Nee |
| Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 2 | 1a | 46,78 | 46,80 | Voldoet niet | n.v.t. | Ja (nog niet uitgevoerd) |
| Opslagplaats sluisdeuren | 1a | 46,80 | 46,85 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 3 | 1a | 46,85 | 48,00 | Voldoet niet | n.v.t. | Ja (nog niet uitgevoerd) |
| Damwand haven Grote Voorst / haven Scania deel 1 | 1a | 47,50 | 47,65 | Voldoet niet | n.v.t. | Ja |
| Damwand haven Grote Voorst / haven Scania deel 2 | 1a | 47,65 | 47,70 | Voldoet niet | n.v.t. | Ja |
| Damwand haven Gasthuislanden/Katwolderhaven deel 1 | 1b | 48,00 | 48,20 | Geen oordeel | Ja, bij ontwerpvariant | Nee |
| Damwand haven Gasthuislanden/Katwolderhaven deel 2 (IJzerleeuw) | 1b | 48,20 | 48,60 | Geen oordeel | Ja, bij ontwerpvariant | Ja |
| Damwand Varo deel 1 | 2c | 48,84 | 48,89 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand Varo deel 2 | 2c | 48,89 | 48,92 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand Varo deel 3 | 2c | 48,92 | 49,01 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand achter Hornbach | 2d | 49,01 | 49,12 | Voldoet niet | Ja | Ja |
| Waterkerend scherm parkeerkelder | 3a | | | Geen oordeel | Nee | Nee |
| Kademuur Achmea | 3a | 89,74 | 89,86 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand Blaloweg -A28 | 3b | 89,96 | 90,1 | Voldoet | Ja | Ja |
| Damwand haven Leenman | 4a | 90,1 | 90,16 | Voldoet | Ja | Ja |
| Damwand Margriethaven | 4b | 90,72 | 90,91 | Voldoet | Ja | Nee |
| Damwand Klooienberg 1 | 4b | 90,89 | 90,91 | Geen oordeel | Ja | Nee |
| Damwand Klooienberg 2 | 4b | 90,93 | 90,95 | Geen oordeel | Ja | Nee |
| Damwand Klooienberg 3 | 4c | 90,95 | 90,97 | Geen oordeel | Ja | Nee |
| Damwand jachthaven de Hanze | 4d | 91,94 | 92,05 | Geen oordeel | Ja | Ja |
| Damwand kolk 92.1 | 4d | 92,08 | 92,14 | Voldoet | Ja | Ja |
| Damwand jachthaven Groeneweg | 4d | 92,09 | 92,10 | Geen oordeel | Nee | Nee |
| Damwand Westerveldse Kolk (binnendijks) | 5a | 93,20 | 93,26 | Voldoet | Ja | Ja |
| Damwand gemaal Westerveld (binnendijks) | 5b | 94,23 | 94,37 | Voldoet | Ja | Ja |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Damwand gemaal Westerveld (buitendijks) | 5b | 94,28 | 94,32 | Geen oordeel | Ja | Nee |
| Vleugelmuren gemaal Westerveld | 5b | 94,28 | 94,32 | Voldoet | Ja | Nee |

# 2. Randvoorwaarden en uitgangspunten

Voor het ontwerp van de langsconstructies zijn aanvullende randvoorwaarden en uitgangspunten benodigd. De ontwerpberekeningen voor de versterkingsoplossingen met een langsconstructie zijn uitgerekend met het eindige-elementenprogramma Plaxis 2D. De specifieke uitgangspunten voor de Plaxisberekening zijn in dit hoofdstuk beschreven.

## 2.1 Ontwerpaanpak

Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt gebruik gemaakt van de volgende documenten:

- POVM Publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (PPL), versie 1.1 (concept), oktober 2019.
- POVM Publicatie Rekentechnieken, EEM toepassing binnen het ontwerp (PPE) , versie 1.1 (concept), juli 2019.

Omdat de definitieve versies van de POVM-publicaties nog niet beschikbaar zijn, wordt gebruik gemaakt van de conceptversies. De verwachting is echter dat er geen grote wijzigingen meer komen in de ontwerpaanpak[1].

Op basis van praktijkervaring, opgedaan bij het HWBP dijkversterkingsproject Wolveren-Sprok in opdracht van waterschap Rivierenland, wordt op enkele punten gemotiveerd afgeweken van de aanpak uit de PPL en PPE. Waar dit het geval is, wordt het verderop in de uitgangspunten aangegeven.

## 2.2 Fasering

De volgende rekenfasering wordt in Plaxis gebruikt:

- Fase 1a: Initiële fase, geometrie bestaande dijk, dagelijkse waterstand en stijghoogte
- Fase 1b: 0-fase
- Fase 2: Dijkversterking, aanbrengen constructie
- Fase 3: Lange termijn, bodemdaling en zakkende grond op ankers
- Fase 4a: Extreme belasting: WBN en opdrijfpotentiaal aanbrengen
    - Fase 4b: Vervormingstoets
- Fase 4c: Overstap naar SHANSEP parameters
    - Fase 5: Constructieve toets
- Fase 6a: Geotechnische toets
    - Fase 6b: Sterktereductie (phi-c-reductie)

In fase 2 wordt de nieuwe dijk opgebouwd. Afhankelijk van gekozen ontwerpoplossing worden in deze fase de nieuwe damwand en eventueel verankering geplaatst en ophogingen voor de nieuwe dijk aangebracht. Indien nodig wordt deze fase gesplitst in meerdere fasen met de opeenvolgende stappen voor de opbouw van de nieuwe dijk.

[1] Ten tijde van het afronden van de ontwerpnota loop 1 is de definitieve PPE en PPL uitgekomen. Op het eerste oog geen grote wijzigingen, begin loop 2 zal dit worden gecontroleerd.

De fasering wijkt af van de aanpak uit de PPE wat betreft de overstap naar SHANSEP parameters. Om problemen bij gebruik van SHANSEP bij de vervormingstoets (fase 4b) te voorkomen, wordt deze fase uitgevoerd voor de overstap naar SHANSEP parameters (fase 4c), waarbij ongedraineerd gedrag wordt gemodelleerd door gebruik van de 'undrained' optie in Plaxis.
Daarnaast is voor rekenfasen waar gerekend wordt met het Soft Soil Creep model een tijdstap van 1 dag toegepast. Dit wijkt af van het rekenvoorbeeld uit de PPE maar is nodig voor een goede verwerking van de som.

Bij een bestaande damwandconstructie wordt deze vanaf fase 1 meegenomen in het model. Als de constructie vervangen moet worden, wordt in fase 2 de bestaande constructie uitgezet (hier wordt geen sterkte meer aan toegekend) en de nieuwe constructie geactiveerd.

## 2.3 Partiële factoren

De partiële factoren zijn afgeleid voor het normtraject 53-3 binnen de dijkversterking. Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt uitgegaan van de standaard faalkansverdeling uit de PPL. Bij onverankerde damwanden wordt de 33% faalkansruimte die beschikbaar komt uit de verankering conform PPL niet benut. De onderstaande faalkansverdeling leidt tot de partiële factoren voor de twee normtrajecten zoals beschreven in tabel 16 1.

- 33% Geotechnisch bezwijken;
- 33% Constructief bezwijken damwand;
- 33% Falen van de verankering.

Bij onverankerde damwanden wordt de 33% faalkansruimte die beschikbaar komt uit de verankering conform PPL niet benut.

De schadefactor, modelfactor en materiaalfactoren op de grondsterkte worden in Plaxis verdisconteerd in de sterkteparameters door middel van een 'Design Approach'. De geotechnische stabiliteit wordt in Plaxis getoetst door middel van een sterktereductie, waarbij minimaal de waarde van ΣMsf gelijk aan de schematiseringsfactor voor stabiliteit ($\gamma_{b;GEO}$) behaald dient te worden. De snedekrachten in de constructie en ankerkrachten die in Plaxis berekend worden in fase 5, worden vermenigvuldigd met de schematiseringsfactor ($\gamma_{b;STR}$) en belastingeffectfactoren ($\gamma_{add}$ of $\gamma_F$) voor het verkrijgen van de rekenwaarden. De vervormingen die worden berekend in fase 4b berekend, worden vermenigvuldigd met de modelfactor ($\gamma_{d;vervorming}$) voor het verkrijgen van de rekenwaarden.

**Tabel 2-1: Partiële factoren voor het ontwerp van langsconstructies**

| Factor | | STBI | STBU | Toegepast op: | Toegepast op fase: |
|---|---|---|---|---|---|
| Schadefactor: | $\gamma_{n;LC}$ | 1,17 | 1,11 | Sterkteparameters | 5 t/m 6b |
| Modelfactor EEM: | | | | | |
| - Grondsterkte | $\gamma_{d;EEM}$ | 1,06 | 1,06 | Sterkteparameters | 5 t/m 6b |
| - Grondstijfheid | $\gamma_{d;stijfheid}$ | 1,5 | 1,5 | Stijfheidsparameters | 1 t/m 6b |
| - Vervorming | $\gamma_{d;vervorming}$ | 1,3 | 1,3 | Berekende vervormingen | 4b |
| Schematiseringsfactor: | | | | | |
| - Stabiliteit | $\gamma_{b;GEO}$ | 1,10 | 1,10 | Toetsing sterktereductie | 6b |
| - Krachten in constructie | $\gamma_{b;STR}$ | 1,10 | 1,10 | Berekende snedekrachten | 5 |
| Belastingeffectfactor stalen damwand: | | | | | |
| - Moment | $\gamma_{add;M}$ | 1,0 | 1,0 | Berekende snedekrachten | 5 |
| - Normaalkracht | $\gamma_{add;N}$ | 1,0 | 1,0 | Berekende snedekrachten | 5 |
| - Dwarskracht | $\gamma_{add;V}$ | 1,0 | 1,0 | Berekende snedekrachten | 5 |
| Belastingeffectfactor verankering: | | | | | |
| - Ankerstaaf, stempel | $\gamma_{F;A;st}$ | 1,25 | 1,25 | Berekende snedekrachten | 5 |
| - Groutlichaam | $\gamma_{F;A;gr}$ | 1,0 | 1,0 | Berekende snedekrachten | 5 |
| - Ankerschot, gording | $\gamma_{F;A;gording}$ | 1,1 | 1,1 | Berekende snedekrachten | 5 |
| Materiaalfactoren: | | | | | |
| -Grondsterkte | $\gamma_m$ | 1,0 | 1,0 | Sterkteparameters | 5 t/m 6b |
| - Staal damwand | $\gamma_{m,dw}$ | 1,0 | 1,0 | Berekende snedekrachten | 5 |
| - Staal verankering | $\gamma_{m,a}$ | 1,0/1,4[1)] | 1,0/1,4[1)] | Berekende ankerkrachten | 5 |
| 1) Toegepast op vloeispanning / breukspanning | | | | | |

Bij de schematiseringsfactor wordt opgemerkt dat de waarde van 1,10 nog niet is onderbouwd. Om de schematiseringsfactor voor het ontwerp van de langsconstructies af te leiden worden aparte analyses in Plaxis uitgevoerd. Hierbij dient de schematiseringsfactor voor geotechnisch bezwijken ($\gamma_{b;GEO}$) en voor constructief bezwijken in de constructie ($\gamma_{b;STR}$) apart bepaald volgens de systematiek uit de TR 'Grondmechanisch Schematiseren van dijken'. In het begin van loop 2 van het ontwerp dienen de schematiseringsfactoren te worden bepaald.

## 2.4 Levensduur

De dijk wordt aangelegd met een kruinhoogte behorende bij een levensduur van 50 jaar (HBN 2080). De langsconstructies worden echter ontworpen qua sterkte voor een levensduur van 100 jaar (corrosie). In het ontwerp van loop 1 wordt nog niet uitgegaan van een kruinhoogte behorend bij een HBN van 2130.

## 2.5 Sterkte- en stijfheidsparameters

Voor het uitvoeren van de berekeningen dienen voor diverse grondmodellen geotechnische parameters te worden afgeleid. Onderstaand overzicht geeft per grondmodel de gehanteerde parameters. Voor de overige parameters wordt verwezen naar de TUN hoofdstuk 6.3 en 9.2.

De parameters van het SSC en HS model zijn afgeleid o.b.v. de standaard formules en de samendrukkingsproeven uit de proevenverzameling. De parameters van het user defined soil model:

NGI-ADP SHANSHEP zijn afgeleid o.b.v. de voorbeelden in de PPE en PPL en ervaringen bij andere projecten (WOS).

**Tabel 2-2: Soft Soil Creep parameters**

| Grondsoort | $\lambda^*_{kar}$ [-] | $\kappa^*_{kar}$ [-] | $\mu^*_{kar}$ [-] | $c'_{kar}$ [kN/m$^2$] | $\varphi'_{kar}$ [°] | $K_{0.nc}$ [-] | $v_{ur}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 0,03 / 0,12[*1] | 0,01 / 0,03[*1] | 0,001 / 0,006[*1] | 0 | 26,9 | 0,45 | 0,15 |
| Ophoogmateriaal Klei | 0,03 / 0,12[*1] | 0,01 / 0,03[*1] | 0,001 / 0,006[*1] | 0 | 27,0 | 0,45 | 0,15 |
| Veen | 0.26 / 0.33[*1] | 0.06 / 0.09[*1] | 0.017 / 0.030[*1] | 0 | 30 | 0,50 | 0,15 |

1. Eerste waarde is de laagkarakteristieke waarde. Tweede waarde is de hoogkarakteristieke waarde

**Tabel 2-3: Hardening Soil parameters**

| Grondsoort | $E_{50.ref}$ [MN/m$^2$] | $E_{oed.ref}$ [MN/m$^2$] | $E_{ur.ref}$ [MN/m$^2$] | m [%] | $c'_{kar}$ [kN/m$^2$] | $\phi'kar$ [°] | $\psi$ [°] | $K_{0.nc}$ [-] | $v_{ur}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zand, los | 30.000[*2] | 30.000[*2] | 90.000[*2] | 0,5 | 0 | 30,0 | 0 | 0,50 | 0,2 |
| Zand, matig | 45000[*2] | 45000[*2] | 135000[*2] | 0,5 | 0 | 32,5 | 0 | 0,46 | 0,2 |
| Zand, vast | 60000[*2] | 60000[*2] | 180000[*2] | 0,5 | 0 | 35,0 | 0 | 0,43 | 0,2 |
| Ophoogmateriaal, zand[*1] | 45000[*2] | 45000[*2] | 135000[*2] | 0,5 | 0 | 32,5 | 0 | 0,46 | 0,2 |

1. Aanname: in uitvoering wordt bij aanbrengen zand minimaal een matige pakking behaald.
2. Hier gepresenteerde waarde is een gemiddelde waarde. Om een laagkarakteristieke waarde te verkrijgen kan deze waarde worden gedeeld door 1,5. Voor een hoog karakteristieke waarde kan deze waarden worden vermenigvuldigd maal 1,5 (Conform CUR 166[5] en PPE/PPL[7][8])

**Tabel 32: NGI-ADP SHANSHEP parameters (deel 1)**

| Grondsoort | $G/S_u^A$ | $\gamma_f^C$ | $\gamma_f^E$ | $\gamma_f^{DSS}$ | $s_u^A{}_{ref}$ | $vert_{ref}$ | $s_u^A{}_{inc}$ | $s_u^P/s_u^A$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 137 | 2,5 | 3,5 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0,98 |
| Veen | 71 | 8 | 11,2 | 9,6 | 0 | 0 | 0 | 0,98 |

**Tabel 32: NGI-ADP SHANSHEP parameters (deel 2)**

| Grondsoort | $\tau_0/S_u^A$ | $s_u^{DSS}/s_u^A$ | $\nu$ | $\nu_u$ | Alpha (s-ratio) | Power (m) | $S_{u,min}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 0,70 | 0,99 | 0,3 | 0,495 | 0,31 | 0,81 | 0 |
| Veen | 0,70 | 0,99 | 0,2 | 0,495 | 0,30 | 0,81 | 0 |

## 2.6 Gedraineerd of ongedraineerd

Het onderscheid tussen gedraineerd en ongedraineerd gedrag van grondlagen wordt geschematiseerd zoals te zien in de rekenfasering. Ongedraineerd gedrag in wordt in Plaxis op de volgende manier gemodelleerd:

- In fase 4b met de vervormingstoets wordt gebruik gemaakt van SSC parameters in combinatie met de 'undrained' optie in Plaxis ('ignore undrained behaviour' uitgevinkt).

- In fase 4c t/m 6b wordt gerekend met de ongedraineerde schuifsterkte door middel van het SHANSEP model, in combinatie met de ‘undrained optie’.

## 2.7 Constructies

Voor het ontwerp van de langsconstructies wordt uitgegaan van het toepassen van stalen damwanden (warmgewalste Z-profielen). De keuze voor een specifiek profiel wordt gemaakt op basis van de eisen aan de sterkte en stijfheid van de damwand. In het uitvoeringsontwerp kan het voorgestelde profiel indien gewenst worden vervangen door een gelijkwaardig profiel met eenzelfde buigstijfheid en staalsterkte.

Voor de corrosiesnelheid worden de volgende waarden conform het ENW-advies toegepast voor stalen damwanden:

- Zone permanent boven de grondwaterstand: 4,4 mm corrosie (dubbelzijdig) in 100 jaar
- Zone permanent onder de grondwaterstand: 2,4 mm corrosie (dubbelzijdig) in 100 jaar

In Plaxis wordt gerekend met de ongecorrodeerde doorsnede (rekstijfheid EA en buigstijfheid EI) van de damwand. Dit geeft een bovengrens van de krachten in de constructie. De corrosie wordt verrekend bij de toetsing van de staaldoorsnede. Als de vervormingen maatgevend zijn voor het ontwerp, wordt fase 4b met de vervormingstoets in Plaxis ook uitgevoerd met de gecorrodeerde doorsnede.

## 2.8 Veiligheidsfilosofie

- Berekeningen in Plaxis zijn uitgevoerd conform de in de PPE [7] en PPL[8] gegeven richtlijnen;
- Voor de bepaling van de corrosie van kades is uitgegaan van spatzone aan de waterzijde conform CUR166 (6$^{e}$ editie)[5] en aan de grondzijde het ENW advies[9] voor damwanden die volledig in de grond zitten;
- Voor alle in grond ingebedde damwanden is voor de corrosie uitgegaan van het ENW advies [9]voor damwanden die volledig in de grond zitten;
- Er is rekening gehouden met de volgende scenario’s:
    - STBI;
        - Kleine overslag met bovenbelasting en onverzadigd dijklichaam;
        - Grote overslag zonder bovenbelasting en verzadigd dijklichaam;
    - STBU;
        - Val na hoogwater;
        - Extreem laagwater;
- De damwanden zijn beoordeel op de volgende mechanismen:
    - Geotechnische stabiliteit (GEO-1);
    - Verticaal evenwicht (SSI-1);
    - Constructieve damwand (STR-1);
    - Vervorming door hoogwaterbelasting
    - Sterkte ankerstang (STR-2);
- De volgende toetsen zijn niet beschouwd in deze rapportage:
    - Piping en Heave
    - Zakkende grond op ankerstangen
    - Knik (Is nog witte vlek binnen de POV)

- Uitgangspunten voor ontwerpen van ankers is een groutanker met hoek van 45 graden.
- Voorspanning in ankers

# 3. Referenties

Voor dit document is gebruik gemaakt van de volgende informatie:


[1] Geotechnische lengteprofiel PU fase (MOS grondmechanica, 2019)
[2] Proevenverzameling (MOS grondmechanica, 2019)
[3] TUN Stadsdijken Zwolle v1.0
[4] Ontwerpprofielen
[5] CUR 166
[6] Tabel met samenvatting archiefgegevens
[7] PPE; Publicatie POVM Eindige elementen methode
[8] PPL; Publicatie POVM Langscontructies
[9] ENW advies: Advies hanteren nieuwe waarden corrosietoeslag, 2014
[10] POVM Validatie SHANSEP

# Bijlage 8. Berekeningsresultaten langsconstructies

# Haven Grote Voorst

# 1. SITUATIEBESCHRIJVING

## 1.1 Locatie

De haven Grote Voorst / haven Scania is gelegen aan het Zwolle IJsselkanaal ter hoogte van het industrieterrein Voorst. De damwand is gelegen van hm 47,5 tot 47,7. Op deze locatie zijn 2 type damwanden bekend. De Beval BZ 1 N en Belval BZ II N. De damwand is in het beheer bij de gemeente Zwolle. De ligging van de damwand van de haven Grote Voorst is in het rood weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst. De blauwe aangegeven damwand behoort tot de aanlegplaats voor Rederij de Keur.

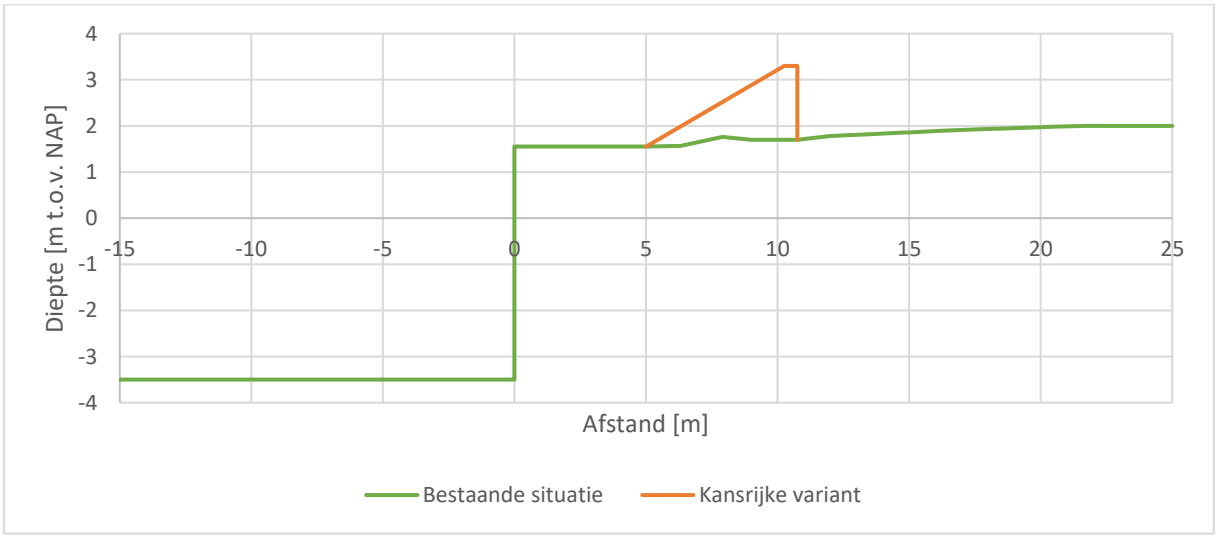


Figuur 1.1: Locatie van damwand Haven Grote Voorst

## 1.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvariant.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvarianten.




Figuur 1.2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvariant

## 1.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Sonderingen: BC2078, S53-47.47C;
- Boringen: B53-47.47C.

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 1-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van Haven Grote Voorst**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Klei | 2,4 | 1,4 | 1,0 |
| Zand, losgepakt | 1,4 | 0,1 | 1,3 |
| Klei | 0,1 | -0,9 | 1,0 |
| Veen | -0,9 | -2,2 | 1,3 |
| Pleistoceen zand | -2,2 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

Ter plaatse van de kade is de bovenste laag klei vervangen door zand losgepakt vanwege de verharding die hier aanwezig is.

## 1.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Kanaalpeil NAP -0,30 m
- Grondwaterstand NAP 1,5 m

## 1.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op een halve meter afstand van de damwand.

## 1.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar.

## 2. DAMWANDBEREKENING

### 2.1 Damwandontwerp

Voor de beoordeling van de bestaande damwand bij de haven Grote Voorst is eerst een toetsing van de bestaande constructie uitgevoerd met Plaxis. Informatie over het type ankerstang of ankerplaat van de bestaande verankering is niet bekend. Daarom zijn hier aannames gedaan. Uitgegaan is van een ankerstang van het type GEWI-25T (deze komt vaker binnen het projectgebied voor) met een ankerplaat met eigenschappen gelijk aan een AZ18-700 damwand.

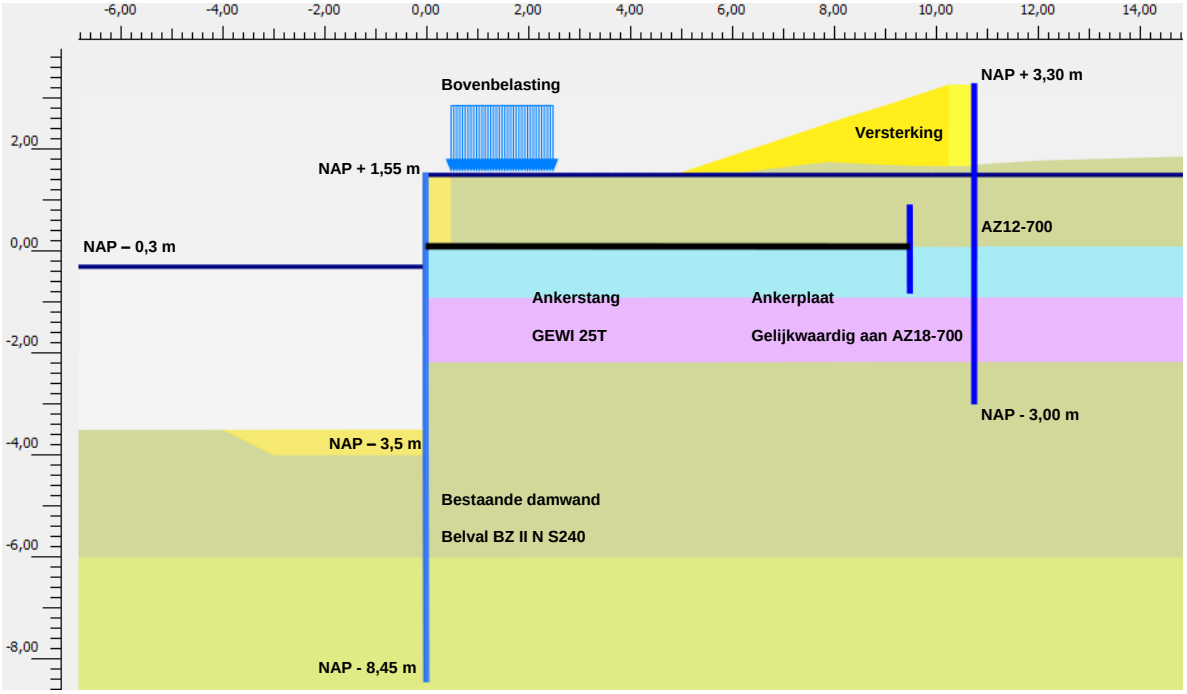
Om numerieke instabiliteit van het model te voorkomen is over een afstand van 0,5 m aan de rechterzijde van de damwand ‘zand los’ toegevoegd met een cohesie van 1 kPa. Ter plaatse van de bodem van de haven is eenzelfde volume toegevoegd, alsook aan de linkerzijde van de AZ12-700.

Ter plaatse van de aan te brengen dijkversterking is ook een damwand gemodelleerd om binnenwaartse stabiliteit te waarborgen. Hoe deze oplossing er in werkelijkheid uit gaat zien is nog onbekend.

Het ontwerp van de bestaande damwand met de nieuwe verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Behoud bestaande damwand Belval BZ II N
    - Bovenkant damwand: NAP +1,55 m
    - Onderkant damwand: NAP –8,45 m
    - Lengte damwand: 10,0 m
    - Staaldoorsnede: A = 69 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 48,3 $cm^2/m$
    - Weerstandsmoment: W = 1200 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 836 $cm^3/m$
    - Traagheidsmoment: I = 58460 $cm^4/m$
    - Staalkwaliteit: S240
- Verankering Legankers type onbekend (aangenomen: Ankerstang: GEWI 25T ankerplaat AZ18-700)
    - Diameter ankerstang: 25 mm
    - Staaldoorsnede: A = 491 mm2
    - Lengte ankerstang: ca. 9 m
    - Hoek verankering: 0° t.o.v. horizontaal
    - Niveau bovenkant ankers: NAP +0,925 m
- Damwand binnendijks AZ12-700
    - Bovenkant damwand: NAP +3,3 m
    - Onderkant damwand: NAP –3,0 m
    - Lengte damwand: 6,3 m
    - Staaldoorsnede: A = 123,2 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 48,3 $cm^2/m$
    - Weerstandsmoment: W = 1205 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 836 $cm^3/m$
    - Traagheidsmoment: I = 12541 $cm^4/m$
    - Staalkwaliteit: S240

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.



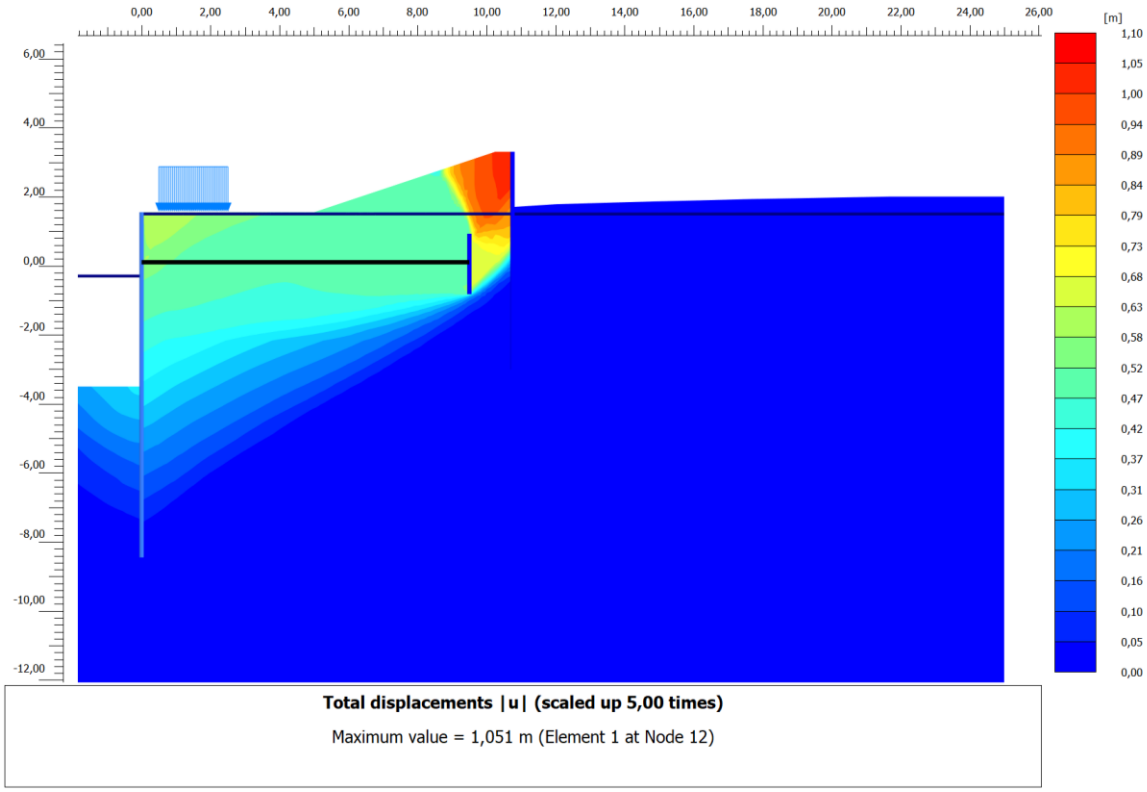

**Figuur 2.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Haven Grote Voorst**

## 2.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 4 4.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}16 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




**Figuur 2.2: Maatgevend glijvlak STBU Haven Grote Voorst**

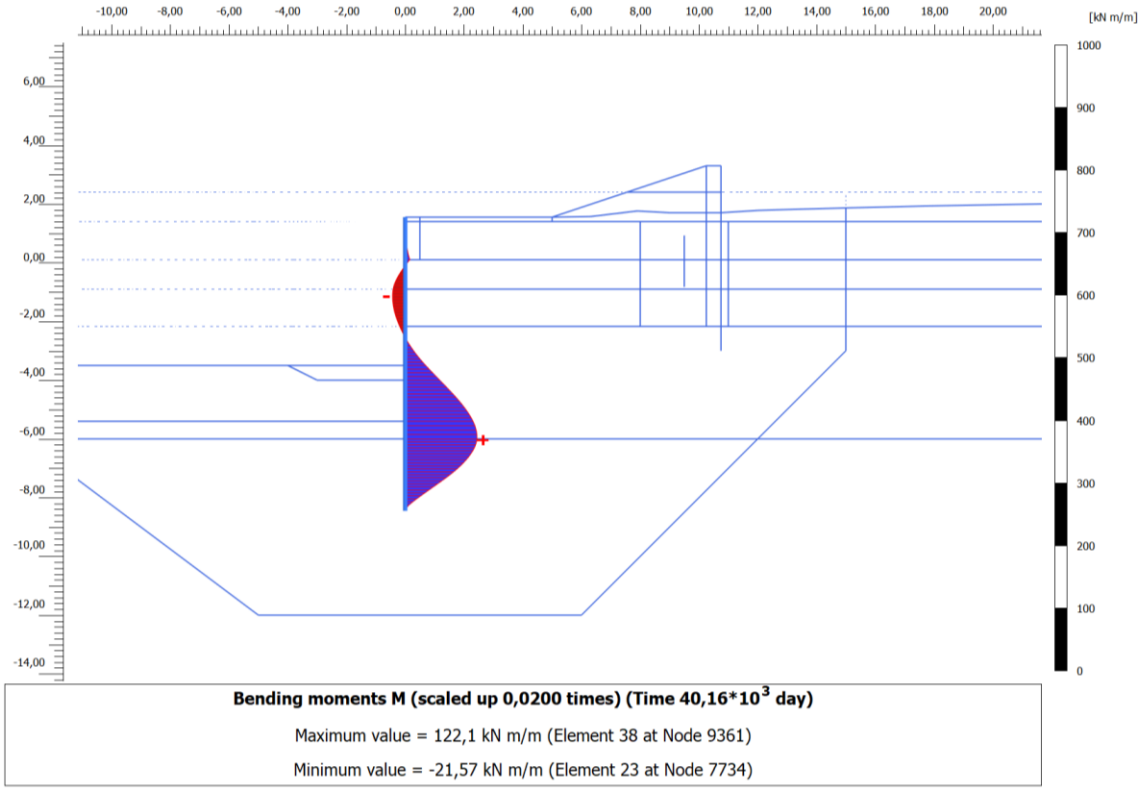
## 2.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

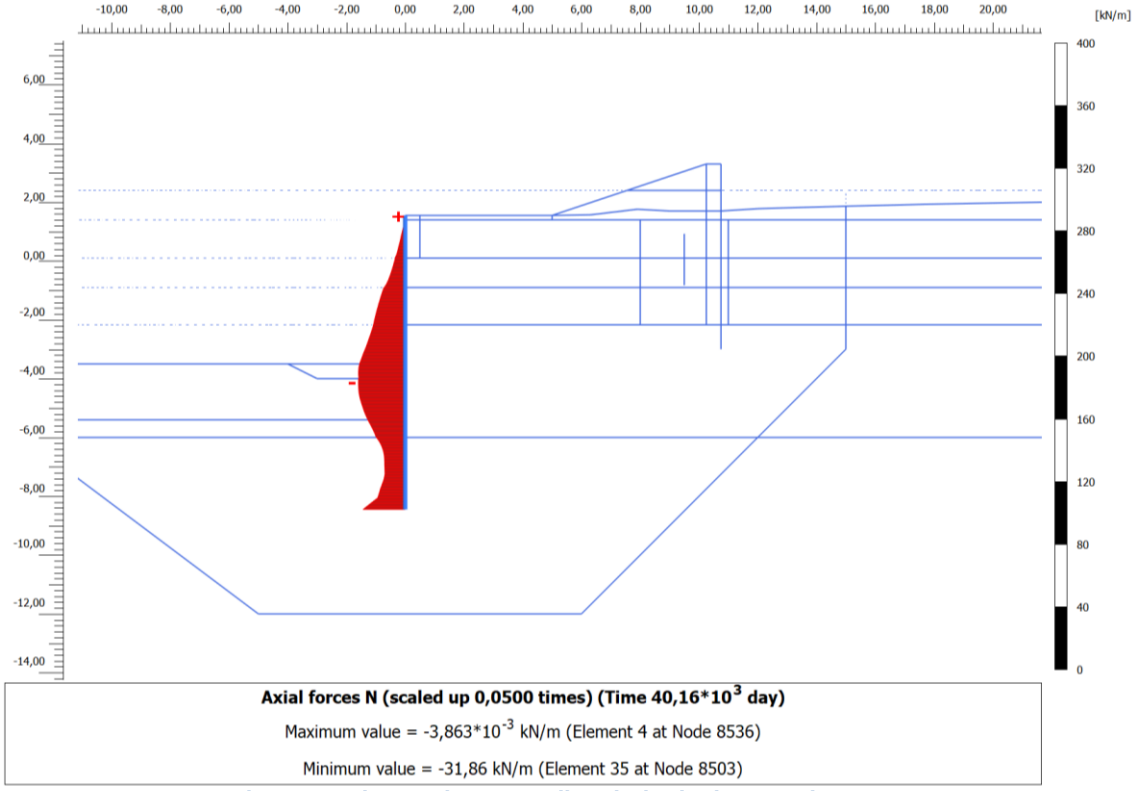
$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 31{,}9 \cdot 1{,}10 = 52 kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 122{,}1 \cdot 1{,}10 = 72 kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{134{,}3 \cdot 10^6}{836 \cdot 10^3} + \frac{35{,}1 \cdot 10^3}{48{,}3 \cdot 10^2} = 167{,}9 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{167{,}9}{240} = 0{,}70 < 1{,}0 \; voldoet$$




**Figuur 2.3: Representatieve waarde van het moment in de damwand Haven Grote Voorst**




**Figuur 2.4: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand Haven Grote Voorst**

## 2.4 Toets vervormingen

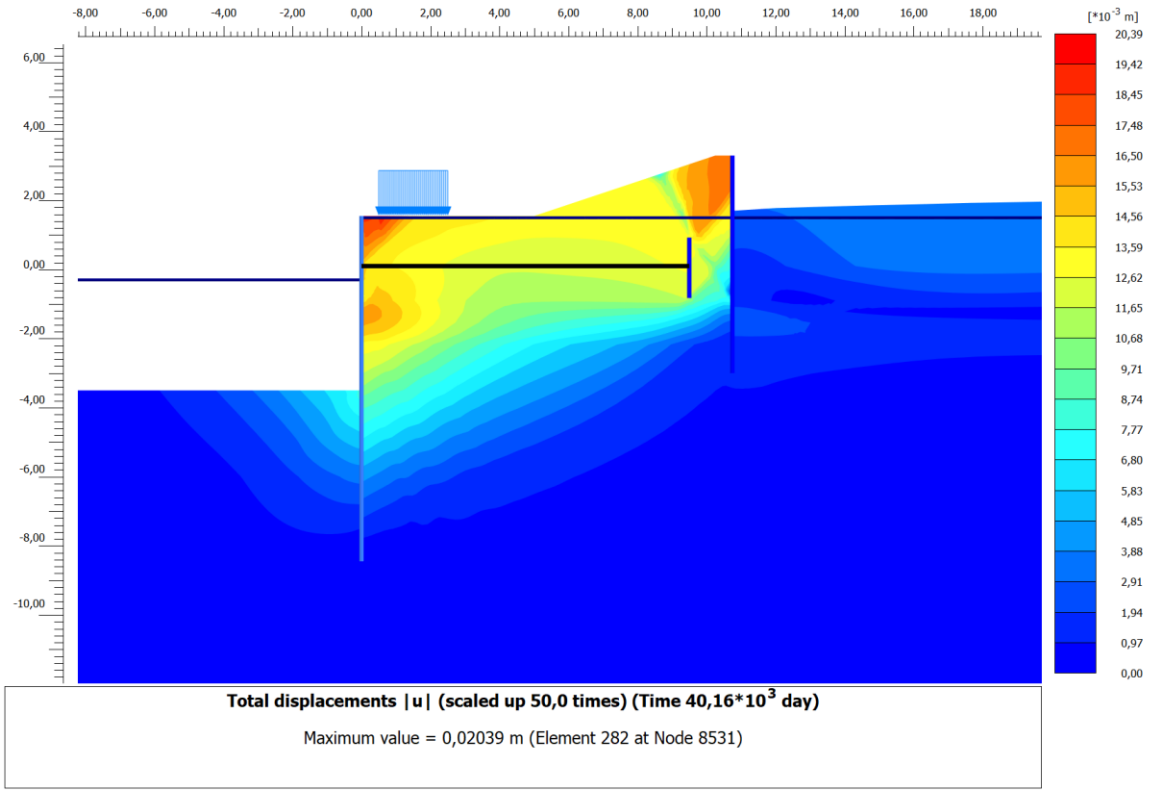
De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 31{,}1 = 40{,}4\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

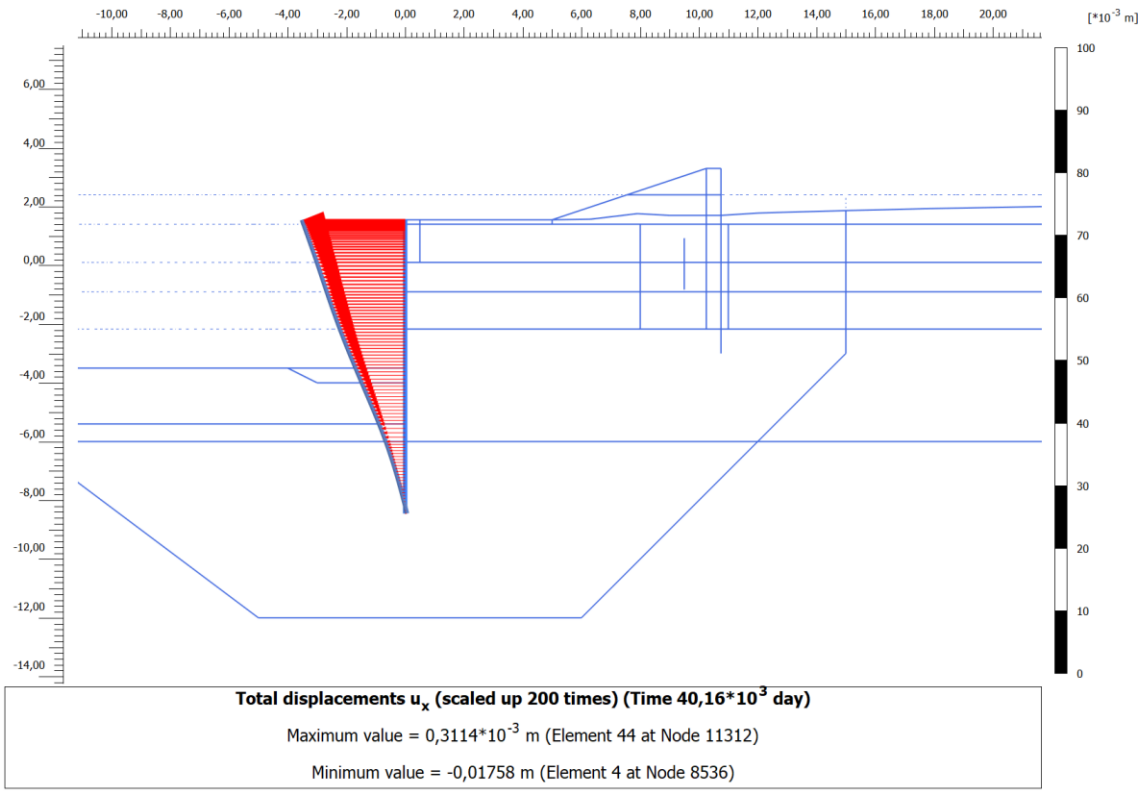
De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.

Ten behoeve van de toets op verticaal draagvermogen wordt de zakking van de punt van de damwand in fase 6a (geotechnische toets) bij het uitzetten van de puntveer onder de damwand getoetst aan de eis voor de maximale zakking:

$$u_{y;dw} = 8\ mm < 20\ mm\ voldoet$$




**Figuur 2.5: Totale vervormingen van de dijk en damwand Haven Grote Voorst**




Figuur 2.6: Horizontale uitbuiging van de damwand Haven Grote Voorst

## 2.5 Toets verankering

Voor het uitvoeren van deze analyse zijn aannames gedaan van het aanwezige anker. Op dit moment is alleen bekend dat er sprake is van een leganker met een ankerstang van een lengte van 9,0 m. Een anker is benodigd om de maximaal toelaatbare vervorming niet te overschrijden. Aanbevolen wordt om in een volgende ontwerploop het ontwerp van het anker voor deze damwand nader te dimensioneren. Voor het opstellen van de raming is echter wel input benodigd. De analyse toont aan dat een anker voor deze locatie noodzakelijk is. Uit de NAV is bekend dat de bestaande verankering niet voldoet aan de eisen voor Kranz-stabiliteit. Bijplaatsen van ankers is dus noodzakelijk.

# 3. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 3.1 Conclusies

Op basis de uitgevoerde berekeningen en toetsingen zijn de volgende conclusies op te maken.

- Onder aanname van staalkwaliteit s240 voldoet de huidige damwand aan de eisen die gesteld worden aan de sterkte van de damwand.
- Om aan de eisen van de vervorming en Kranzstabiliteit te voldoen is bijplaatsen van ankers noodzakelijk.

## 3.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van de opgestelde conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2:

- Vaststellen staalkwaliteit en onderhoudsstaat van de bestaande damwand
- Nadere detaillering van het ontwerp door meenemen ankerontwerp
- Vastellen kerende constructie ter plaatse van de dijkversterking
- Nagaan wat de gebruikseisen van de kade zijn.

# DT2a IJzerleeuw & van der Kamp

# 4. SITUATIEBESCHRIJVING

## 4.1 Locatie

Nabij het terrein van de bedrijven IJzerleeuw en van der Kamp is er sprake van een kademuur waarvoor een nieuw ontwerp is opgesteld. Omdat er sprake is van grofweg 3 verschillende belastingsituaties is de locaties opgedeeld in 3 delen. De ligging van de damwanden is weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst.

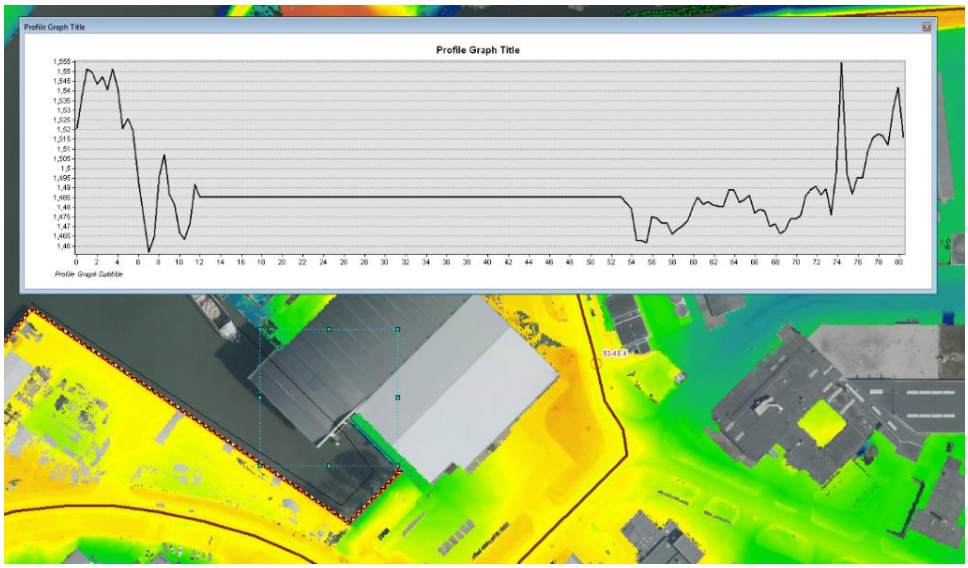



Figuur 4.1: Locatie van damwand IJzerleeuw en van der kamp

## 4.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten. De huidige aanwezig damwand is onbekend.

De hoogte van het maaiveld langs de kade is op basis van het AHN3 (2016) globaal NAP +1,5 m. Zie onderstaande figuur.



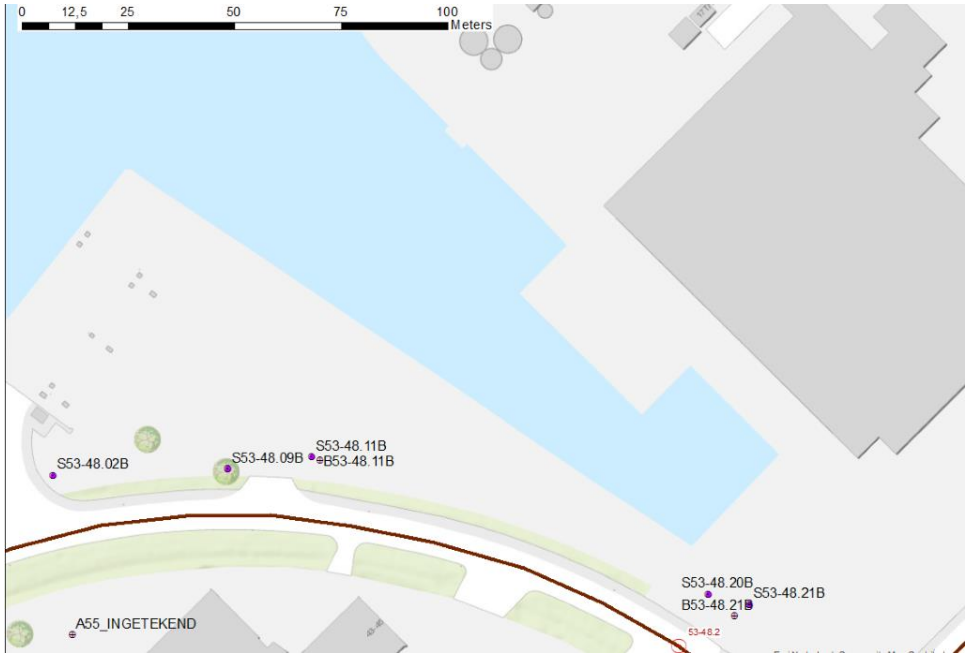

**Figuur 1.2: Maaiveldhoogte ter plaatse van damwand**

Op vijf locaties zijn de bodemdieptes onderzocht. Deze dieptes zijn op basis van een peiling uit 2011 net na de sanering van het verontreinigde slib. Te zien is dat er sprake is van een gemiddelde diepte van globaal NAP –3,5 en dat er een ontgrondingskuil is van NAP –4,7 m op 5 tot 10 meter vanaf de kade.

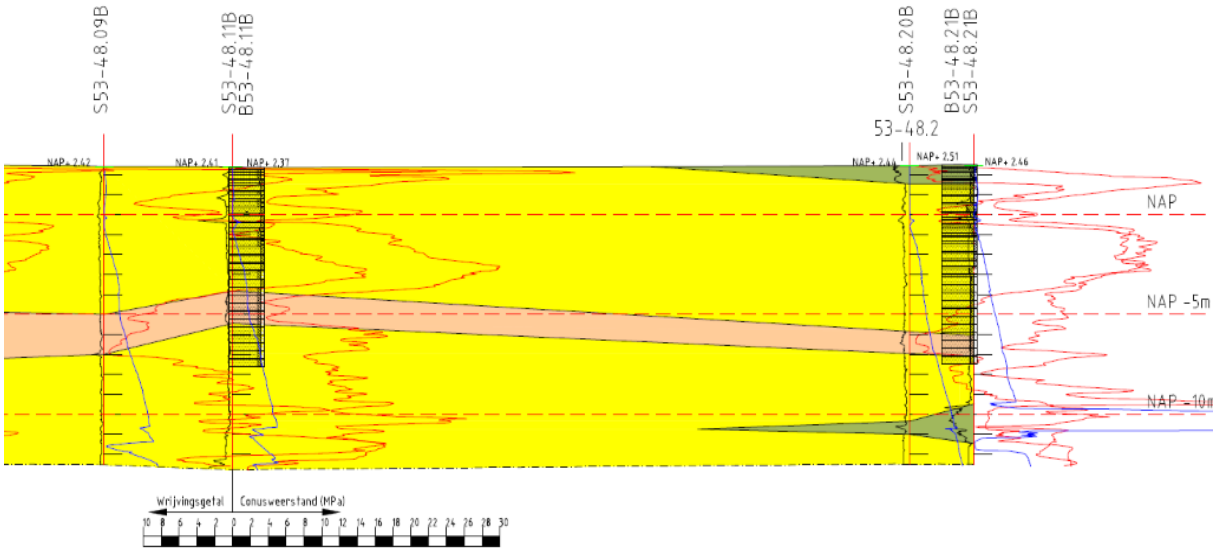
Omdat er sprake is van een nieuw damwandontwerp is het toekomst vast vaarwegprofiel van NAP 5,6 m van toepassing.

### 4.3 Bodemopbouw

Ter plaatse van de damwand zelf is geen lokaal bodemonderzoek beschikbaar. Op ongeveer 40-80 meter vanaf de damwand zijn wel 4 sonderingen en 2 boringen beschikbaar. In onderstaande doorsnede is het geotechnisch lengteprofiel weergegeven van deze locatie en een overzicht van de locaties van het onderzoek ten opzichte van de damwand.




**Figuur 1.2: Locaties beschikbaar grondonderzoek**




**Figuur 1.2: Uitsnede geotechnisch lengteprofiel ter plaatse van IJzerleeuw en van der Kamp**

In 3 van de 4 sonderingen is een losgepakte zandlaag te zien (lage conusweerstand). Deze laag zit mogelijk ook ter plaatse van de damwand bij IJzerleeuw. Een conservatieve aanname is dat deze laag aanwezig is van NAP –4,5 tot –7,5 m. Bij sondering S53-48.21B is een kleilaag te ontdekken van NAP –9,5 tot –11 m, deze is ook overgenomen in de bodemopbouw (conservatief).

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 4-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van IJzerleeuw en van der Kamp**

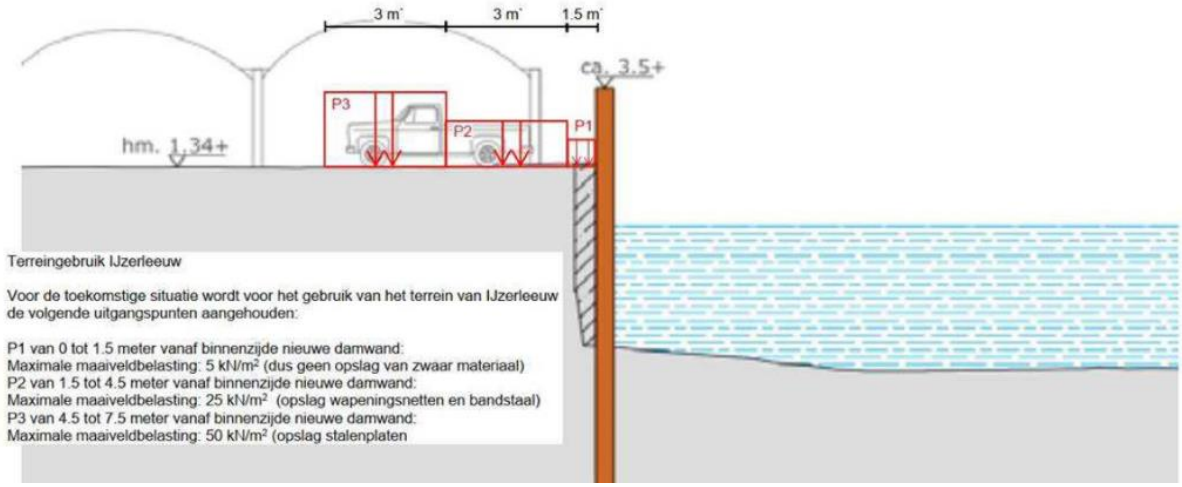
| Grondsoort [-] | Bovenkant laat [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| **Zand, matig** | maaiveld | -4,5 | |
| **Zand, los** | -4,5 | -7,5 | 3 |
| **Zand, matig** | -7,5 | -9,5 | 2 |
| **Klei** | -9,5 | -11 | 2,5 |
| **Zand, matig** | -11 | | |

## 4.4 Maaiveldbelastingen IJzerleeuw




Figuur 1.2: Situatie met belastingen bij kade IJzerleeuw

De belasting op de kade is fors, er is permanent een opslag van stalen profielen en er rijden regelmatig vrachtwagens over de kade. De belasting op de kade is opgesplitst in 3 delen, zie onderstaande figuur.




Figuur 1.2: Schematisatie belastingen bij kade IJzerleeuw

Het eerste deel naast de damwand is als ‘permanent’ aangemerkt en heeft een waarde van 5 kN/m$^2$ over 1,5 meter breedte vanaf de kade. Het tweede deel is 25 kN/m$^2$ , is als 'permanent’ aangemerkt en heeft een breedte van 3 meter. Het derde deel is 50 kN/m$^2$ , is als 'permanent’ aangemerkt met een breedte van 3 meter. Naast zone P3 dient er nog rekening gehouden te worden met een verkeersbelasting (variabel) van 13,3 kN/m$^2$ van 2,5 meter breed.

## 4.5 Maaiveldbelastingen van der Kamp

Op het terrein van van der Kamp zijn twee situaties mogelijk maatgevend. Beide situaties zijn onderzocht.

Situatie 1: zandtrechter (50 ton) i.c.m. opslag granulair materiaal

- De belasting van de trechter (500 kN) is te verdelen over twee lijnlasten van 1 meter breed. Dit is een conservatieve benadering.

- De helft van het gewicht van de trechter is verdeeld over de maximale breedte tussen de poeren (5,5 m).
- De in te voeren belasting is 250 kN/ 5,5 meter = 45,5 kN/m2 over 1 meter breedte met een tussenafstand van 3,5 meter.
- De opslag van het granulaire materiaal is 9 meter breed en begint op 7 meter uit de damwand. Het gewicht is 110 kN/m$^2$.

Situatie 2: granulair materiaal direct naast de damwand

- De opslag van het granulaire materiaal is 8 meter breed en begint op 1 meter uit de damwand. Het gewicht is 78 kN/m$^2$.

Belastingsituatie 2 geeft ongeveer 40% hogere momenten en 30% hogere ankerkrachten ten opzichte van belastingsituatie 1 en is daarmee maatgevend.

### 4.6 Overige belastingen

Er zijn 2 waterstandsituaties mogelijk maatgevend.

1. De situatie tijdens de waterstand bij norm: hierbij is de waterstand NAP +2,89 m en de binnenwaterstand het polderpeil NAP –0,3 m.
2. De situatie van een val na hoogwater: hierbij is de grondwaterstand gelijk aan het maaiveldniveau van de kade (NAP +1,5 m) en is de waterstand op het kanaal 2 meter lager (NAP –0,5 m)

Uit de analyse blijkt dat situatie 2 maatgevend is voor de momenten, dwarskrachten en vervormingen. De waterspanningen bij de onderkant van de damwand dienen gelijk te worden gesteld, de waterspanningen worden geïnterpoleerd over de kleilaag.

Aanvaarbelasting van scheepvaart is niet meegenomen in de analyse. Tevens zal er geen rekening worden gehouden met aanrijbelasting vanaf de kade. Uitgangspunt is dat er maatregelen worden genomen om het risico hierop beperkt te houden.

Het aangrijppunt van de bolderbelasting wordt aangehouden op NAP +1,5 m, dit is de huidige hoogte van de kade. De bolderbelasting is aangehouden cf. Richtlijn vaarwegen 2017 op 250 kN (scheepsklasse V). Omdat de hoogte van het anker NAP +0,5 is ontstaat er ook een moment als gevolg van de bolderkracht. De bolderbelasting zal worden verdeeld over meerdere damwandplanken. Uitgangspunt is dat er 9 meter tussen de bolders zit, dit is de huidige situatie bij van der Kamp. Een ander uitgangspunt is dat de gording van de damwand deze krachten goed kan verdelen over de planken en ankers.

Er dient ook een scenario te worden bepaald waarin het maaiveld 1 meter wordt opgehoogd naar NAP +2,5 m. Deze variant staat los van het basisontwerp omdat de extra kosten hiervan gedragen worden door de eigenaar van de damwand.

De voorspanning in de ankers is aangehouden op 200 kN, dat is 71,4 kN/m'.

### 4.7 Veiligheidsfilosofie

Omdat dit de enige berekening is met D-Sheetpeiling in plaats van Plaxis er de werkwijzer niet van toepassing op dit onderdeel.

# 5. DAMWANDBEREKENING

## 5.1 Damwandontwerp IJzerleeuw

In het ontwerp is het uitgangspunt dat de huidig aanwezige damwand geamoveerd wordt. De bovenkant van de nieuwe damwand is vastgesteld op NAP +3,5 m. De damwand zal met verankering worden ontworpen. Omdat er geen lokaal grondonderzoek aanwezig is zal er een extra marge aangehouden worden op de sterkte van de damwand en ankers van ongeveer 10%.

### Damwandlengte

De benodigde lengte van de damwand kan worden bepaald met D-Sheetpiling. Hierbij is gekeken naar de benodigde lengte om de vereiste geotechnische stabiliteit te halen. De damwand dient minimaal 14 meter lengte te hebben vanaf top damwand. Dat resulteert erin dat de onderkant van de damwand op NAP –10,5 m dient te komen. Omdat op deze diepte een kleilaag aanwezig is, is ervoor gekozen om de damwand 2 meter in het zand te plaatsen op een diepte van NAP –13 m. De totale lengte van de damwand wordt hiermee 16,5 meter.

### Verankering

De maatgevende belastingsituatie die op de damwandankers kan komen is een val na hoogwater inclusief bolderkracht. In de D-Sheetpiling analyse is het anker in eerste instantie als puntveer gemodelleerd. De kracht in het anker is in step 6.4 maatgevend en is 339,7 kN per strekkende meter. De keuze voor het damwandprofiel is heeft geen significant effect op deze kracht.

Omdat er ook rekening moet worden gehouden met corrosie is er een conservatieve aanname gemaakt voor de keuze van het anker. Zelfborend groutanker Titan 60.3x16 heeft een ontwerpsterkte van 1097 kN (392 kN/m) en voldoet aan de berekende ankerkrachten. De maatgevende ankerkrachten komen voor in rekenfase 5 step 6.3. Het uitgangspunt is dat er om de dubbele plank (2,8 m) een anker aangebracht wordt.

De anker lengte is nu gekozen op 20 meter lengte en zal later exact worden bepaald. Het groutlichaam is 10 meter aangenomen. Hier is mogelijk nog een optimalisatie in mogelijk.

### Damwandprofiel

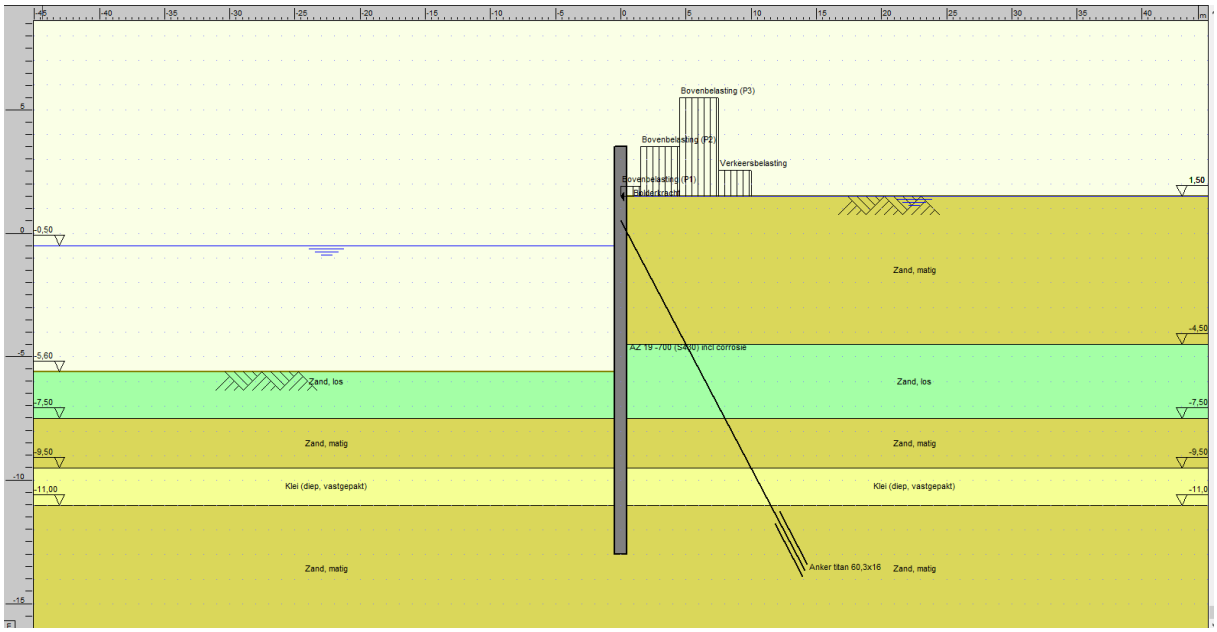
Voor de keuze van het damwandprofiel is de situatie na 100 jaar corrosie maatgevend. Een AZ19-700 (S430) profiel voldoet aan de maximale momenten die optreden direct na aanleg en na 100 jaar corrosie. Er is gerekend met een reductiefactor van 0,67 in D-Sheetpiling. Het maximale buigend moment is maatgevend in rekenfase 4 (step 6.3). Deze is 489 kNm en na 100 jaar corrosie 479 kNm, het maximum buigend moment van de damwand na 100 jaar is 539 kNm. Hiermee voldoet de damwand aan de 10% robuustheidseis.

De vervormingen na 100 jaar corrosie (step 6.5) zijn 53,6 mm, dit valt binnen de gestelde eisen cf. PPE en PPL. De benodigde gording dient later uitgerekend te worden.

*Update 2-7-2020:*

*Het profiel wat nodig is met een staalkwaliteit van S355 is AZ24-700.*

Een overzicht van het ontwerp en de modelinput is weergegeven in onderstaand figuur.




Figuur 1.2: Overzicht ontwerp damwand IJzerleeuw

## 5.2 Ontwerp IJzerleeuw met maaiveldverhoging

Er is tevens een ontwerpvariant gemaakt waarbij het maaiveld van de kade opgehoogd wordt met 1,3 m naar NAP +2,8 m.

### Damwandlengte

De benodigde lengte van de damwand kan worden bepaald met D-Sheetpiling. Hierbij is gekeken naar de benodigde lengte om de vereiste geotechnische stabiliteit te halen. De damwand dient minimaal 14 meter lengte te hebben vanaf top damwand. Dat resulteert erin dat de onderkant van de damwand op NAP –10,5 m dient te komen. Omdat op deze diepte een kleilaag aanwezig is, is ervoor gekozen om de damwand 2 meter in het zand te plaatsen op een diepte van NAP –13 m. De totale lengte van de damwand wordt hiermee 16,5 meter.

### Verankering

De maatgevende belastingsituatie die op de damwandankers kan komen is een val na hoogwater inclusief bolderkracht. Omdat er ook rekening moet worden gehouden met corrosie is er een conservatieve aanname gemaakt voor de keuze van het anker. Zelfborend groutanker Titan 76,1x14,2 heeft een ontwerpsterkte van 1354 kN en voldoet aan de berekende ankerkrachten (436 kN x 2,8 m). De maatgevende ankerkrachten komen voor in rekenfase 5 step 6.3.

De anker lengte is nu gekozen op 20 meter lengte en zal later exact worden bepaald. Het groutlichaam is 10 meter aangenomen. Hier is mogelijk nog een optimalisatie in mogelijk.

### Damwandprofiel

Voor de keuze van het damwandprofiel is de situatie na 100 jaar corrosie maatgevend. Een AZ24-700 (S390) profiel voldoet aan de maximale momenten die optreden direct na aanleg en na 100 jaar corrosie. Er is gerekend met een reductiefactor van 0,71 in D-Sheet Piling. Het maximale buigend moment is maatgevend in rekenfase 4 (step 6.3). Deze is na corrosie 598 kNm, het maximum buigend moment van de damwand na 100 jaar is 673 kNm. Hiermee voldoet de damwand aan de 10% robuustheidseis.

*Update 2-7-2020:*

*Het profiel wat nodig is met een staalkwaliteit van S355 is AZ26-700.*

De vervormingen na 100 jaar corrosie (step 6.5) zijn 53,1 mm, dit valt binnen de gestelde eisen cf. PPE en PPL. De benodigde gording dient later uitgerekend te worden.

### 5.3 Ontwerp van der Kamp

In het ontwerp is het uitgangspunt dat de huidig aanwezige damwand geamoveerd wordt. De bovenkant van de nieuwe damwand is vastgesteld op NAP +3,5 m. De damwand zal met verankering worden ontworpen. Omdat er geen lokaal grondonderzoek aanwezig is zal er een extra marge aangehouden worden op de sterkte van de damwand en ankers van ongeveer 10%.

#### Damwandlengte

De benodigde lengte van de damwand kan worden bepaald met D-Sheetpiling. Hierbij is gekeken naar de benodigde lengte om de vereiste geotechnische stabiliteit te halen. De damwand dient minimaal 14 meter lengte te hebben vanaf top damwand. Dat resulteert erin dat de onderkant van de damwand op NAP –10,5 m dient te komen. Omdat op deze diepte een kleilaag aanwezig is, is ervoor gekozen om de damwand 2 meter in het zand te plaatsen op een diepte van NAP –13 m. De totale lengte van de damwand wordt hiermee 16,5 meter.

#### Verankering

De maatgevende belastingsituatie die op de damwandankers kan komen is een val na hoogwater inclusief bolderkracht. In de D-Sheetpiling analyse is het anker in eerste instantie als puntveer gemodelleerd. De kracht in het anker is in step 6.4 maatgevend en is 377 kN per strekkende meter. De keuze voor het damwandprofiel is heeft geen significant effect op deze kracht.

Omdat er ook rekening moet worden gehouden met corrosie is er een conservatieve aanname gemaakt voor de keuze van het anker. Zelfborend groutanker Titan 60.3x16 heeft een ontwerpsterkte van 1097 kN (392 kN/m) en voldoet aan de berekende ankerkrachten. De maatgevende ankerkrachten komen voor in rekenfase 5 step 6.3. Het uitgangspunt is dat er om de dubbele plank (2,8 m) een anker aangebracht wordt.

De anker lengte is nu gekozen op 20 meter lengte en zal later exact worden bepaald. Het groutlichaam is 10 meter aangenomen. Hier is mogelijk nog een optimalisatie in mogelijk.

#### Damwandprofiel

Voor de keuze van het damwandprofiel is de situatie na 100 jaar corrosie maatgevend. Een AZ28-700 (S430) profiel voldoet aan de maximale momenten die optreden direct na aanleg en na 100 jaar corrosie. Er is gerekend met een reductiefactor van 0,74 in D-Sheetpiling. Het maximale buigend moment is maatgevend in rekenfase 4 (step 6.3). Deze is 780 kNm en na 100 jaar corrosie 768 kNm, het maximum buigend moment van de damwand na 100 jaar is 878 kNm. Hiermee voldoet de damwand aan de 10% robuustheidseis.

*Update 2-7-2020:*

*Het profiel wat nodig is met een staalkwaliteit van S355 is AZ36-700N. Als een AZ32-750 beschikbaar is verdient deze de voorkeur.*

De vervormingen na 100 jaar corrosie (step 6.5) zijn 61,5 mm, dit valt binnen de gestelde eisen cf. PPE en PPL. De benodigde gording dient later uitgerekend te worden.

## 5.4 Ontwerp van de Kamp met maaiveldverhoging

Er is tevens een ontwerpvariant gemaakt waarbij het maaiveld van de kade opgehoogd wordt met 1,2 m naar NAP +2,4 m.

### Damwandlengte

De benodigde lengte van de damwand kan worden bepaald met D-Sheetpiling. Hierbij is gekeken naar de benodigde lengte om de vereiste geotechnische stabiliteit te halen. De damwand dient minimaal 19 meter lengte te hebben vanaf top damwand. Dat resulteert erin dat de onderkant van de damwand op NAP –15,5 m dient te komen.

### Verankering

De maatgevende belastingsituatie die op de damwandankers kan komen is een val na hoogwater inclusief bolderkracht. In de D-Sheetpiling analyse is het anker in eerste instantie als puntveer gemodelleerd. De kracht in het anker is in step 6.4 maatgevend en is 447 kN per strekkende meter. De keuze voor het damwandprofiel is heeft geen significant effect op deze kracht.

Omdat er ook rekening moet worden gehouden met corrosie is er een conservatieve aanname gemaakt voor de keuze van het anker. Zelfborend groutanker Titan 76.1x14.2 heeft een ontwerpsterkte van 1354 kN (483 kN/m) en voldoet aan de berekende ankerkrachten. De maatgevende ankerkrachten komen voor in rekenfase 5 step 6.3. Het uitgangspunt is dat er om de dubbele plank (2,8 m) een anker aangebracht wordt.

De anker lengte is nu gekozen op 20 meter lengte en zal later exact worden bepaald. Het groutlichaam is 10 meter aangenomen. Hier is mogelijk nog een optimalisatie in mogelijk.

### Damwandprofiel

Voor de keuze van het damwandprofiel is de situatie na 100 jaar corrosie maatgevend. Een AZ28-700 (S430) profiel voldoet aan de maximale momenten die optreden direct na aanleg en na 100 jaar corrosie. Er is gerekend met een reductiefactor van 0,74 in D-Sheetpiling. Het maximale buigend moment is maatgevend in rekenfase 4 (step 6.3). Deze is na 100 jaar corrosie 805 kNm, het maximum buigend moment van de damwand na 100 jaar is 878 kNm. Hiermee voldoet de damwand aan de 10% robuustheidseis.

*Update 2-7-2020:*

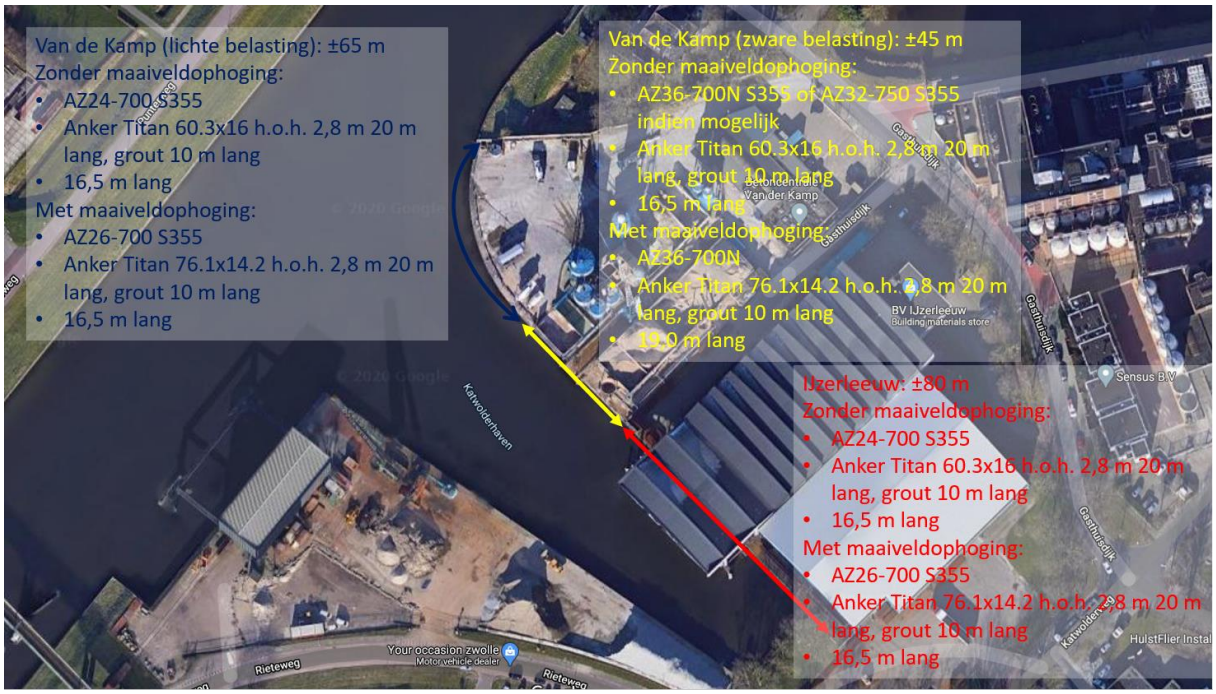
*Het profiel wat nodig is met een staalkwaliteit van S355 is AZ36-700N.*

De vervormingen na 100 jaar corrosie (step 6.5) zijn 59.7 mm, dit valt binnen de gestelde eisen cf. PPE en PPL. De benodigde gording dient later uitgerekend te worden.

# 6. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 6.1 Conclusies

Een overzicht met de resultaten is weergegeven in onderstaande figuur. Het blauwe deel komt overeen met het rode deel omdat de belastingen hiervan redelijk gelijk zijn.




Figuur 1.2: Overzicht ontwerp damwand IJzerleeuw

## 6.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Afhankelijk of de ontwerpvariant langs de kade van IJzerleeuw wordt gekozen zijn er bepaalde aandachtspunten voor ontwerploop 2:

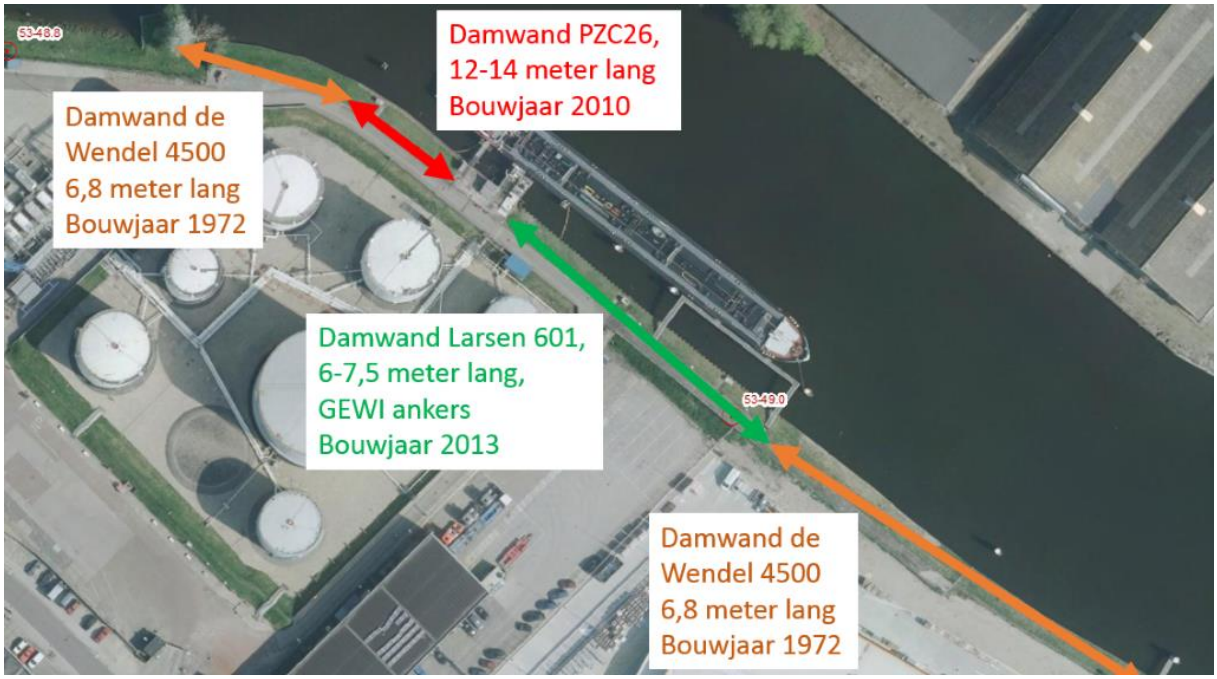
- In loop 2 dient er aanvullend grondonderzoek plaats te vinden bij de kade. Onderzoek in de passieve zone van de damwand maar ook in de zone waar de ankers hun kracht af moeten dragen. Het onderzoek dient met een h.o.h. afstand van ongeveer 25 meter te worden uitgevoerd.
- In loop 2 moet opnieuw de afweging worden gemaakt om de berekening in D-Sheet Piling of Plaxis te maken. Afhankelijk van de op dat moment geldende argumenten kan een keuze worden gemaakt.
- In loop 2 moet het ontwerp nader worden uitgewerkt op de verschillende delen met de verschillende belastingsituaties.

# Damwand Varo deel 3

# 7. SITUATIEBESCHRIJVING

## 7.1 Locatie

In dijktraject 2c en 2d is nabij Varo en de Hornbach is in 1972 een damwand aangelegd. Door de jaren heen zijn op deze locatie een aantal stukken van deze damwand vervangen door een nieuwe damwand. In onderstaande afbeelding zijn de verschillende damwandtypen weergegeven. In dit hoofdstuk wordt specifiek gekeken naar het deel genaamd Varo deel 3 (groen). De ligging van de damwand is in het groen weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst.

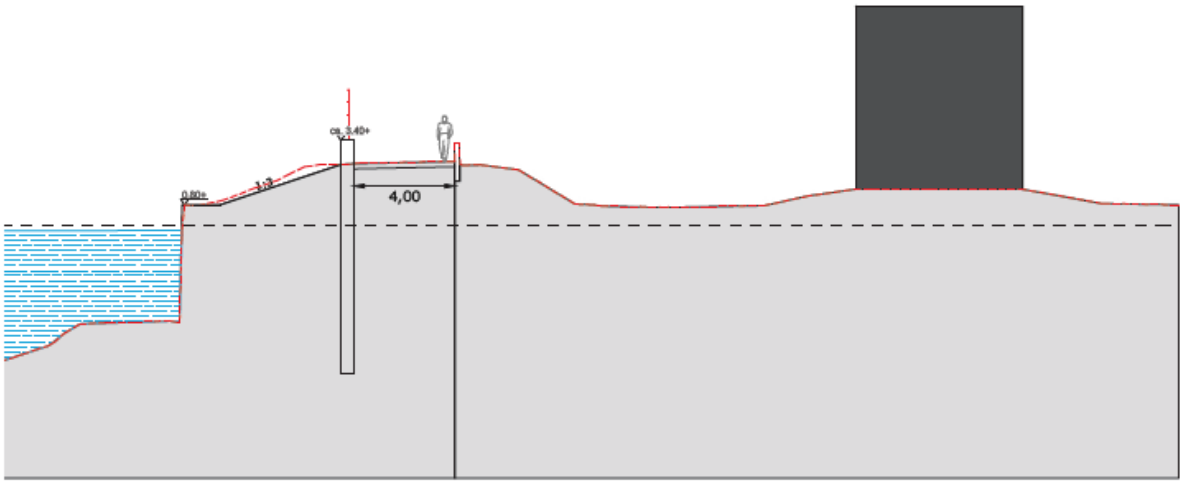



Figuur 7.1: Locatie van damwand Varo Deel 3

## 7.2 Geometrie

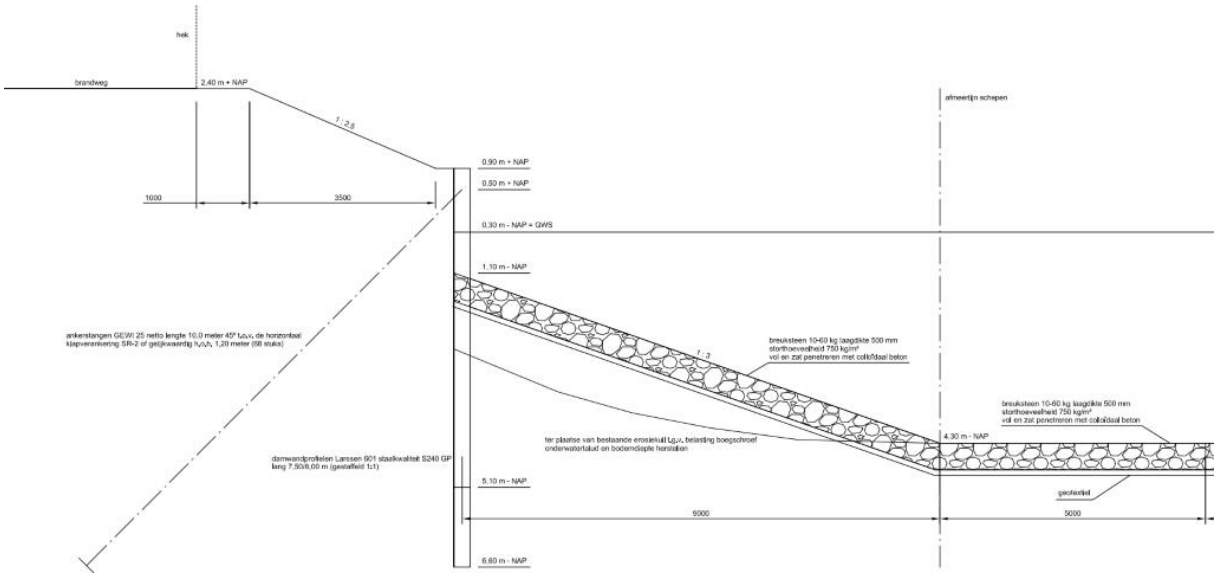
In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvariant.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvariant. Ter plaatse van deze damwand is ook een bodembescherming geplaatst. Een doorsnede van de bodembescherming is weergegeven in figuur 7.3.




Figuur 7.2: Bestaande situatie Varo deel 3 met aan te brengen damwand in de kruin

In onderstaande afbeelding is de geometrie van het onderwatertalud dat in 2013 is aangebracht weergegeven. Omdat het talud recent is aangelegd en in voldoende goede staat verkeert, is het ook mee gemodelleerd in de berekening.




Figuur 7.3: Aangebracht onderwatertalud ter plaatse van Varo deel 3

## 7.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Sonderingen: S53-89.96C, S53-89.97W, S53-90.01c, S53-90.08W, S53-90.09C en S53-90.12C;

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven.

Tabel 7-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van Varo deel 3

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Parkeerterrein fundering | 2,60 | 2,10 | 0,5 |
| Klei | 2,10 | -1,40 | 3,5 |
| Veen | -1,40 | -2,40 | 1,0 |

Aangenomen is dat onder het parkeerterrein nog een zandlaag van 0,5 m aanwezig is als fundering.

## 7.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Kanaalpeil NAP -0,6 m
- Grondwaterstand NAP 2,6 m

## 7.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op een halve meter afstand van de damwand.

## 7.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar.

# 8. DAMWANDBEREKENING

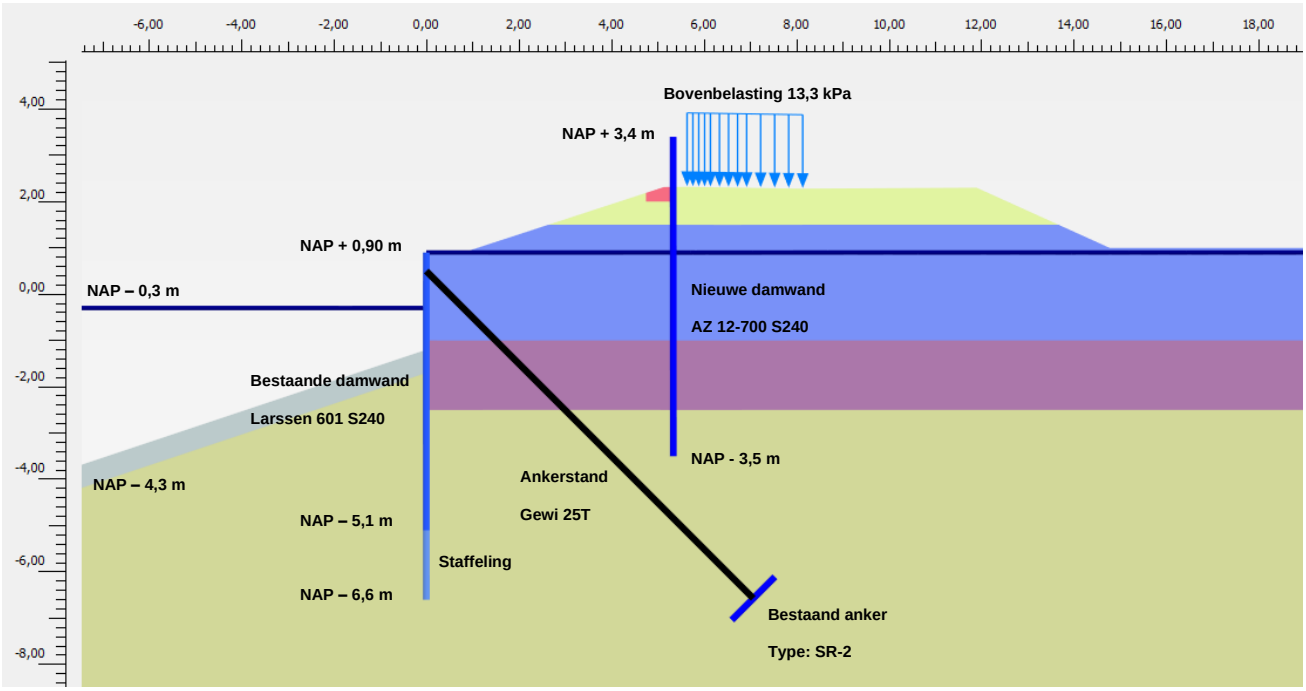
## 8.1 Damwandontwerp

Voor het ontwerp van de nieuwe damwand is uitgegaan van een onverankerde waterkerende damwand die met de voet 1,0 m in de pleistocene zandlaag staat. Voor de nieuwe damwand is uitgegaan van onderstaande ontwerpuitgangspunten:

In onderstaande opsomming zijn de eigenschappen van de aanwezige constructieve elementen samengevat:

- Nieuwe damwand AZ12-700
  - Bovenkant damwand: NAP +3,4 m
  - Onderkant damwand: NAP -3,5 m
  - Lengte damwand: 6,9 m
  - Staaldoorsnede: A = 123 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 79 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 1205 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 799 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 18880 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S240
- De bestaande damwand met de verankering heeft de volgende eigenschappen:
  - Bestaande damwand Larssen 601
  - Bovenkant damwand: NAP +0,90 m
  - Onderkant damwand: NAP -6,60 m
  - Lengte damwand: 7,50 m
  - Staaldoorsnede: A = 98,3 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 46 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 745 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 340 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 11520 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S240
  - Planken gestaffeld aangebracht (openingspercentage 50% hoogte onderkant staffeling NAP -5,6 m
- Verankering bestaande damwand
  - Ankerstang: GEWI 25
  - Diameter ankerstang: 25 mm
  - Staaldoorsnede: A = 491 mm2
  - Hart-op-hart afstand ankers: 1,2 m (iedere dubbel damwandprofiel 1 anker)
  - Lengte ankerstang: ca. 10 m
  - Hoek verankering: 45° t.o.v. horizontaal
  - Niveau bovenkant ankers: NAP +0,50 m
  - Anker: klapankers SR-2, (Nieuwe productnaam voor dit type is JLD 4.2)

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.




**Figuur 8.1: Damwandontwerp Varo deel 3**

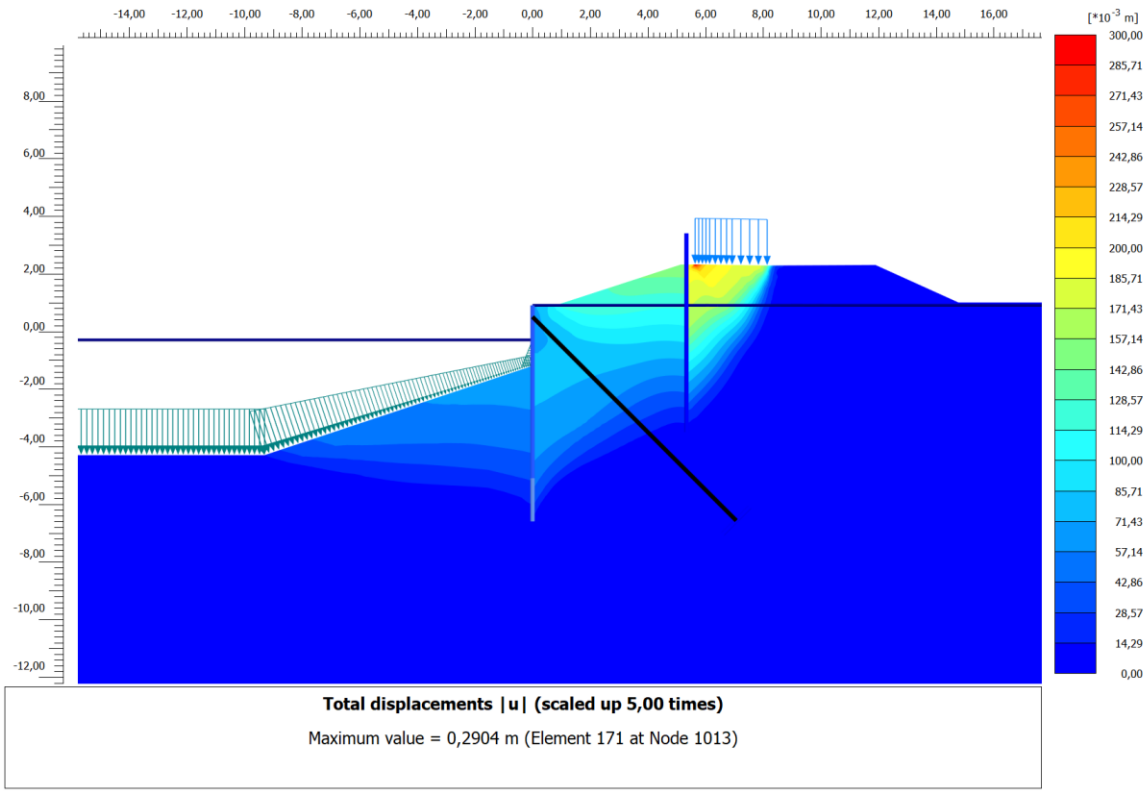
## 8.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 8.2.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10. De berekende stabiliteitsfactor is gelijk aan 1,38. Hiermee wordt voldaan aan de eis.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}38 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$

Om instabiliteit van het talud tussen de bestaande damwand en de damwand in de kruin ten tijde van de c-phi reductie te voorkomen is de c-phi reductie in dit gedeelte van het talud uitgeschakeld. Hierdoor wordt niet het maatgevende glijvlak van het talud gevonden bij de beoordeling van de stabiliteit maar het maatgevende glijvlak onder de damwand door.




**Figuur 8.2: Maatgevend glijvlak STBU damwand Varo deel 3**

## 8.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. In de berekening is rekening gehouden met 2 scenario's:

- Maatgevend hoog water
  - STBI verzadigd
  - STBI onverzadigd
- Val na hoogwater
  - STBU

De toetsing is uitgevoerd voor de bestaande damwand alsook de nieuw aan te brengen damwand. Aangegeven is welk scenario maatgevend is. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

Bestaande damwand (niet gestaffelde deel) (STBU)

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 60{,}6 \cdot 1{,}10 = 66{,}7\ kN/m$$

$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 40{,}1 \cdot 1{,}10 = 44{,}1\ kNm/m$$

Bestaande damwand (gestaffelde deel) (STBU)

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \cdot f_{open} = 1{,}0 \cdot 74{,}0 \cdot 1{,}10 \cdot 2 = 162{,}8\ kN/m$$

$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} \cdot f_{open} = 1{,}0 \cdot 4{,}5 \cdot 1{,}10 \cdot 2{,}0 = 9{,}9\ kNm/m$$

Nieuw aan te brengen damwand (STBI onverzadigd)

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 17{,}8 \cdot 1{,}10 = 19{,}6\ kN/m$$

$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 12{,}4 \cdot 1{,}10 = 13.5\ kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

Bestaande damwand (niet gestaffelde deel)

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{9{,}9 \cdot 10^3}{340} + \frac{67{,}7 \cdot 10^3}{46} = 144{,}2/\text{mm}^2 f_{y;dw;d}$$

$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{144{,}2}{240} = 0{,}60 < 1{,}0\ voldoet$$

Bestaande damwand (gestaffelde deel)

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{9{,}9 \cdot 10^3}{340} + \frac{162{,}8 \cdot 10^3}{46} = 64{,}5\ \text{N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$

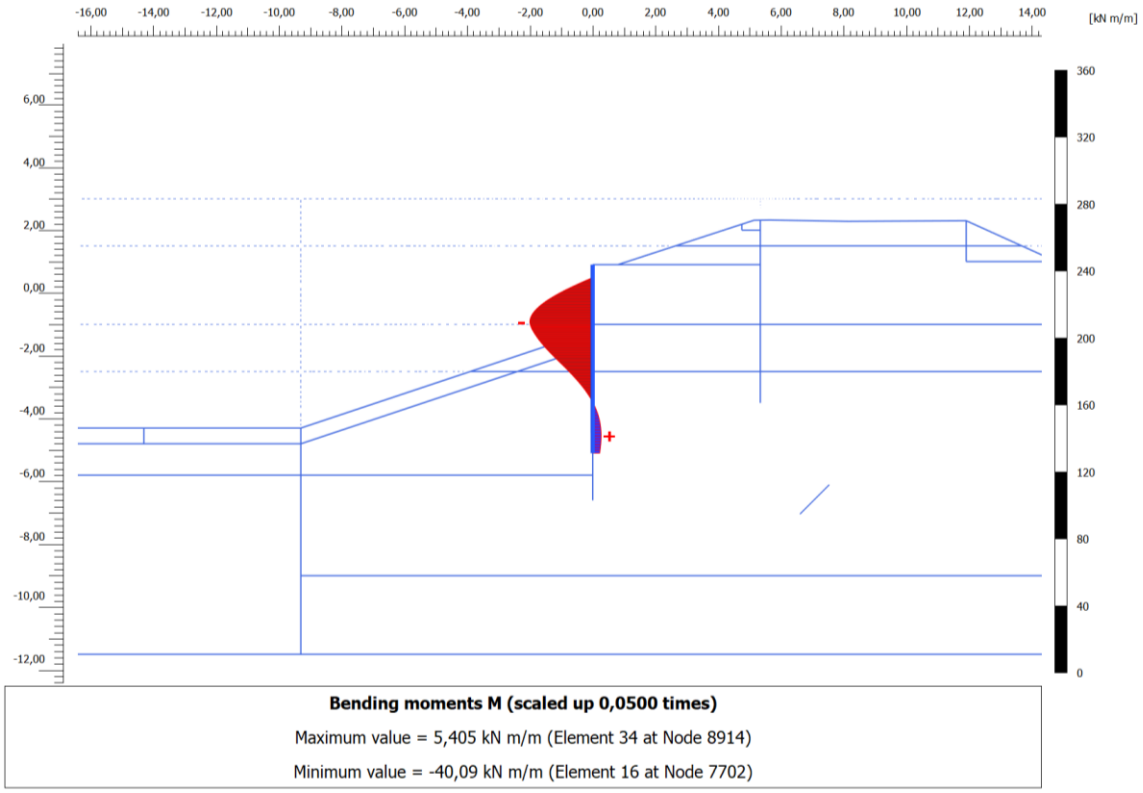
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{67{,}4}{240} = 0{,}27 < 1{,}0\ voldoet$$

Nieuw aan te brengen damwand

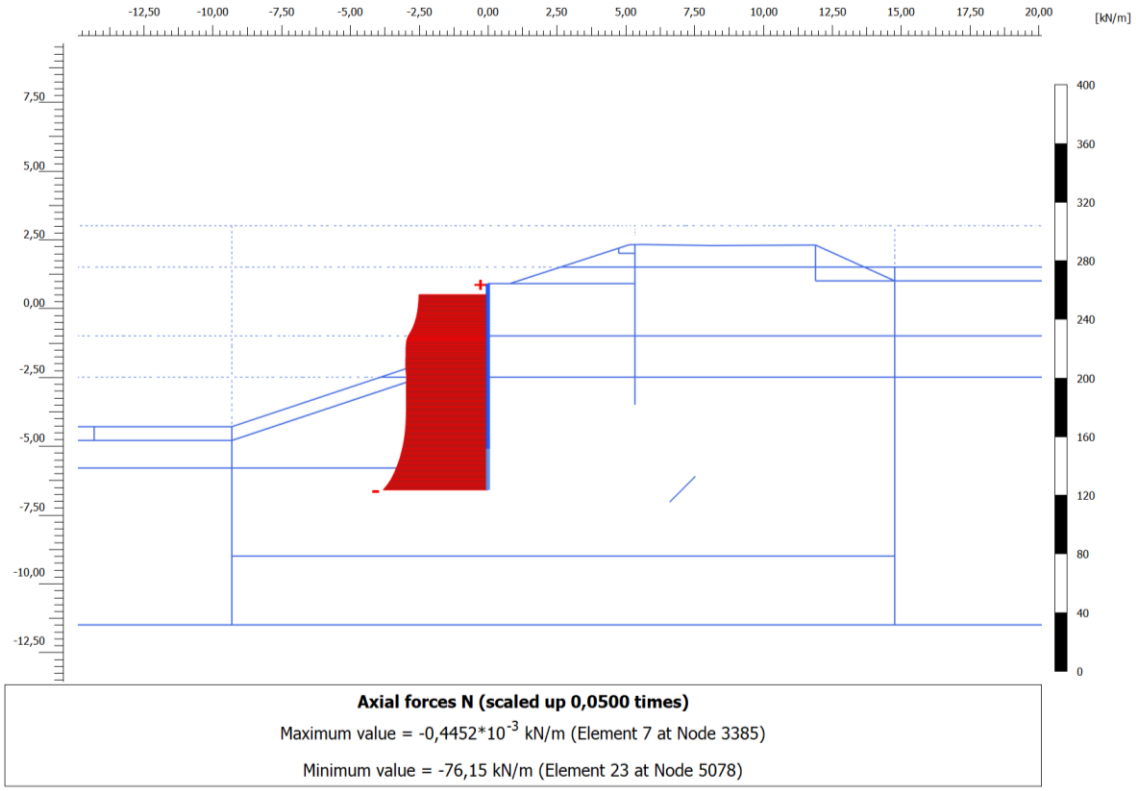
$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{19{,}6 \cdot 10^3}{799} + \frac{13{,}7 \cdot 10^3}{79} = 26{,}2\ \text{N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$

$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{22{,}3}{240} = 0{,}11 < 1{,}0\ voldoet$$

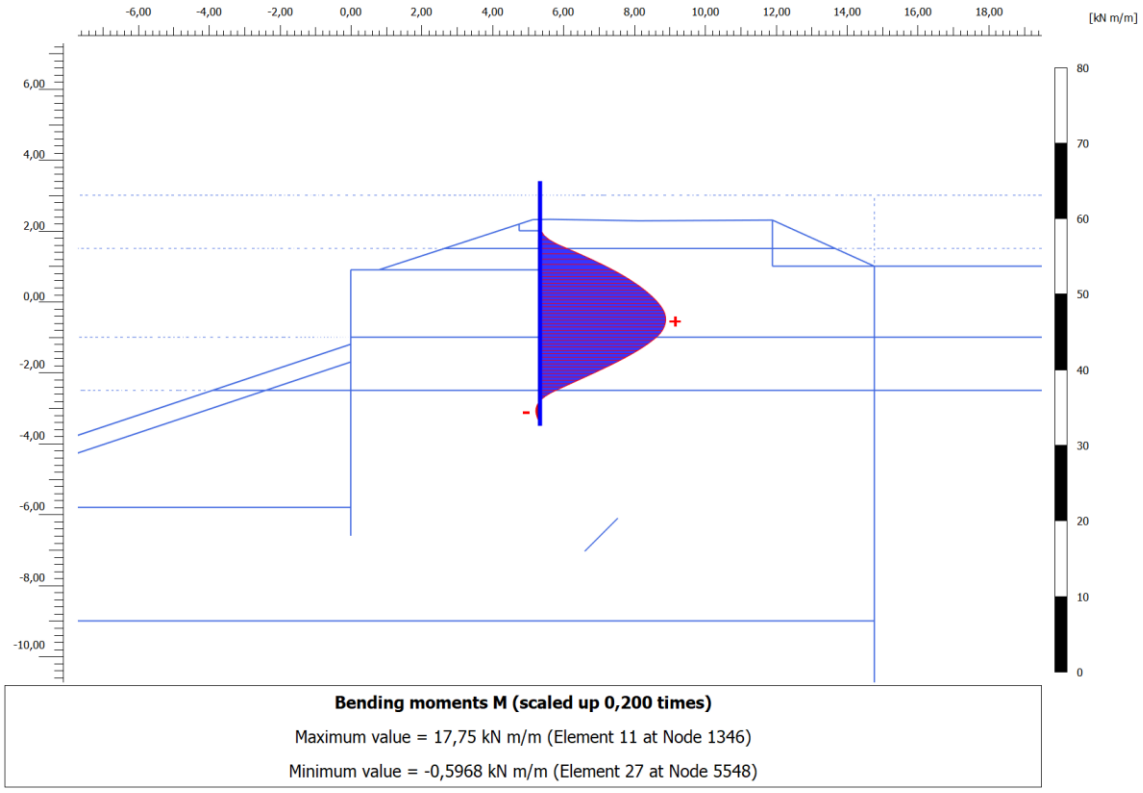
In onderstaande afbeeldingen is de verdeling van de krachten per damwand weergegeven. De gepresenteerde waarden bij de bestaande damwand wijken af omdat hier de waarde per deel (wel of niet gestaffeld) is getoetst.



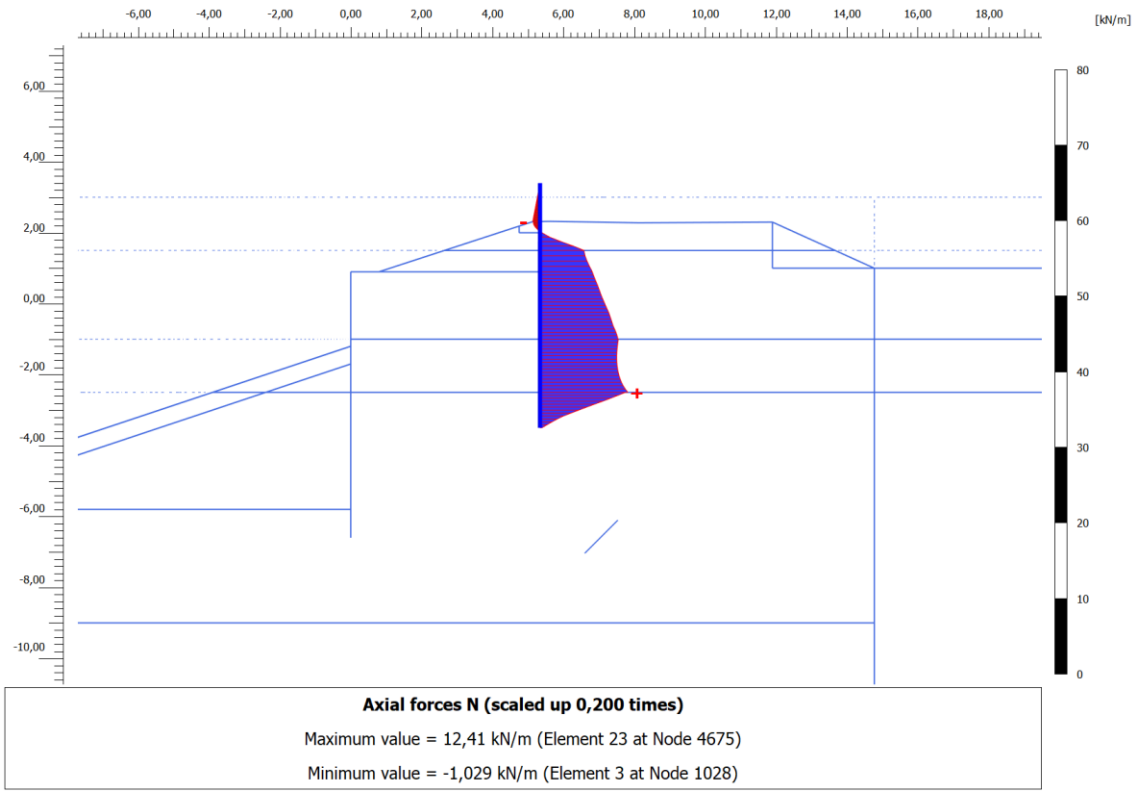

**Figuur 8.3: Representatieve waarde van het moment van de bestaande damwand Varo deel 3**




**Figuur 8.4: Representatieve waarde van de normaalkracht van de bestaande damwand Varo deel 3**




**Figuur 8.5: Representatieve waarde van het moment van de nieuw aan te brengen damwand Varo deel 3**



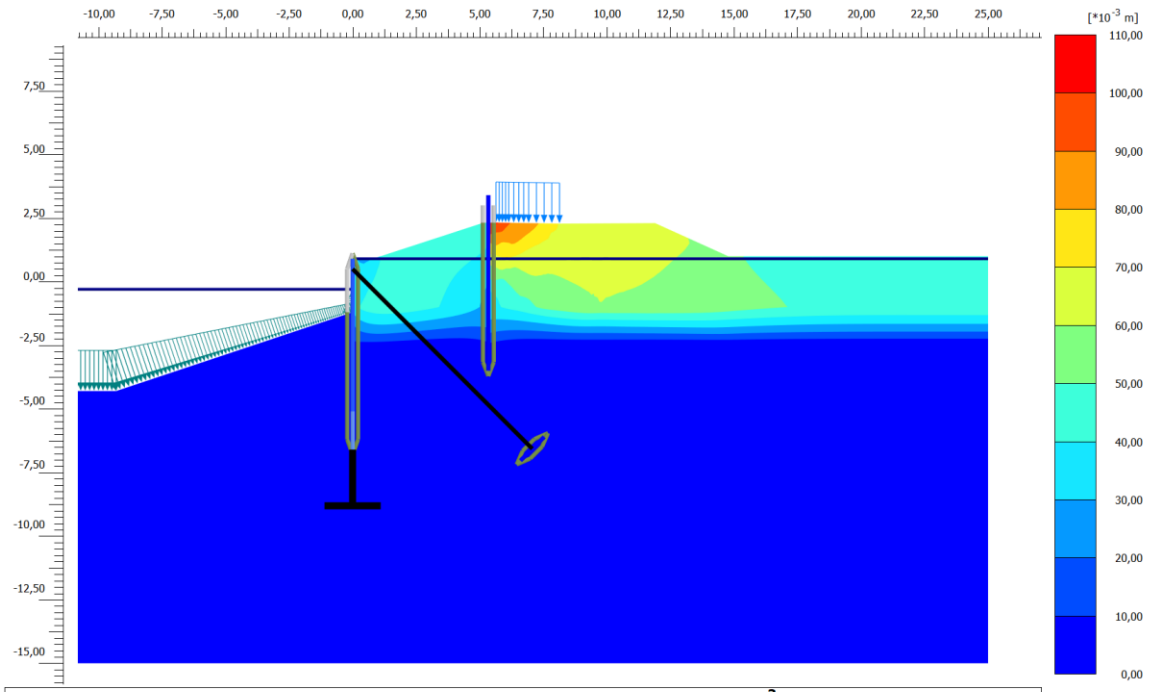

**Figuur 8.6: Representatieve waarde van de normaalkracht van de nieuw aan te brengen damwand Varo deel 3**

## 8.4 Toets vervormingen

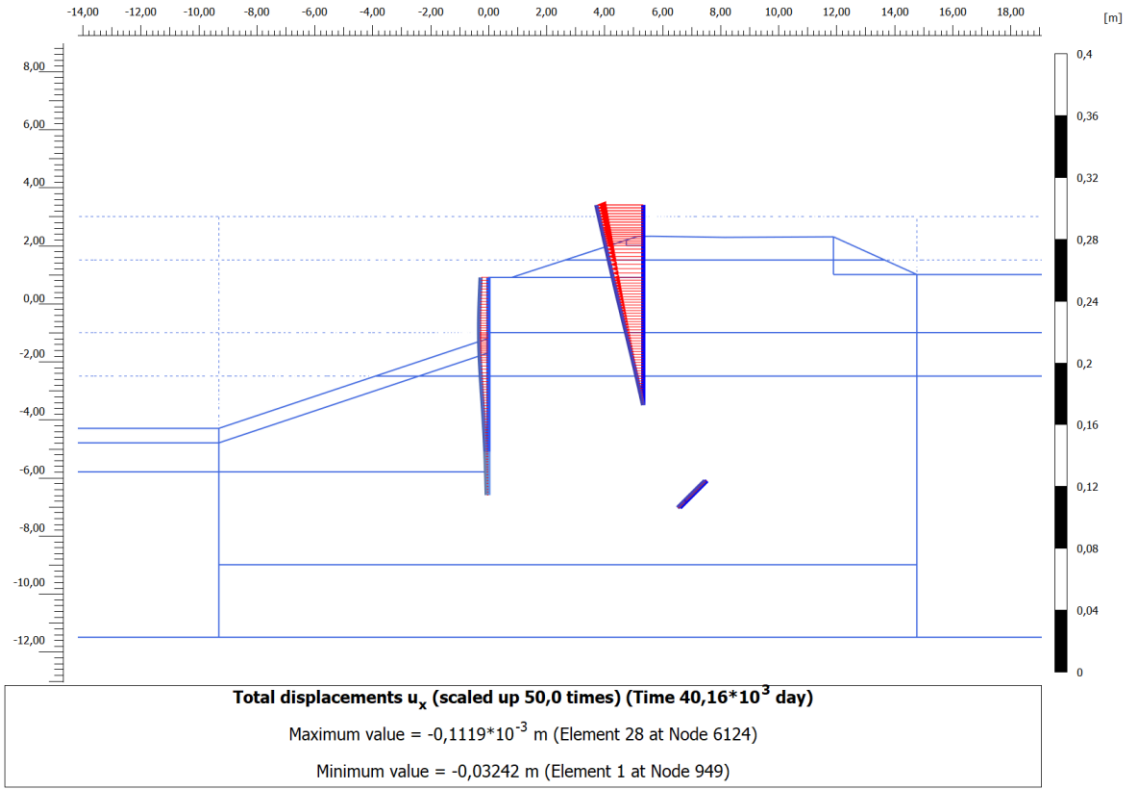
De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 31{,}1 = 40{,}4\ mm < 100\ mm\ voldoet\ niet$$

De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.




**Figuur 8.7: Totale vervormingen damwandontwerp Varo deel 3**




**Figuur 8.8: Horizontale uitbuiging van de damwanden Varo deel 3**

## 8.5 Toets verankering

Er wordt geen volledige toetsing van de verankering uitgevoerd. Het anker waarmee gerekend is dient echter de voldoen op toelaatbare ankerkracht. De rekenwaarde van de ankerkracht wordt berekend met:

$$F_{A;st;d} = \gamma_{F;A;st} \cdot F_{A;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}25 \cdot 70{,}8 \cdot 1{,}10 = 97{,}4\ kN/anker$$

De rekenwaarde van het anker wordt getoetst aan de maximaal toelaatbare ankerkracht:

$$u.c. = \frac{F_{A;st;d}}{F_{A;r;d}} = \frac{97{,}4}{550} = 0{,}18 < 1{,}0\ voldoet$$

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het klapanker zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerpvariant leidt.

# 9. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 9.1 Conclusies

Op basis van de uitgevoerde berekeningen kan het volgende worden geconcludeerd

- De bestaande damwand kan worden gehandhaafd.
- Om aan de kerende hoogte te voldoen dient een damwand in de kruin te worden geplaatst.
    - Damwandtype AZ12-700
    - Bovenkant damwand: NAP +3,4 m
    - Onderkant damwand: NAP -3,5 m
    - Lengte damwand: 6,9 m

## 9.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

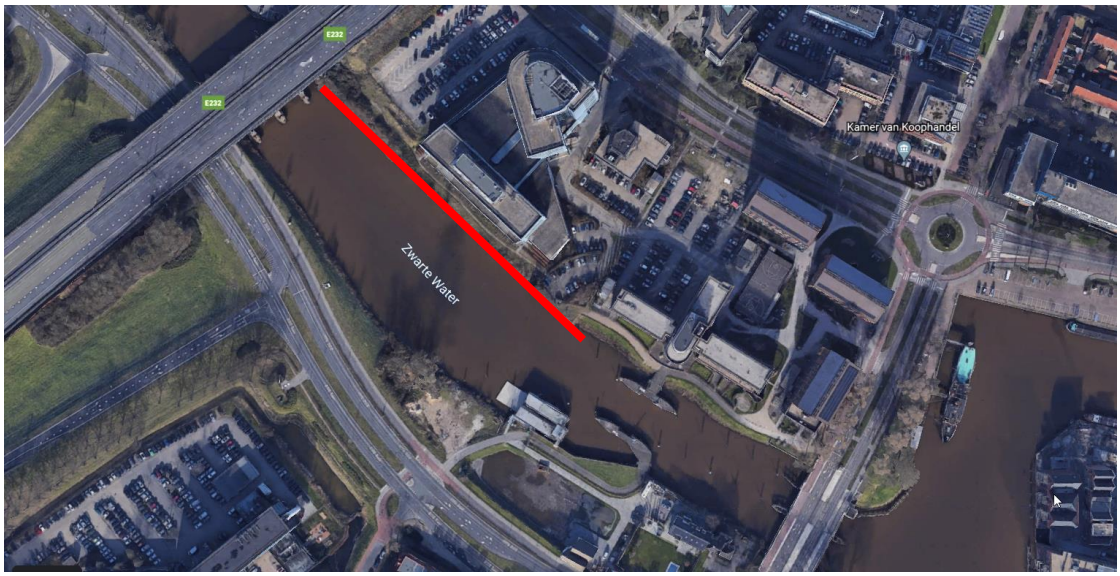
- Om aan de kerende hoogte te voldoen dient een onverankerde damwand in de kruin van de waterkering te worden geplaatst
    - De berekende momenten en krachten bij de onverankerde damwand zijn relatief laag. Dit suggereert ruimte tot optimalisatie. Er is nu uitgegaan van een AZ12-700 met de voet 1,0 m in het pleistocene zand. Optimalisatiemogelijkheden zijn:
        - Damwand gestaffeld ontwerpen
        - Damwand ontwerpen op kleef. (de damwand hangt dan in de klei en zal meer verticale verplaatsing ondervinden door kruip van de cohesieve lagen. Om dit te compenseren is dan extra hoogte nodig) Nagegaan dient te worden wat het standpunt van het waterschap is omtrent damwanden die op deze manier worden aangebracht.

# Kademuur Achmea

# 10. SITUATIEBESCHRIJVING

## 10.1 Locatie

Langs het Zwarte Water staat het kantoor van zorgverzekeraar Zilveren Kruis (onderdeel van Achmea). Het pand bevindt zich tussen het deel van de rijksweg A28 dat de rivier kruist en de brug ten zuidoosten hiervan. Een bestaande kademuur bevindt op het terrein van de pand tussen hm 90,0 en 90,2. De bestaande damwand die de kadeconstructie vormt voldoet niet meer aan de waterveiligheidseisen en dient vervangen te worden door een nieuwe damwand. In Figuur 33.1: Locatie van damwand Haven Grote Voorst is de locatie van de damwand weergegeven.

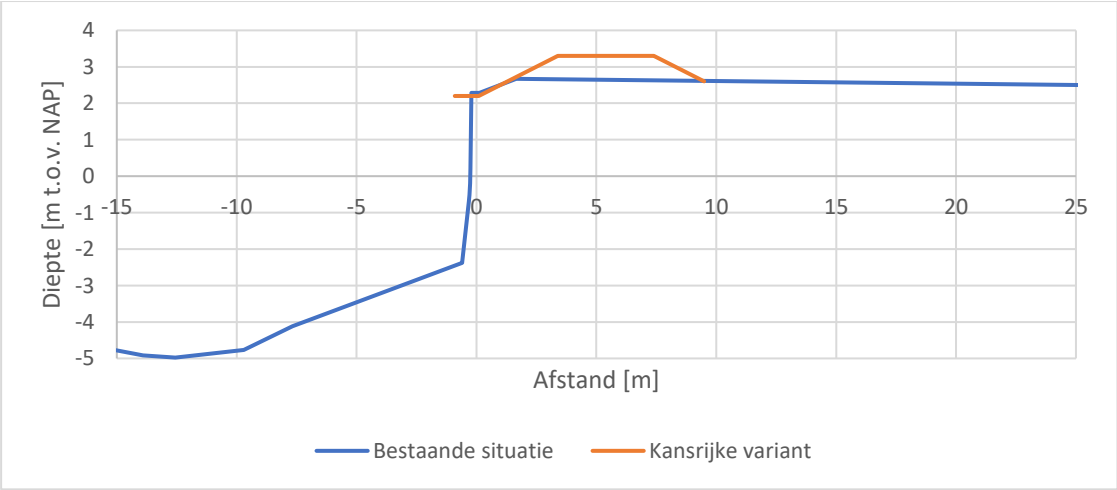



Figuur 10.1: locatie damwand (indicatief)

## 10.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvariant.

In Figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvariant.




Figuur 10.2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvariant

## 10.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Sonderingen: S53-90.01C;
- Boringen: B53-90.01C.

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 10-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Klei | 2,30 | -0,50 | 2,80 |
| Veen | -0,50 | -2,00 | 1,50 |
| Zand, losgepakt | -2,00 | -12,00 | 10,00 |
| Zand, matiggepakt | -12,00 | -14,50 | 2,50 |
| Zand, vastgepakt | -14,50 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

## 10.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Grondwaterstand bij val na hoogwater NAP+2,28 m
- Rivierwaterstand bij val na hoogwater NAP+0,0 m

## 10.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op een halve meter afstand van de buitenkruinlijn. De buitenkruin bevindt zich op een afstand van ca. 3,6 m van de damwand.

## 10.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar (voorzijde 1,4 mm + achterzijde 1,2 mm = 2,6 mm totaal).

# 11. DAMWANDBEREKENING

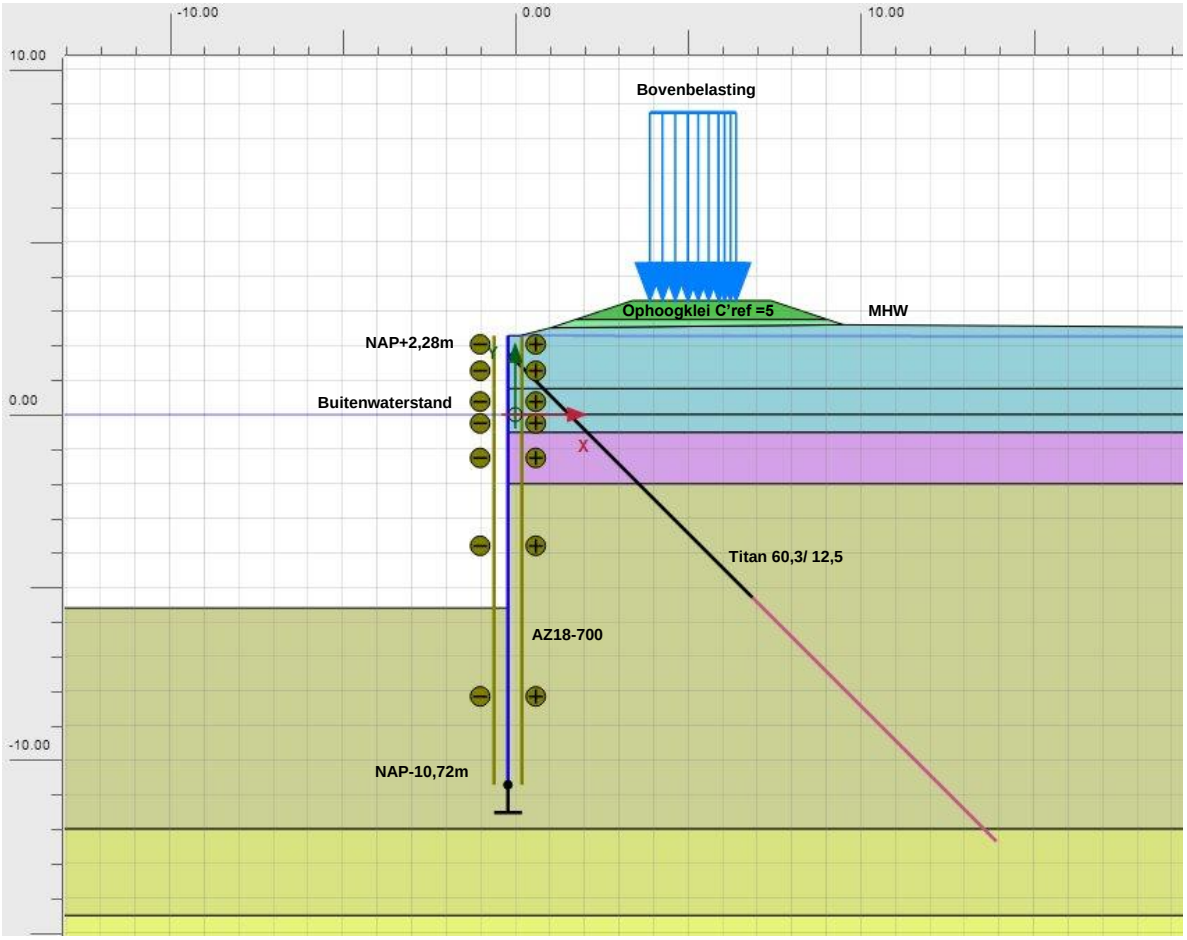
## 11.1 Damwandontwerp

Voor de beoordeling van de te ontwerpen damwand bij Achmea is er een toetsing uitgevoerd met Plaxis. Hierbij is er verankering gebruikt (zelfborend anker). Om numerieke instabiliteit van het model te voorkomen is er bij de ophoging, over de hele breedte, tot een diepte van 55 cm cohesie toegekend aan de kleisoort van de ophoging. Dit is gedaan door de $C'_{ref}$ parameter een waarde 5 kPa te geven in plaats van 0.

Het ontwerp van de bestaande damwand met de nieuwe verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Eigenschappen damwand
  - Damwand soort: AZ18-700-240
  - Bovenkant damwand: NAP +2,28 m
  - Onderkant damwand: NAP –10,72 m
  - Lengte damwand: 13,0 m
  - Materiaal type: elastisch
  - Staaldoorsnede: A = 139,2 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 104,4 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 1800 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 1350 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 37.800 $cm^4/m$ en $I_{corr}$ = 28.350 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S355
- Eigenschappen ankers
  - Type anker: groutanker
  - Buitendiameter ankerstang: 60,3 mm
  - Dikte ankerstang: 12,5 mm
  - Staaldoorsnede: A = 1849 mm2
  - Lengte ankerstang: 20 m (vrije ankerlengte ca. 10 m, groutlichaam ca. 10 m)
  - Hoek verankering: 45° t.o.v. horizontaal
  - Niveau bovenkant ankers: NAP -0,02 m
  - Hart op hartafstand: 2,8 m

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.



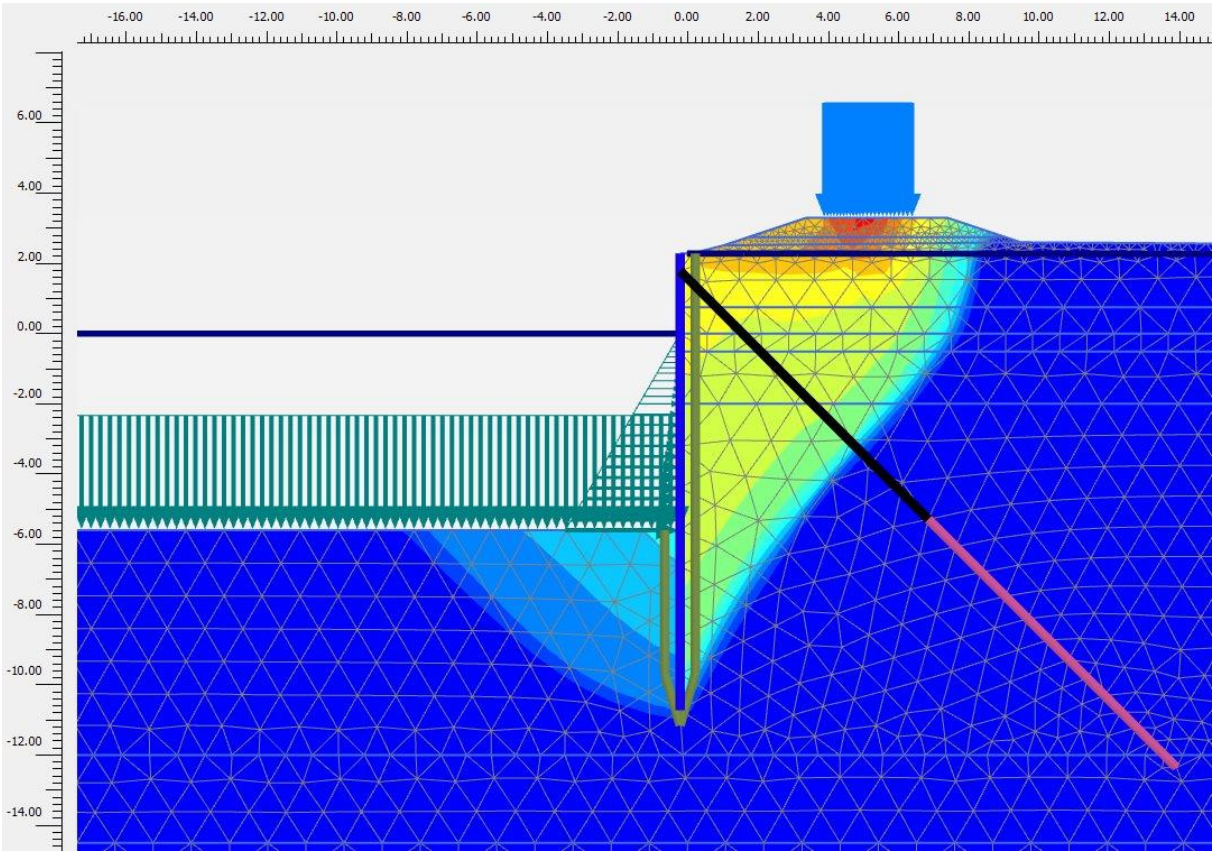

Figuur 11.1: Schematisatie damwandontwerp DT3a Achmea

## 11.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in Figuur 11.2.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}16 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




Figuur 11.2: Maatgevend glijvlak STBU Achmea

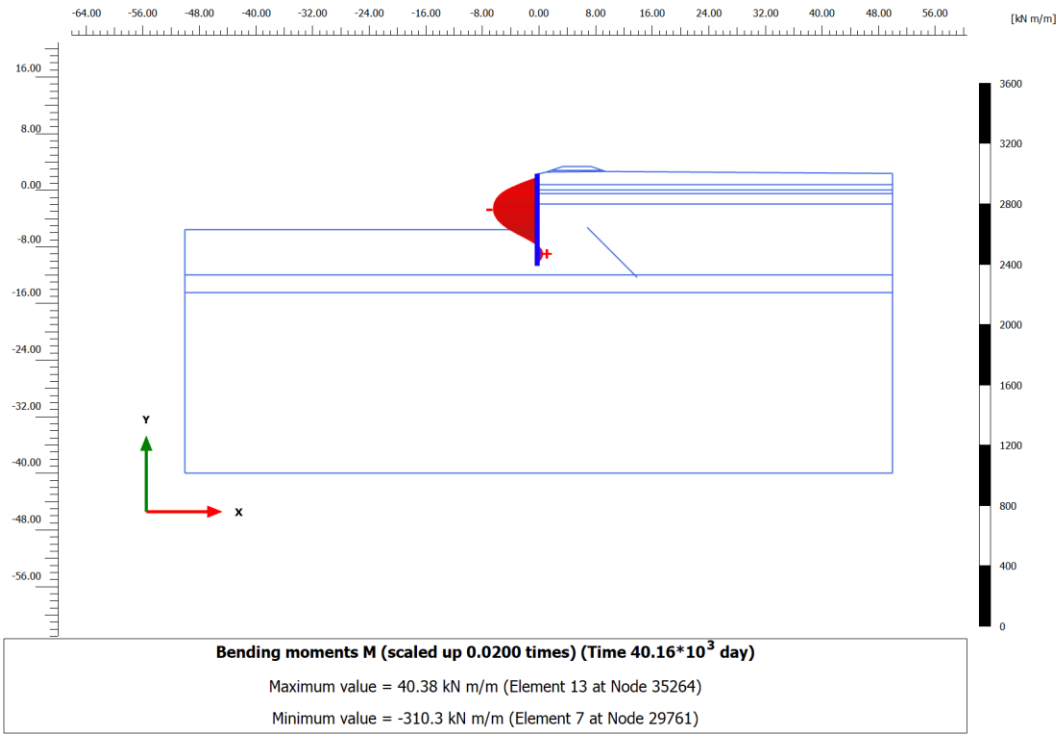
## 11.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

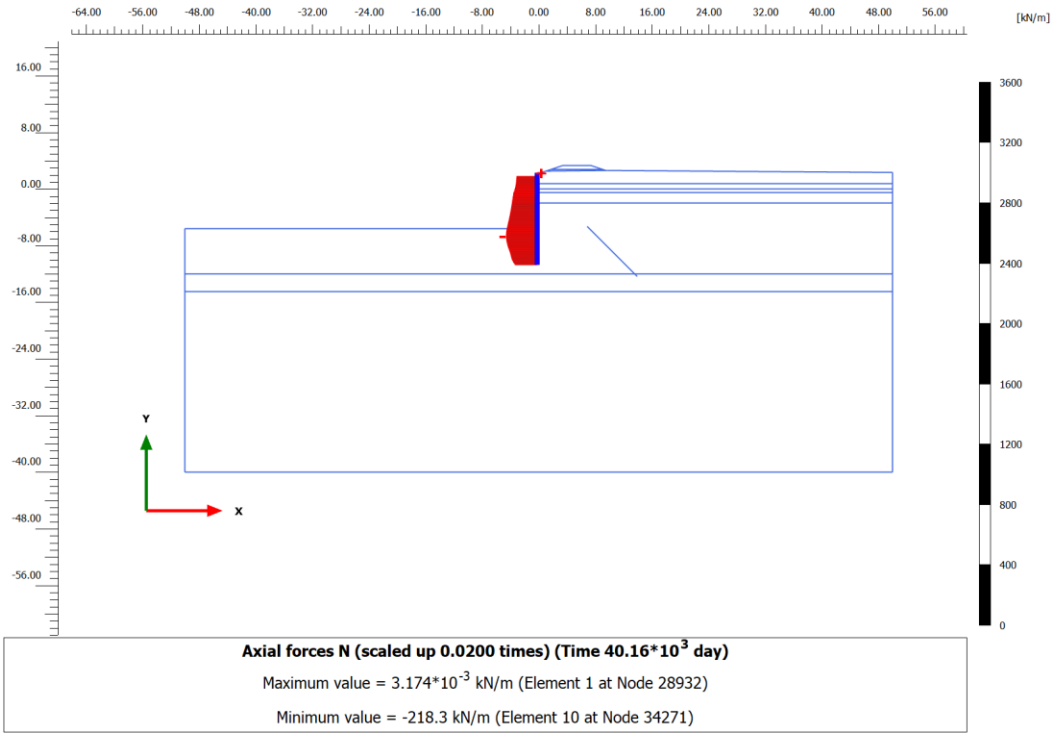
$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 218{,}3 \cdot 1{,}10 = 240 kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 310{,}3 \cdot 1{,}10 = 341 kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{341 \cdot 10^6}{1350 \cdot 10^3} + \frac{240 \cdot 10^3}{104{,}4 \cdot 10^2} = 276 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{276}{355} = 0{,}78 < 1{,}0 \; voldoet$$




**Figuur 11.3: Representatieve waarde van het moment in de damwand bij Achmea**



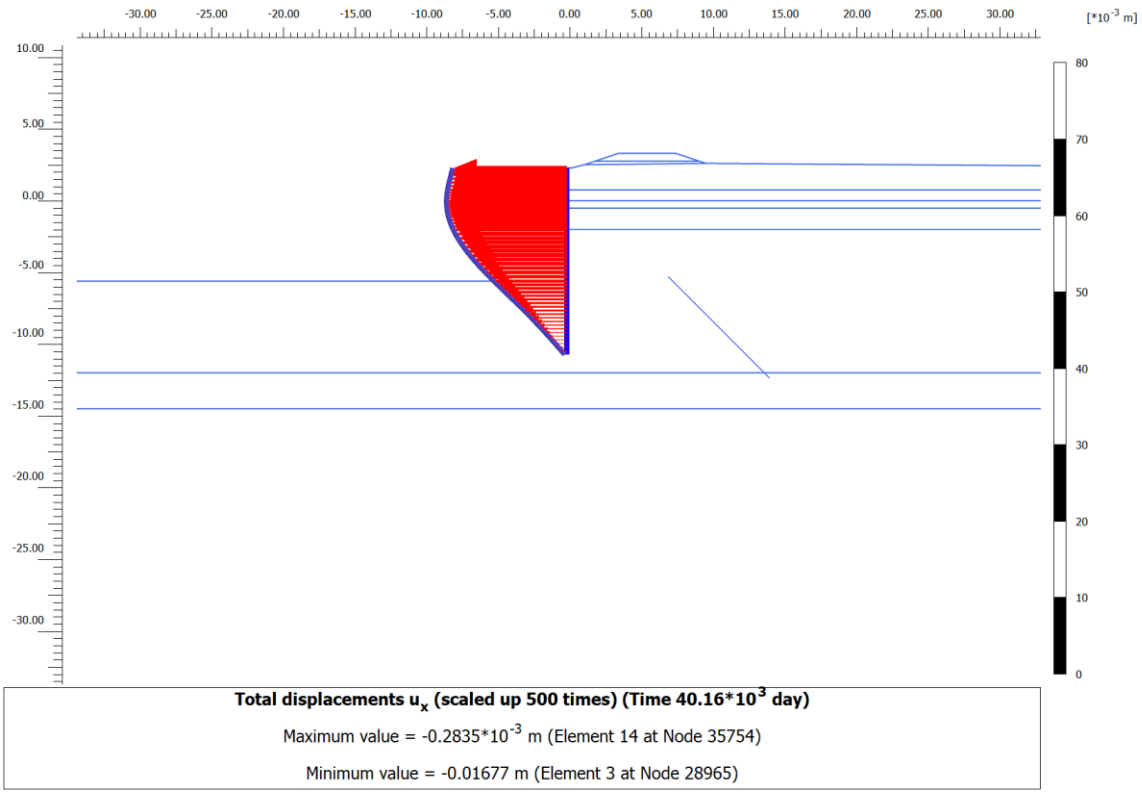

**Figuur 11.4: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand bij Achmea**

## 11.4 Toets vervormingen

De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 17{,}0 = 22\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.




**Figuur 11.5: Horizontale uitbuiging van de damwand Haven Grote Voorst**

## 11.5 Toets verankering

De verankering is getoetst met de volgende vergelijking:

$$\frac{F_{A;st;d}}{F_{r;d}} = \frac{F_{a;rep} \cdot \gamma_{F;A;st} \cdot \gamma_{b;str}}{F_{r;d}} = \frac{203{,}1 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}10}{925} = 0{,}85 < 1\ voldoet$$

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het groutlichaam zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerp van de constructie leidt.

# 12. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 12.1 Conclusies

Op basis de uitgevoerde berekeningen en toetsingen zijn de volgende conclusies op te maken.

- De nieuw aan te brengen damwand heeft minimaal de volgende eigenschappen:
  - Damwandtype AZ18-700;
  - Bovenkant damwand: NAP +2,3 m;
  - Onderkant damwand: NAP -10,7 m;
  - Lengte damwand: 13,0 m;
  - De damwand wordt voorzien van een groutanker.

## 12.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van bovenstaande conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2.

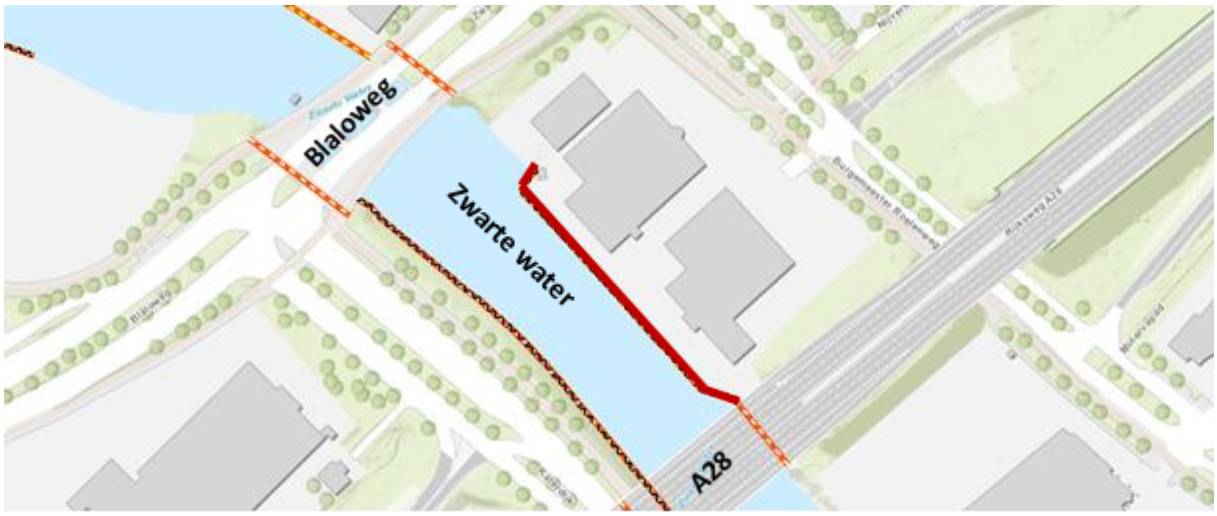
- Detaillering van het ankerontwerp inclusief clash controle;
- Optimalisatie ontwerp door te onderzoeken of staffeling mogelijk is;
- Controle van stijfheidsparameters die zorgen voor zetting na aanpassing waterstanden.

# A28-Blaloweg

## 13. SITUATIEBESCHRIJVING

### 13.1 Locatie

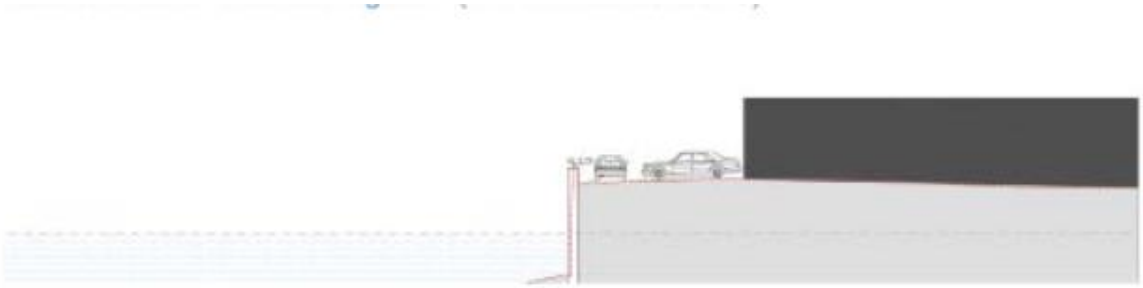
Langs het zwarte water tussen de A28 en de Blaloweg in traject 3b is een bestaande damwand aanwezig. De ligging van de damwand is rood weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst.




Figuur 13.1: Locatie van damwand A28-Blaloweg

### 13.2 Geometrie

De bestaande damwand dient te worden vervangen. Verder wordt er niks aan de bestaande situatie aangepast. De bovenkant van de damwand is gelijk aan NAP +3,40m wat ook de benodigde kerende hoogte is. In figuur 33.2 is de beoogde variant weergegeven.



Figuur 13.2: Ontwerpvariant KV1 damwand A28-Blaloweg

De nieuwe damwand wordt voor de oude damwand geplaatst. Daarnaast is rekening gehouden met een waterbodem op NAP -5,6 m. De laatste kanaalpeilingen geven een waterbodem aan rond NAP -3,0 m.

### 13.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Sonderingen: S53-89.96C, S53-89.97W, S53-90.01c, S53-90.08W, S53-90.09C en S53-90.12C

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 13-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van damwand A28-Blaloweg**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laat [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Parkeerterrein+fundering | 2,60 | 2,10 | 0,5 |
| Klei | 2,10 | -1,40 | 3,5 |
| Veen | -1,40 | -2,40 | 1,0 |
| Pleistoceen zand | -2,40 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

## 13.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- (Grond)waterstand NAP + 2,6 m
- Kanaalpeil: NAP + 0,6 m

## 13.5 Belasting

Uitgegaan is van een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 op een afstand van 1,0 m van de nieuw aan te brengen damwand.

## 13.6 Veiligheidsfilosofie

In de berekeningen is rekening gehouden met de volgende aanvullende punten wat betreft de veiligheidsfilosofie:

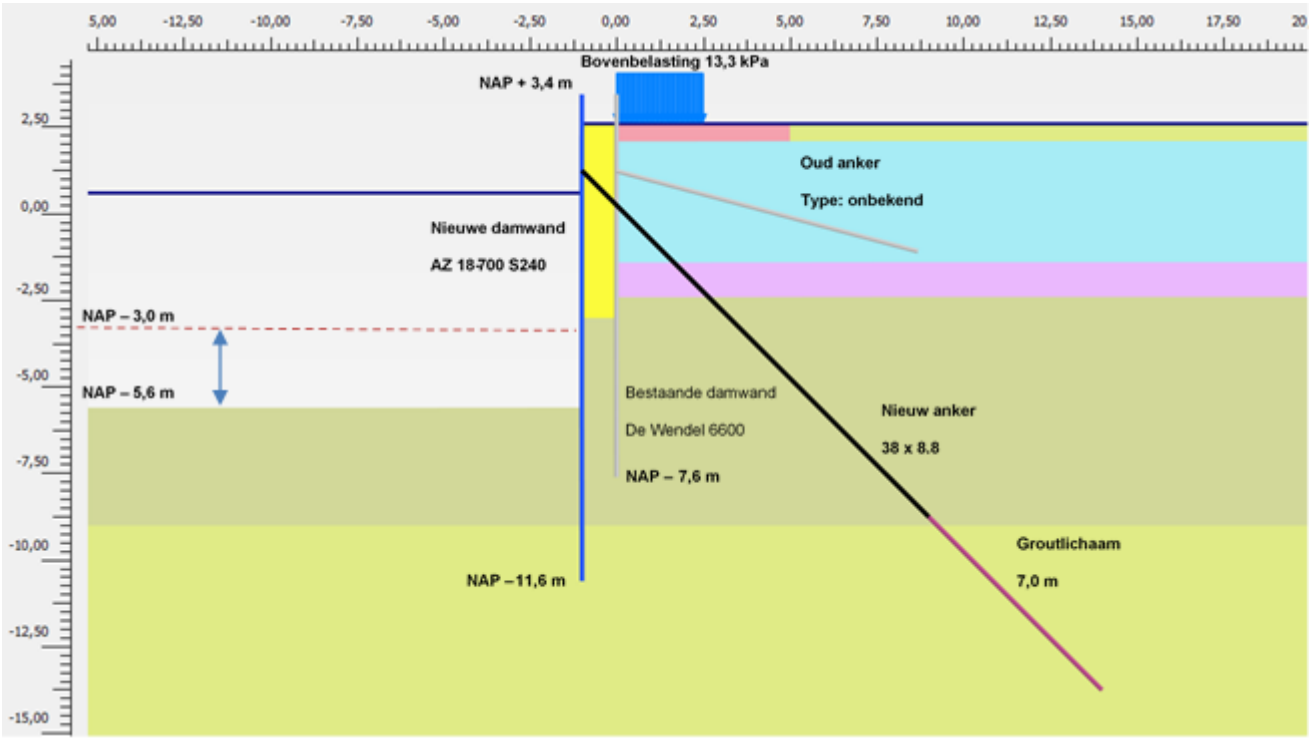
- Voor de corrosie is uitgegaan van een totale levensduur van 100 jaar.
- Het beschouwde scenario is een val na hoogwater van 2,0 m.

# 14. DAMWANDBEREKENING

## 14.1 Damwandontwerp

Het ontwerp van de bestaande damwand met de verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Nieuwe damwand AZ18-700
  - Bovenkant damwand: NAP +3,4 m
  - Onderkant damwand: NAP -9,60 m
  - Lengte damwand: 13,0 m
  - Staaldoorsnede: A = 139,2 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 91,9 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 1800 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 1219 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 37.800 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S240
- Nieuwe verankering groutankers type DVT 38x8.8 (of vergelijkbaar)
  - Diameter ankerstang: 38 mm
  - Wanddikte ankerstang: 8,8 mm
  - Staaldoorsnede: A = 807 mm2
  - Hart-op-hart afstand ankers: 2,8 m (iedere 2 dubbele damwandprofielen 1 anker)
  - Lengte ankerstang: ca. 10 m (vrije ankerlengte ca. 13 m, groutlichaam ca. 7 m)
  - Hoek verankering: 45° t.o.v. horizontaal
  - Niveau bovenkant ankers: NAP +1,25 m



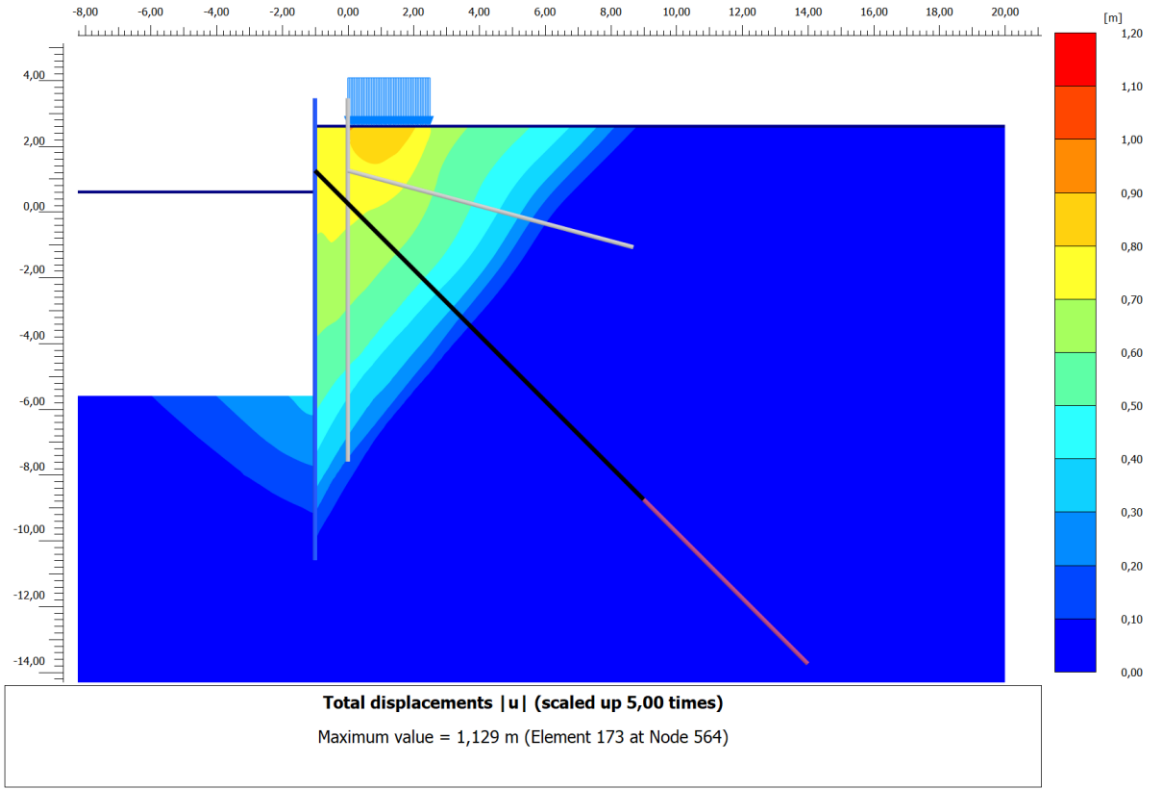

Figuur 14.1: Damwandontwerp damwand A28-Blaloweg

## 14.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 14.2.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10. De berekende stabiliteitsfactor is gelijk aan 1.18 Hiermee wordt voldaan aan de eis.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}24 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




**Figuur 14.2: Damwandontwerp damwand A28-Blaloweg**

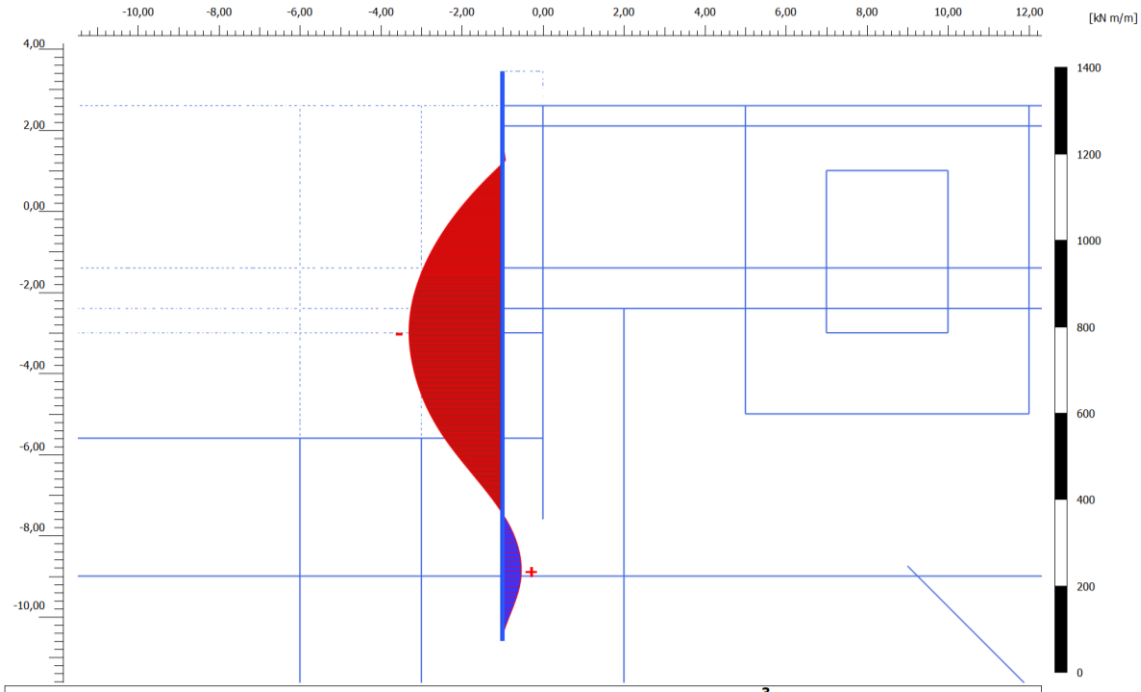
## 14.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

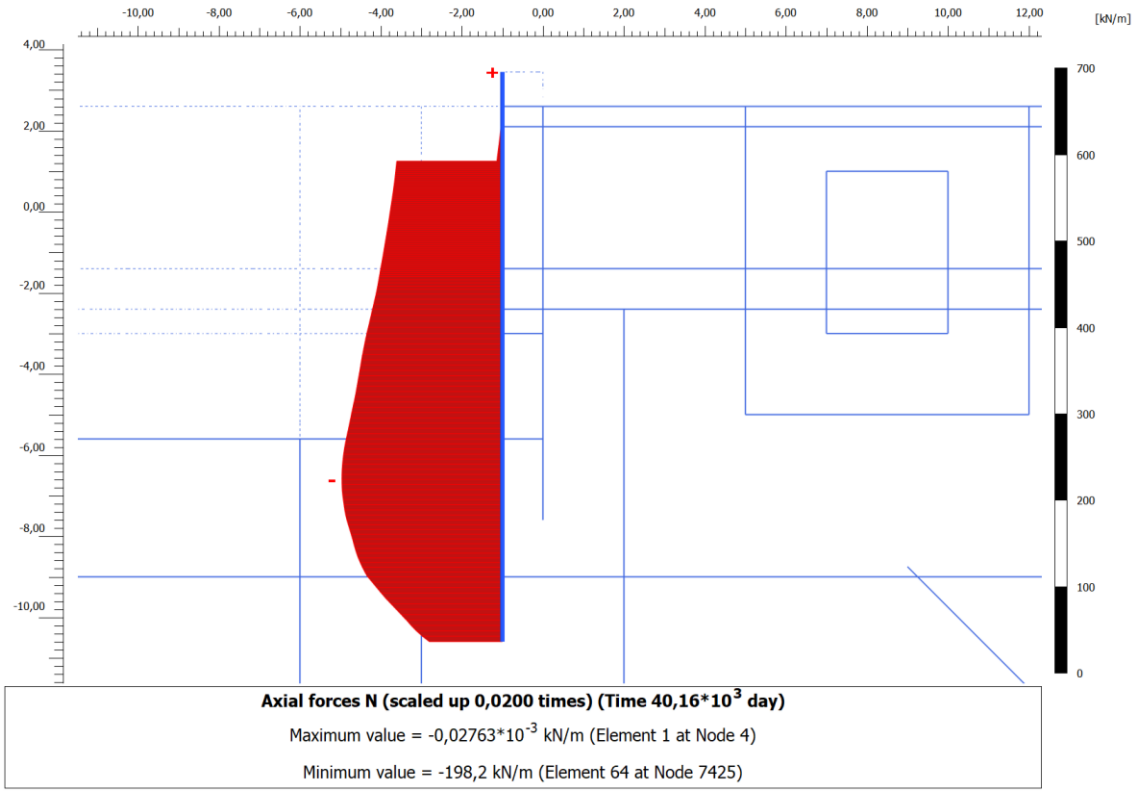
$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 198{,}2 \cdot 1{,}10 = 218{,}0\ kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 230{,}8 \cdot 1{,}10 = 253{,}9\ kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{230{,}8 \cdot 10^3}{1219} + \frac{9{,}9 \cdot 10^3}{91.9} = 232\ \text{N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{232}{240} = 0{,}97 < 1{,}0\ voldoet$$




**Figuur 14.3: Representatieve waarde moment in de damwand A28 – Blaloweg**

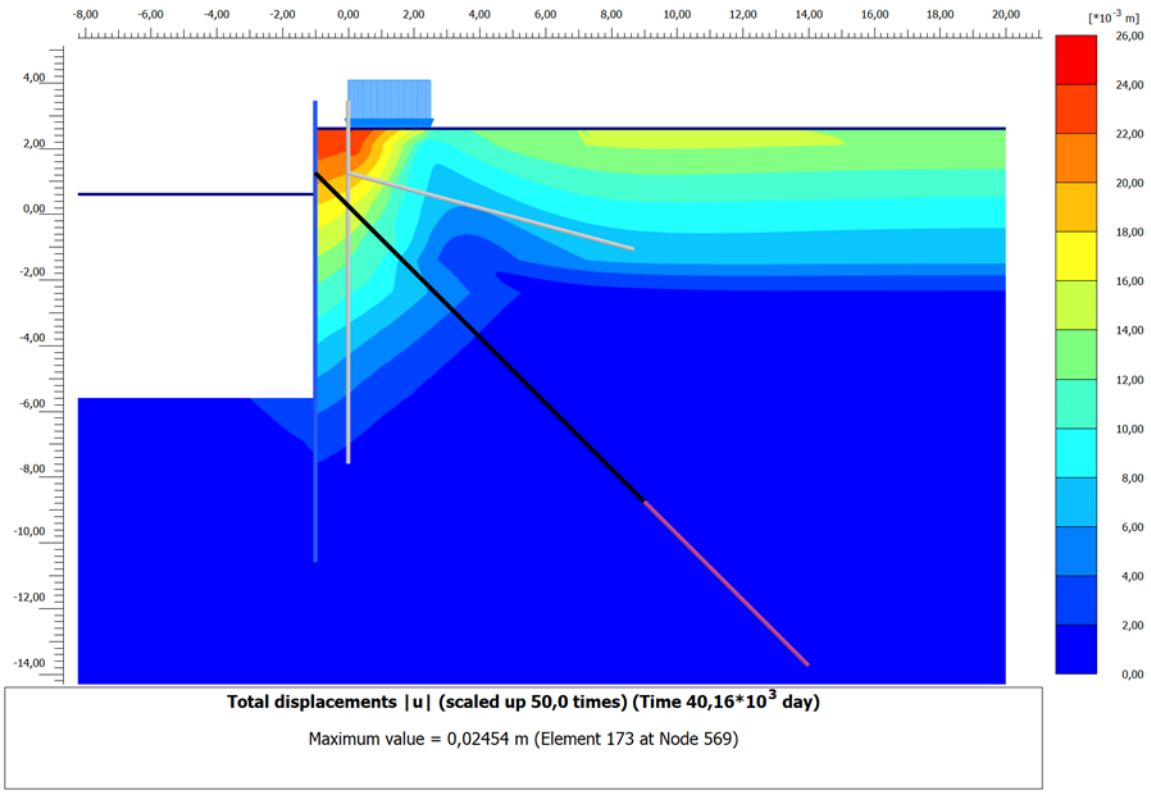



**Figuur 14.4: Representatieve waarde normaalkracht in de damwand A28 – Blaloweg**

## 14.4 Toets vervormingen

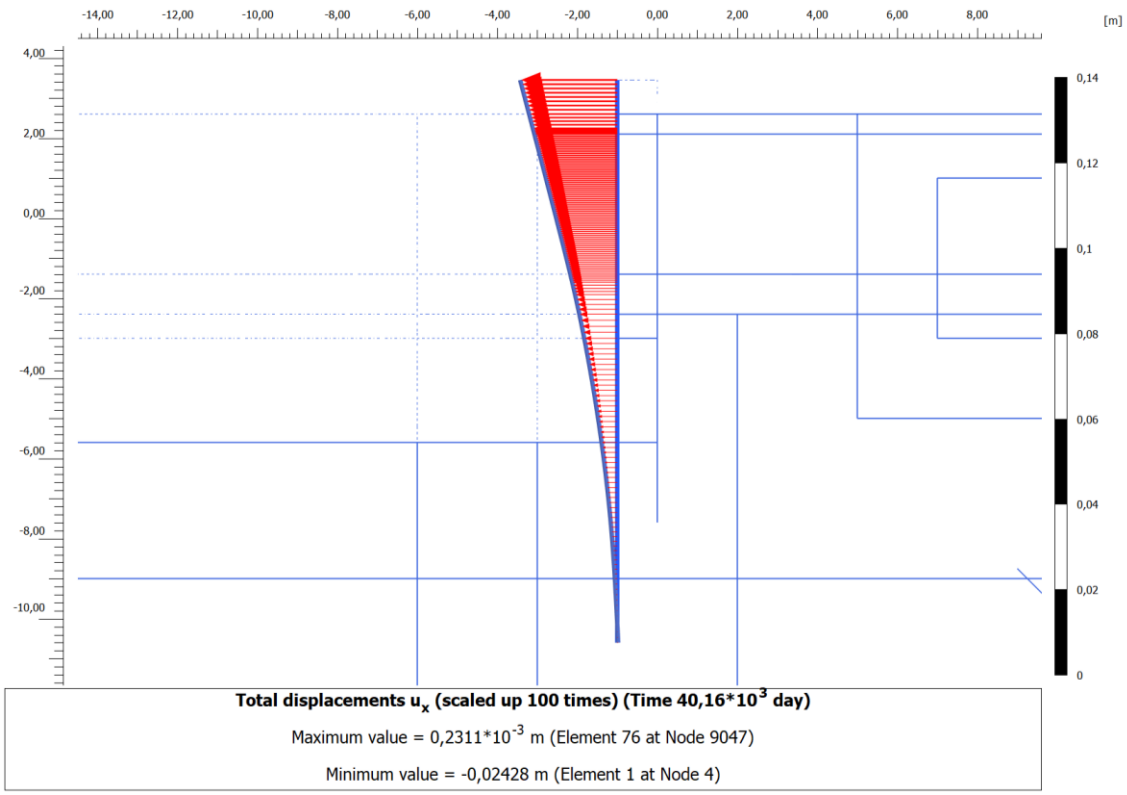
De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 24{,}3 = 31{,}5\ mm < 100\ mm\ voldoet$$




**Figuur 14.5: Vervormingen van de dijk en damwand A28 – Blaloweg**

Opgemerkt dient te worden dat het maaiveld achter de damwand ook vervorming laat zien. Deze vervorming is naar boven gericht en wordt veroorzaakt door zwel van het cohesieve materiaal ten gevolge van de stijging van het grondwater. Aanbevolen wordt om in een latere fase de stijfheidsparameters die hier verband mee houden nader te beschouwen. Voor nu lijkt dit geen significante invloed te hebben op het damwandontwerp.




**Figuur 14.6: Horizontale uitbuiging van de damwand A28 – Blaloweg**

## 14.5 Toets verankering

Er wordt geen volledige toetsing van de verankering uitgevoerd. Het anker waarmee gerekend is dient echter de voldoen op toelaatbare ankerkracht. De rekenwaarde van de ankerkracht wordt berekend met:

$$F_{A;st;d} = \gamma_{F;A;st} \cdot F_{A;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}25 \cdot \frac{489{,}5}{2{,}8} \cdot 1{,}10 = 240{,}4 kN/anker$$

De rekenwaarde van het anker wordt getoetst aan de maximaal toelaatbare ankerkracht:

$$u.c. = \frac{F_{A;st;d}}{F_{A;r;d}} = \frac{240{,}4}{404} = 0{,}60 < 1{,}0 \; voldoet$$

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het groutlichaam zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerp van de constructie leidt.

# 15. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 15.1 Conclusies

Op basis van de uitgevoerde berekeningen kan het volgende worden geconcludeerd

- De nieuw aan te brengen damwand heeft minimaal de volgende eigenschappen:
  - Damwandtype AZ18-700;
  - Bovenkant damwand: NAP +3,4 m;
  - Onderkant damwand: NAP -9,60 m;
  - Lengte damwand: 13,0 m;
  - De damwand wordt voorzien van een groutanker.

## 15.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van bovenstaande conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2.

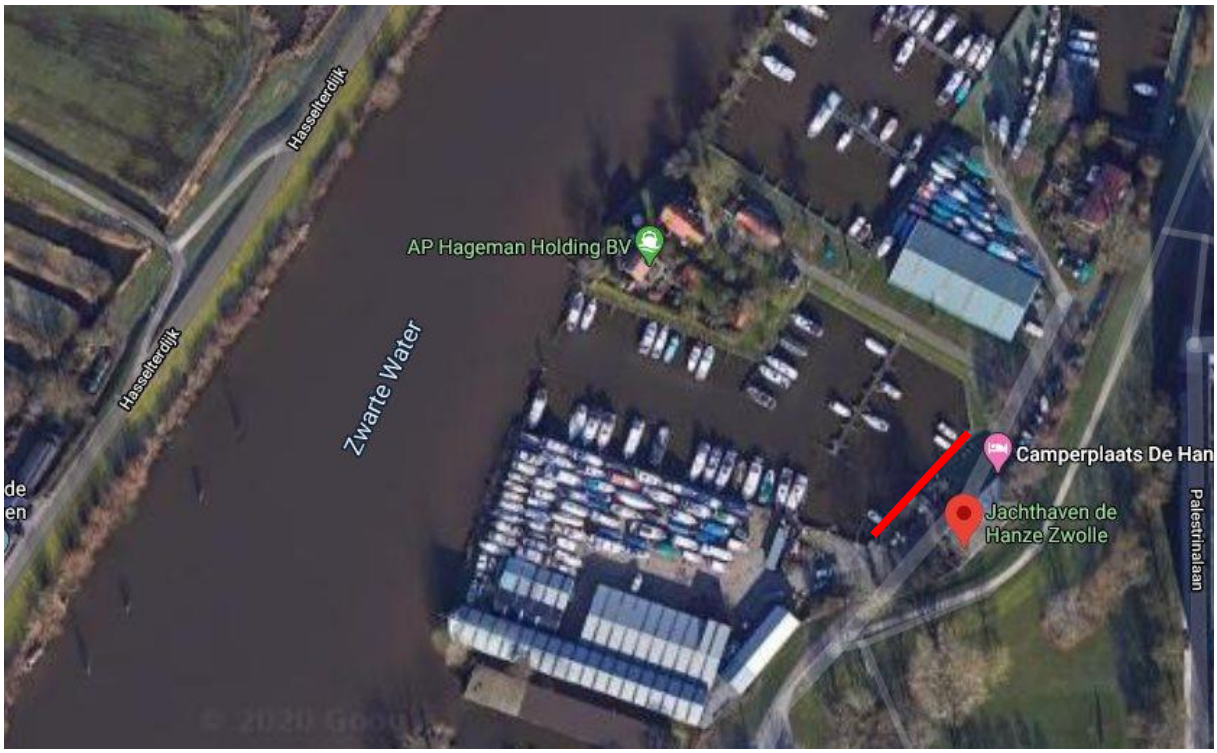
- Detaillering van het ankerontwerp inclusief clash controle;
- Optimalisatie ontwerp door te onderzoeken of staffeling mogelijk is;
- Controle van stijfheidsparameters die zorgen voor zetting na aanpassing waterstanden.

# Jachthaven de Hanze

# 16. SITUATIEBESCHRIJVING

## 16.1 Locatie

Langs het Zwarte Water tussen de Twistvlietweg en de Mastenbroekerweg bevindt zich Jachthaven de Hanze. De haven bevindt zich langs de Holtenbroekerdijk waarbij een bestaande damwand aanwezig is bij hm 91.77, zie figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst. Als de damwand deel uit gaat maken van de waterkering ten behoeve van de buitenwaartse stabiliteit, dient deze vervangen te worden. Het ontwerp van de nieuwe damwand is gemaakt door middel van een Plaxisanalyse.

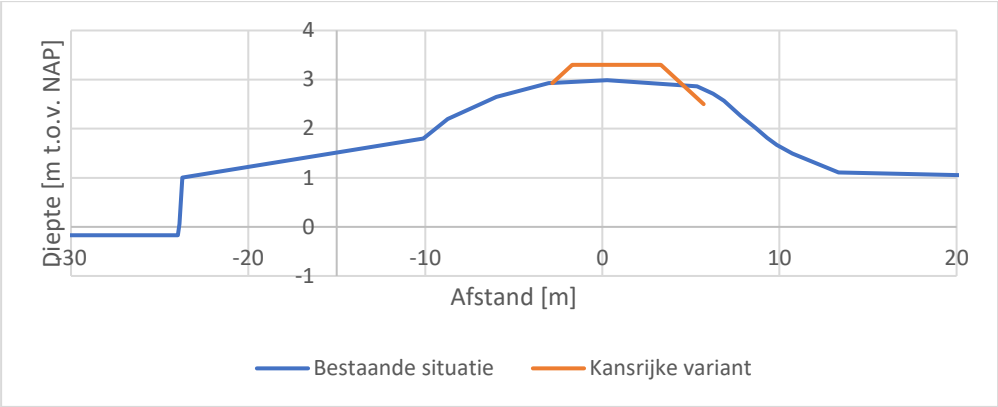



Figuur 16.1: Locatie damwand (indicatief)

## 16.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvariant.




Figuur 16.2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvariant

## 16.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Boringen: HB53-91.77B
- Boringen: HB53-91.77C
- Boringen: HB53-91.77D

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

Tabel 16-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van damwand Jachthaven de Hanze

| Grondsoort [-] | Bovenkant laat [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Zand, losggepakt | 1,20 | 1,00 | 0,20 |
| Klei | 1,00 | 0,5 | 0,5 |
| Zand, losgepakt | 0,5 | -0,4 | 0,9 |
| Klei | -0,4 | -1,3 | 0,9 |
| Zand, losggepakt | -1,3 | -1,50 | 0,20 |
| Zand, matiggepakt | -1,50 | -3,50 | 2,00 |
| Zand, losgepakt | -3,50 | -10,00 | 6,50 |
| Zand, matiggepakt | -10,00 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

## 16.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Kanaalpeil NAP+0,00 m
- Grondwaterstand van Val na hoogwater NAP+1,10 m (10 cm onder maaiveld)
- Buitenwaterstand bij Val na Hoogwater NAP-0,30 m

## 16.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op een halve meter afstand van de damwand.

## 16.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar (corrosie voorzijde 1,4 mm + achterzijde 1,2 mm = 2,6 mm totaal).

## 17. DAMWANDBEREKENING

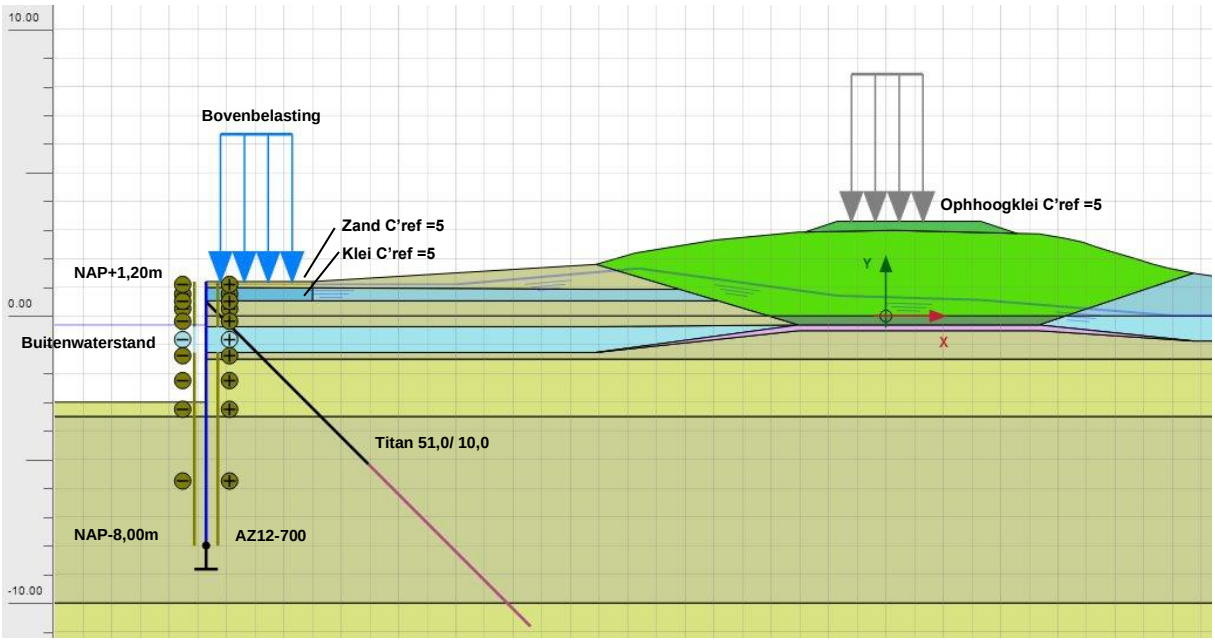
### 17.1 Damwandontwerp

Voor de beoordeling van de te ontwerpen damwand bij Jachthaven de Hanze is er een toetsing uitgevoerd met Plaxis. Hierbij is er verankering gebruikt (zelfborend anker). Om numerieke instabiliteit van het model te voorkomen is er onder de belasting dicht bij het water cohesie toegevoegd aan de grondsoort zand en klei over een afstand van ongeveer 4m. Bij het zand is dit gedaan door de $C'_{ref}$ waarde te wijzigen naar 2 kPa. Bij de klei is 5 kpa gebruikt. Verder is er bij de kruin voor de hele ophoging ook een $C'_{ref}$ waarde van 5 kPa gebruikt.

Het ontwerp van de bestaande damwand met de nieuwe verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Eigenschappen damwand
    - Damwand soort: AZ12-700
    - Bovenkant damwand: NAP +1,20 m
    - Onderkant damwand: NAP -8,00 m
    - Lengte damwand: 9,20 m
    - Staaldoorsnede: A = 123,2 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 91,2 $cm^2/m$
    - Weerstandsmoment: W = 1205 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 892 $cm^3/m$
    - Traagheidsmoment: I = 18.880 $cm^4/m$ en $I_{corr}$ = 13.971 $cm^4/m$
    - Staalkwaliteit: S240
- Eigenschappen ankers
    - Type anker: groutanker Ø51x10 mm
    - Buitendiameter ankerstang: 51 mm
    - Wanddikte ankerstang: 10 mm
    - Staaldoorsnede: A = 1221 mm2
    - Lengte ankerstang: 16 m (vrije ankerlengte ca. 8 m, groutlichaam ca. 8 m)
    - Hoek verankering: 45° t.o.v. horizontaal
    - Niveau bovenkant ankers: NAP +0,50 m
    - Hart op hartafstand: 4,2 m

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.



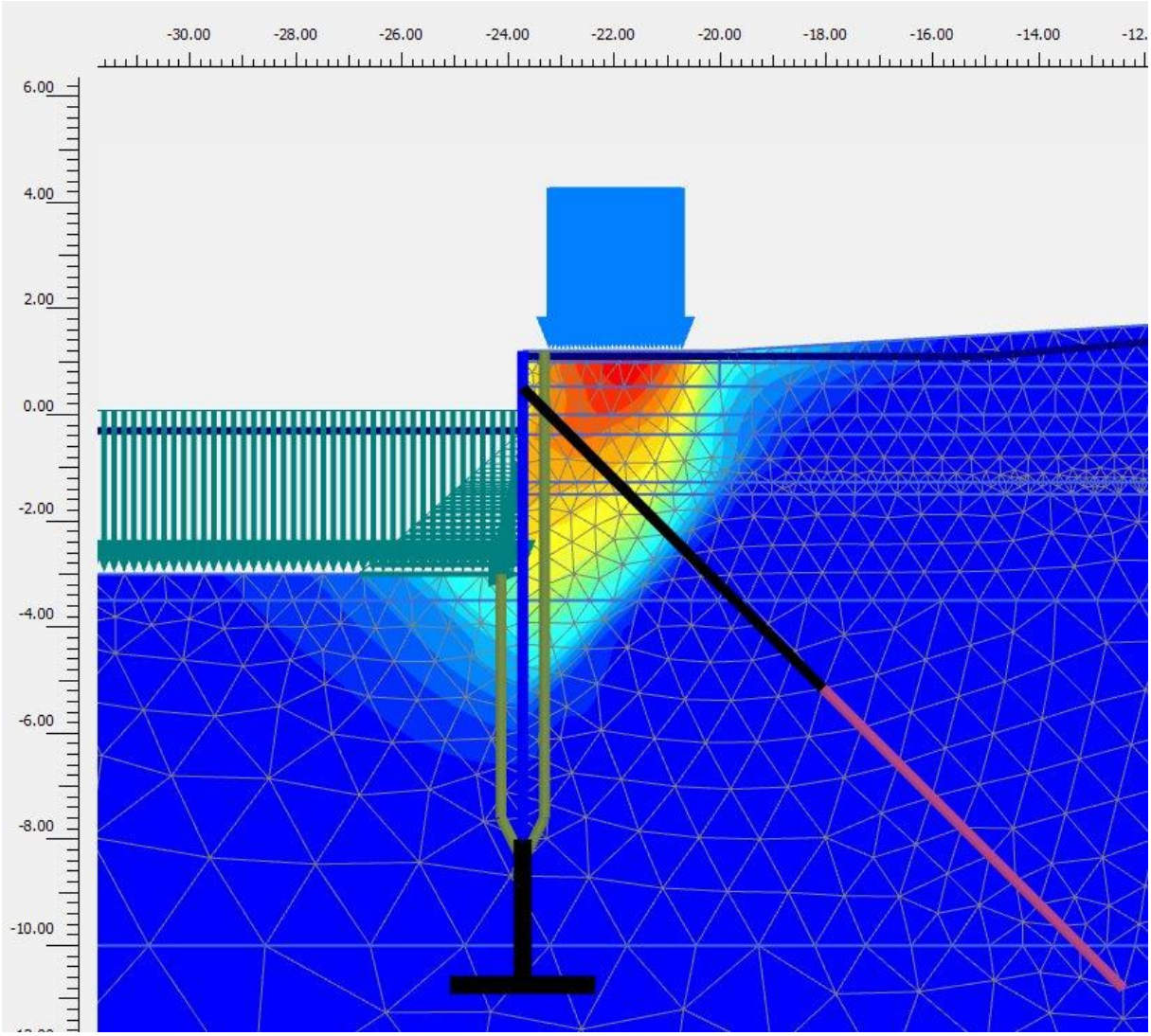

**Figuur 17.1: Schematisatie damwandontwerp DT4d Jachthaven de Hanze**

## 17.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in Figuur 11.2.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}50 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




**Figuur 17.2: Maatgevend glijvlak STBU Jachthaven de Hanze**

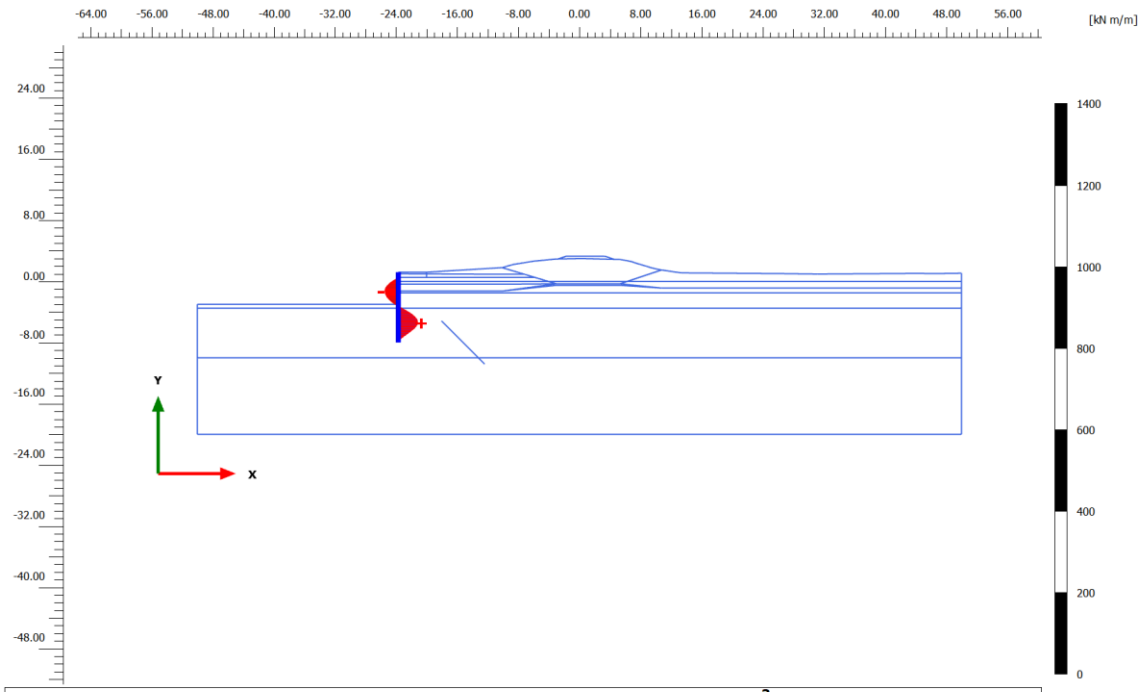
## 17.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

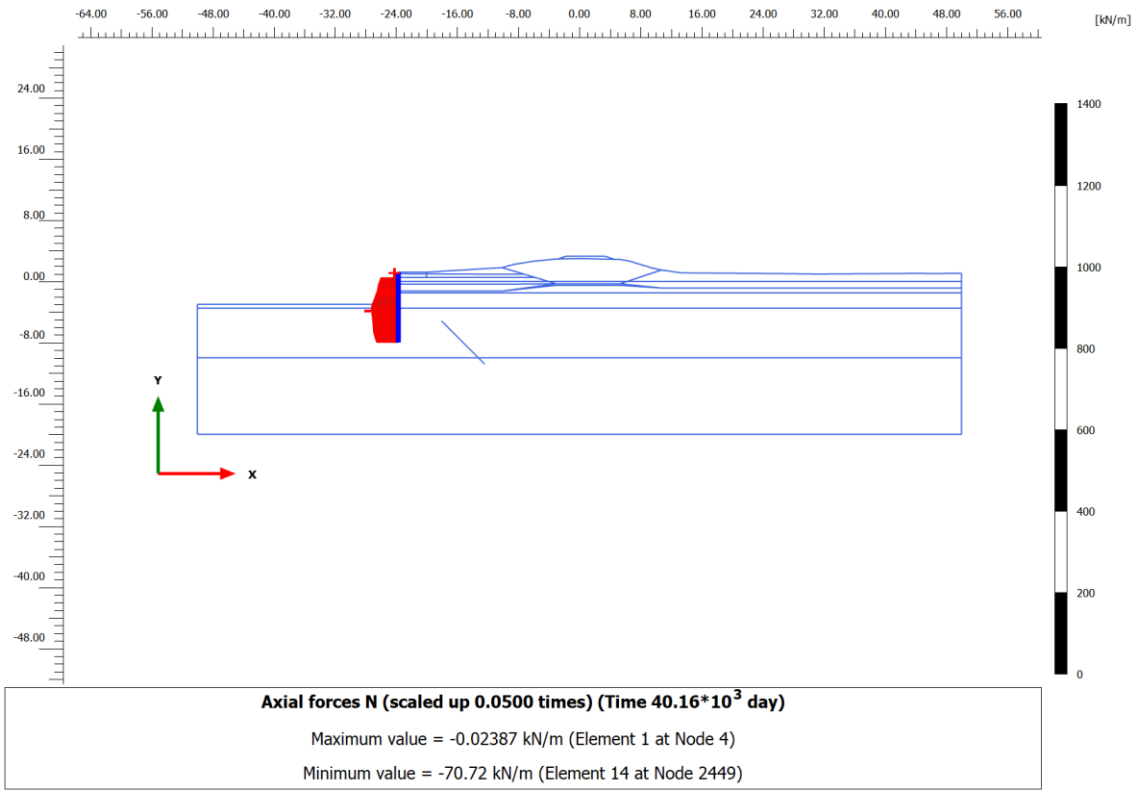
$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 73{,}5 \cdot 1{,}10 = 77kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 49{,}8 \cdot 1{,}10 = 52kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{52{\cdot}10^6}{892{\cdot}10^3} + \frac{77{\cdot}10^3}{91{,}2{\cdot}10^2} = 67\ \mathrm{N/mm^2} f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{67}{240} = 0{,}28 < 1{,}0\ voldoet$$




**Figuur 17.3: Representatieve waarde van het moment in de damwand bij Jachthaven de Hanze**



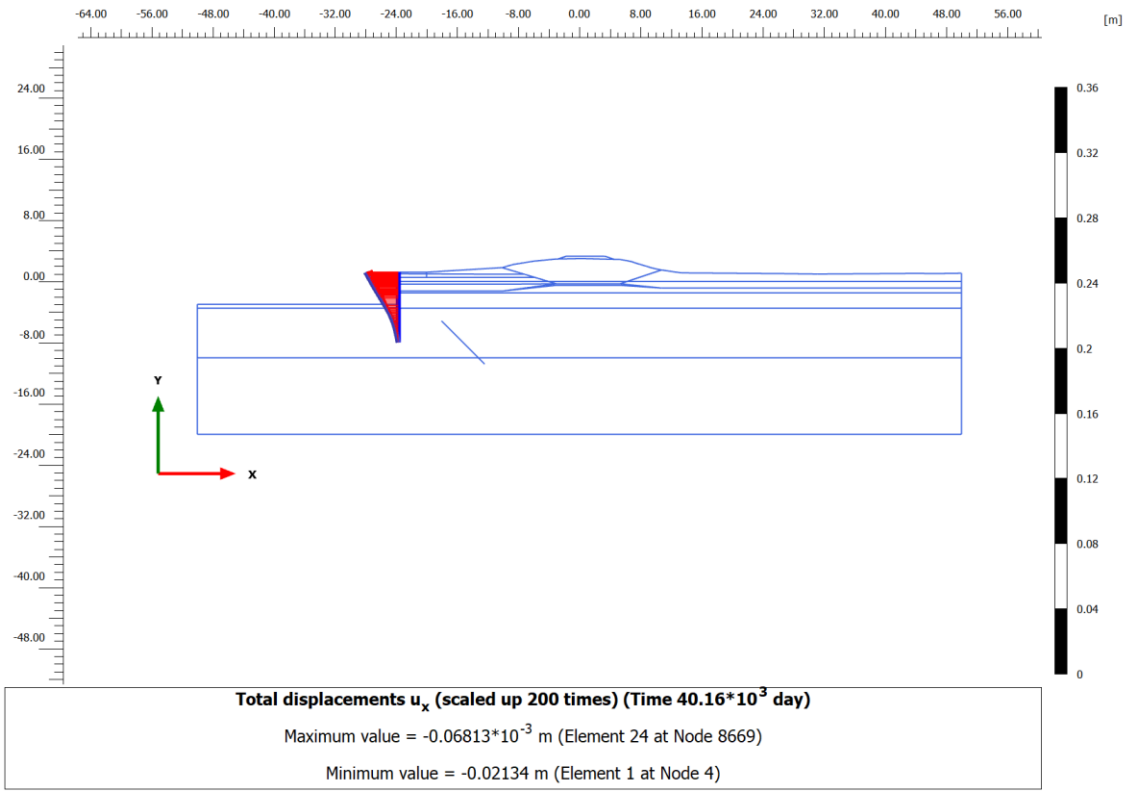
Figuur 17.4: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand bij Jachthaven de Hanze

## 17.4 Toets vervormingen

De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 21{,}0 = 27\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.




Figuur 17.5: Horizontale uitbuiging van de damwand bij Jachthaven de Hanze

## 17.5 Toets verankering

De verankering is getoetst met de volgende vergelijking:

$$\frac{F_{A;st;d}}{F_{r;d}} = \frac{F_{a;rep} \cdot \gamma_{F;A;st} \cdot \gamma_{b;str}}{F_{r;d}} = \frac{65{,}1 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}10}{611} = 0{,}62 < 1\ voldoet$$

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het groutlichaam zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerp van de constructie leidt.

# 18. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

## 18.1 Conclusies

Om aan de waterveiligheidseisen te voldoen dient de damwand bij jachthaven de Hanze vervangen te worden als deze deel uit gaat maken van de waterkering.

- De nieuw aan te brengen damwand heeft minimaal de volgende eigenschappen:
  - Damwandtype AZ12-700;
  - Bovenkant damwand: NAP +1,2 m;
  - Onderkant damwand: NAP -8 m;
  - Lengte damwand: 9,2 m;
  - De damwand wordt voorzien van een groutanker.

## 18.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van de opgestelde conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2:

- Het plaatsen van een damwand met de type AZ12-700 met de eerder beschreven eigenschappen
- Het plaatsen van groutankers van het type 51,0/10,0 mm met een h.o.h.-afstand van 4,2 m.

# Damwand Leenman haven

# 19. SITUATIEBESCHRIJVING

## 19.1 Locatie

De ligging van de damwand is weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst.

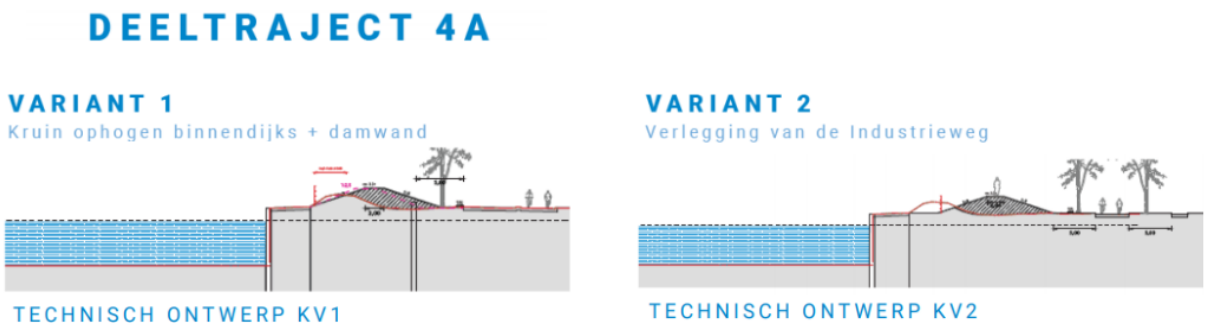


Figuur 19.1: Locatie van damwand haven Leenman

## 19.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvarianten. Bij Leenman Haven in deeltraject 4A zijn er 2 varianten (KV1 en KV2), waarvan KV2 de voorkeursvariant is. Deze variant bestaat uit een binnenwaartse as-verschuiving, waarbij de kruin van de huidige dijk wordt afgegraven en in binnendijkse richting verschuift. De bestaande damwand van de kadeconstructie blijft behouden of wordt vervangen door een nieuwe damwand op dezelfde locatie.




Figuur 19.2: Bestaande situatie + ontwerpvarianten KV1 en KV2

## 19.3 Bodemopbouw

De dijk is geschematiseerd als zanddijk op basis van de maatgevende handboring HB35C. Onder de dijk zijn een kleilaag en veenlaag aanwezig. In boring HB53-90.31D is de bovenkant van de kleilaag maatgevend, deze ligt op NAP -0,3 m. De onderkant van de veenlaag is op basis van HB53-90.3D vastgesteld op NAP -2,7 m. De overgang van de klei en veenlaag is vastgesteld op basis van HB53-90.33D, NAP -2,0 meter. Van de sonderingen rondom de damwand heeft S53-90.35E de meest

maatgevende pakking, tot een diepte van NAP -14 m is de conusweerstand onder de 10 MPa (losse pakking). Daaronder is matig gepakt zand aanwezig.

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 19-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van de Leenman haven**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laat [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| **Zand** | Maaiveld | -0,3 | variabel |
| **Klei** | -0,3 | -2,0 | 1,7 |
| **Veen** | -2,0 | -2,7 | 0,7 |
| **Zand, los** | -2,7 | -14,0 | 11,3 |
| **Zand, matig** | -14,0 | - | - |

## 19.4 (Grond)waterstanden

De grondwaterstand in de maatgevende situatie val MHW is gelijk genomen aan de bovenzijde van de damwand op NAP +1,0 m. De buitenwaterstand is bij een val met 2 m (NAP -1,0 m) lager dan de gemiddelde waterstand van NAP -0,3 m en is daarom gelijk genomen aan de gemiddelde waterstand.

## 19.5 Veiligheidsfilosofie

De gebruikte veiligheidsfilosofie is omschreven in de werkwijzer langsconstructies.

## 20. DAMWANDBEREKENING

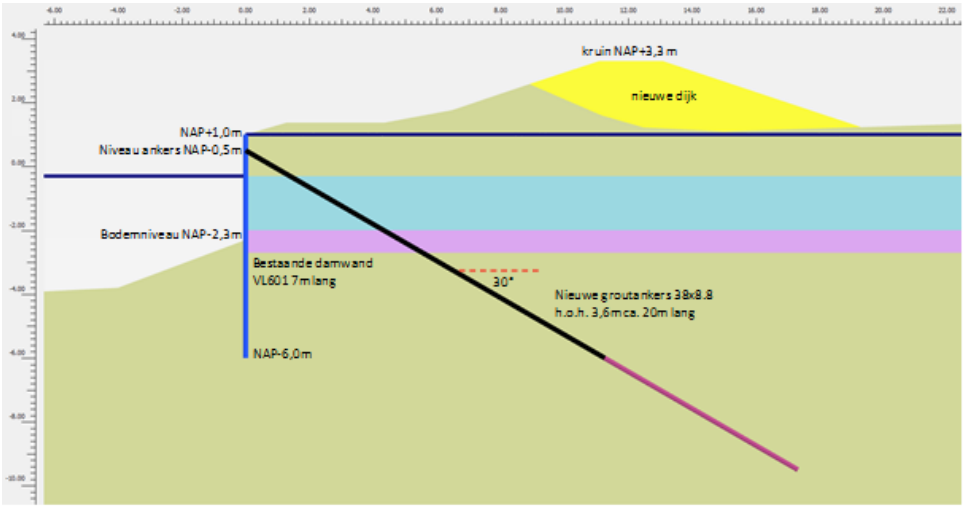
Uit de toetsing van de bestaande damwand blijkt dat de damwand nog voldoet op sterkte en stabiliteit voor de ontwerplevensduur van 100 jaar. De damwand dient echter wel te worden voorzien van een goede verankering. Daarom is een ontwerp uitgewerkt met de bestaande damwand, waarbij deze wordt voorzien van een nieuwe verankering, bestaande uit groutankers.

### 20.1 Damwandontwerp

Het ontwerp van de bestaande damwand met de nieuwe verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Behoud bestaande damwand VL601
  - Bovenkant damwand: NAP +1,0 m
  - Onderkant damwand: NAP –6,0 m
  - Lengte damwand: 7,0 m
  - Staaldoorsnede: A = 59 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 36 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 745 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 400 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 11520 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S240
- Nieuwe verankering groutankers type DVT 38x8.8 (of vergelijkbaar)
  - Diameter ankerstang: 38 mm
  - Wanddikte ankerstang: 8,8 mm
  - Staaldoorsnede: A = 807 $mm^2$
  - Hart-op-hart afstand ankers: 3,2 m (iedere 3 dubbele damwandprofielen 1 anker)
  - Lengte ankerstang: ca. 20 m (vrije ankerlengte ca. 13 m, groutlichaam ca. 7 m)
  - Hoek verankering: 30° t.o.v. horizontaal
  - Niveau bovenkant ankers: NAP +0,5 m

Bij de verankering wordt opgemerkt dat de ankerhoek met 30° redelijk flauw is, wat leidt tot relatief lange ankers. Een steilere ankerhoek leidt echter tot een grotere verticale belasting van de damwand uit de ankers, wat weer leidt tot een lagere stabiliteit van de constructie en problemen met het verticaal draagvermogen. Daarom kunnen de ankers niet veel steiler dan onder een hoek van 30° worden aangebracht.



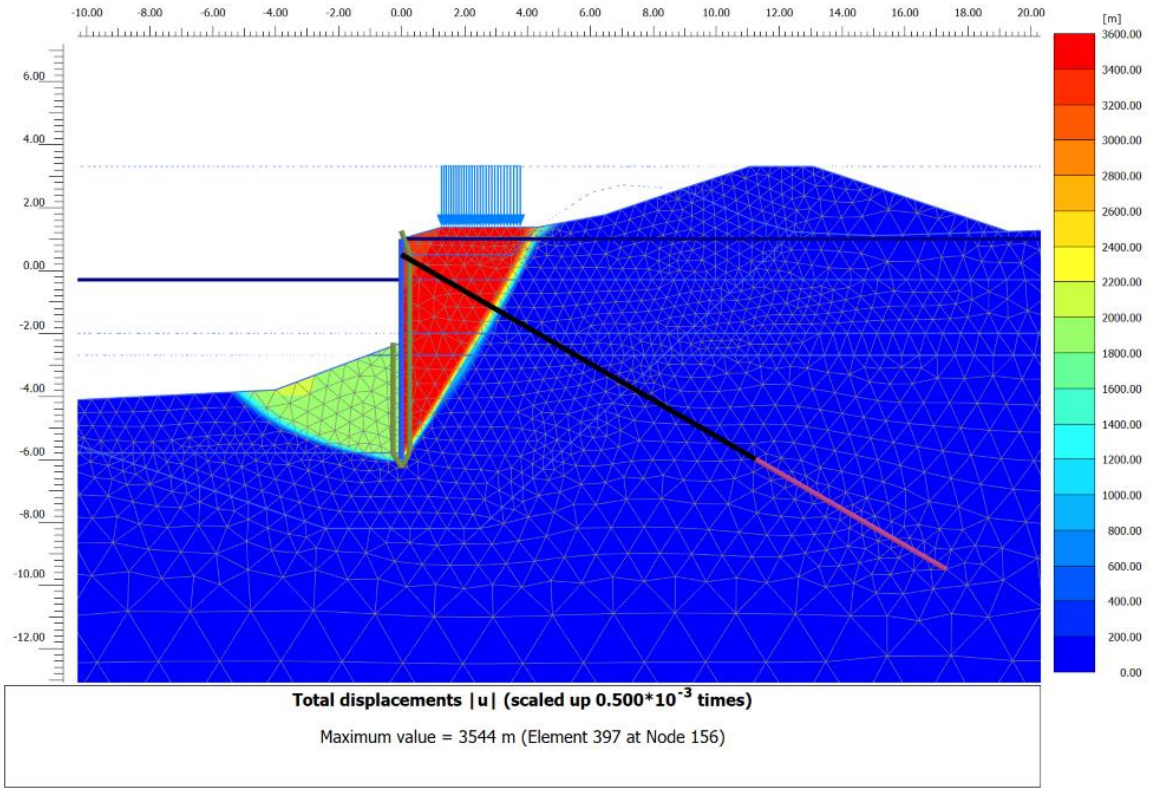

**Figuur 20.1: Damwandontwerp DT4A Leenman Haven**

## 20.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na MHW. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 82. Hierin is te zien dat het maatgevende glijvlak onder de bovenbelasting, buiten het talud en de kruin van de dijk ligt.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10. Hier wordt net niet aan voldaan voor de damwand bij Leenman Haven. De verwachting is echter dat een lagere schematiseringsfactor goed te onderbouwen is, eventueel met aanvullend onderzoek. Daarom wordt voor deze bestaande damwand getoetst aan een factor van 1,05.

$\Sigma M_{sf} = 1{,}09 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}05$ voldoet




**Figuur 20.2: Maatgevend glijvlak STBU damwand Leenman Haven**

## 20.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

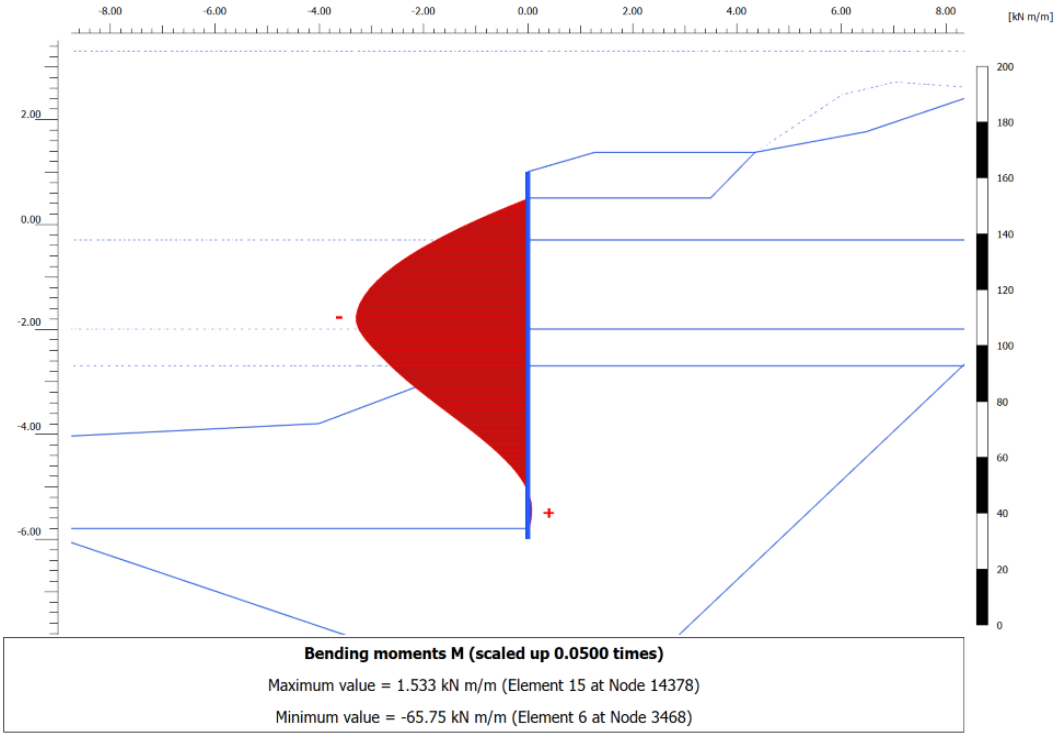
$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 47{,}0 \cdot 1{,}10 = 52 kN/m$

$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 65{,}8 \cdot 1{,}10 = 72 kNm/m$

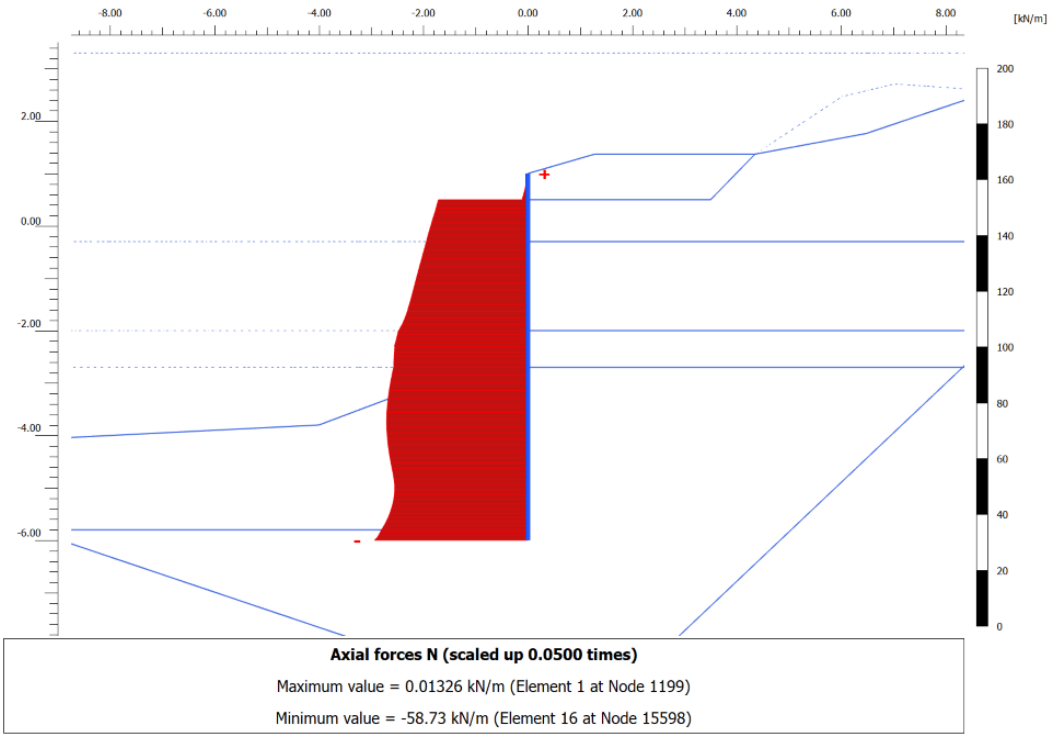
De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$\sigma_{s;dw;d} = M_{s;d}W_{corr} + N_{s;d}A_{corr} = 72 \cdot 10^6 400 \cdot 10^3 + 52 \cdot 10^3 36 \cdot 10^2 = 195 N/mm^2 f_{y;dw;d}$

u.c.$= \sigma_{s;dw;d}/f_{y;dw;d} = 195/240 = 0{,}81 < 1{,}0$ voldoet




**Figuur 20.3: Representatieve waar moment in de damwand Leenman Haven**




**Figuur 20.4: Representatieve waarde normaalkracht in de damwand Leenman Haven**

## 20.4 Toets vervormingen

Er wordt geen volledige toetsing van de verankering uitgevoerd. Het anker waarmee gerekend is dient echter de voldoen op toelaatbare ankerkracht. De rekenwaarde van de ankerkracht wordt berekend met:

$F_{A;st;d}=\gamma_{F;A;st}\cdot F_{A;max;EEM}\cdot\gamma_{b;STR}=1{,}25\cdot 229{,}8\cdot 1{,}10=316\text{kN/anker}$

De rekenwaarde van het anker wordt getoetst aan de maximaal toelaatbare ankerkracht:

$u.c.=F_{A;st;d}/F_{A;r;d}=316/404=0{,}78<1{,}0$ voldoet

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het groutlichaam zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerp van de constructie leidt.

## 20.5 Toets verankering

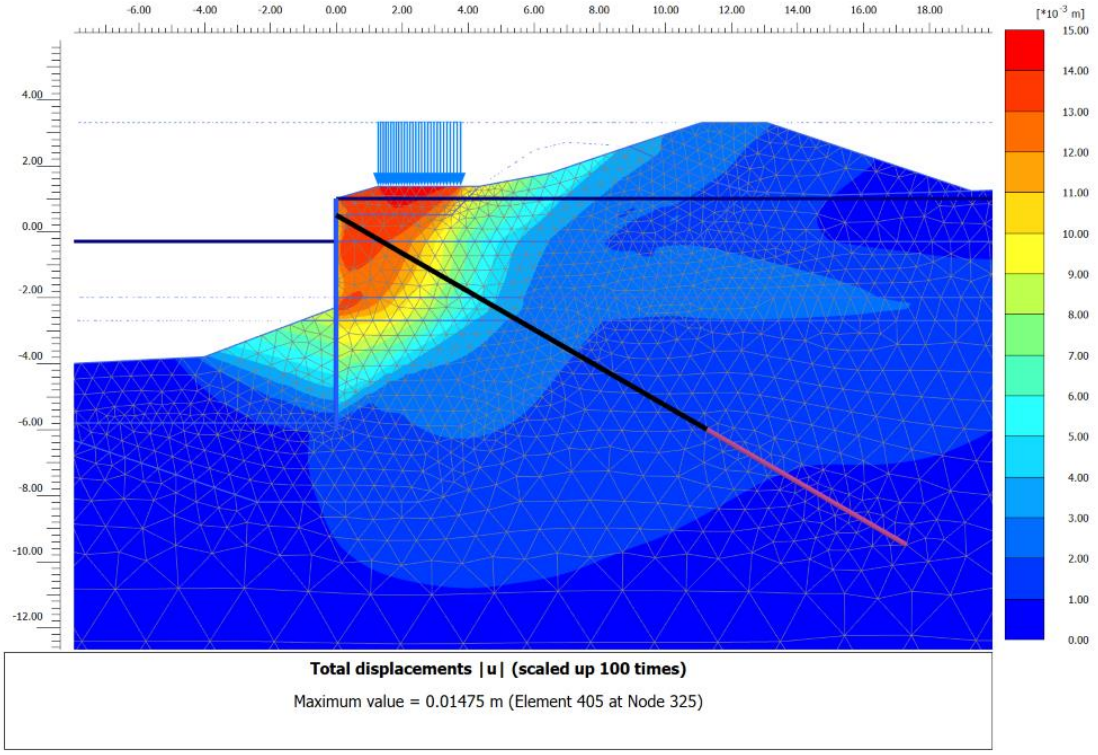
De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

$u_{x;dw;d}=\gamma_{d;verv}\cdot u_{x;max;dw}=1{,}3\cdot 11{,}1=14\text{mm}<100$ mm voldoet

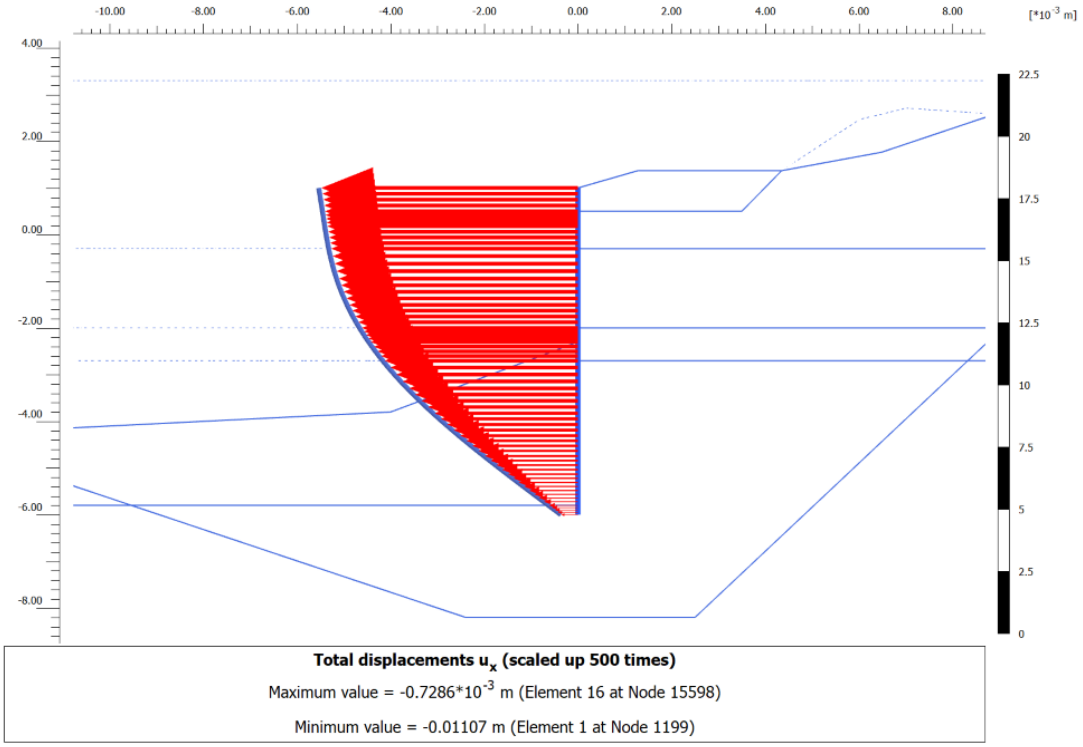
De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.

Ten behoeve van de toets op verticaal draagvermogen wordt de zakking van de punt van de damwand in fase 6a (geotechnische toets) bij het uitzetten van de puntveer onder de damwand getoetst aan de eis voor de maximale zakking:

$u_{y;dw}$=16mm<20 mm voldoet




Figuur 20.5: Vervormingen van de dijk en damwand Leenman Haven




Figuur 20.6: Horizontale uitbuiging van de damwand Leenman Haven

# 21. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 21.1 Conclusies

Zoals te lezen in bovenstaand hoofdstuk is het toevoegen van extra verankering genoeg om deze damwand te laten voldoen. Een aanscherping van de schematiseringsfactor is wel nodig.

## 21.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Voor deze situatie en locatie zijn de volgende aandachtspunten voor ontwerploop 2:

- Het grondonderzoek is op dit moment nog niet voldoende om een DO op te stellen. Er is met name onderzoek nodig in de pasieve zone van de damwand.
- De huidige status en aanwezigheid van ankers is onbekend en onduidelijk. Er zijn ankers zichtbaar maar daar is geen ontwerp van bekend. Eventuele proefbelasting zou uitsluitsel kunnen geven over de aanwezige capaciteit van de ankers.

# Dijktraject 4D binnenwaartse stabiliteit

# 22. SITUATIEBESCHRIJVING

## 22.1 Locatie

Het dijktraject 4D bevindt zich langs het Zwarte Water. Het begint ten zuiden van de Twistvliegweg tot aan de Mastenbroekerbrug in het noorden. Dit is ongeveer van hm 91,3 tot hm 93,3. De maatgevende locatie van dit traject bevindt zich ongeveer bij hm 92 naast een kolk, zie figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst. Hierbij is de binnenwaartse stabiliteit gecontroleerd.

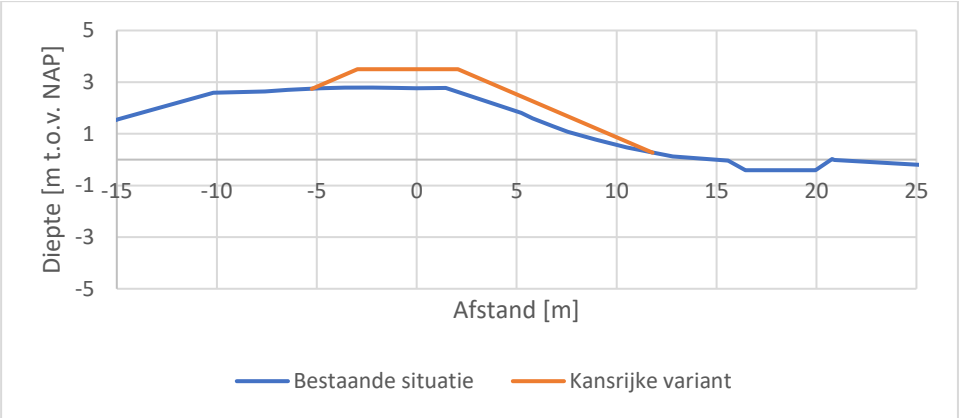



Figuur 22.1: Locatie van damwand (indicatief)

## 22.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvariant.




**Figuur 22.2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvariant**

## 22.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties:

- Sonderingen: S53-92.08D
- Boringen: HB53-92.10D

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 22-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van hm 92,0**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laat [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Klei | 0,0 | -0,40 | 0,40 |
| Zand, matiggepakt | -0,40 | -1,00 | 0,60 |
| Veen | -1,00 | -1,10 | 0,10 |
| Klei | -1,10 | -1,40 | 0,30 |
| Veen | -1,40 | -2,00 | 0,60 |
| Klei | -2,00 | -2,50 | 0,50 |
| Zand, matiggepakt | -2,50 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

## 22.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Buitenwaterstand NAP-0,30 m
- MHW NAP+2,75 m
- Polderpeil NAP -0,10 m

## 22.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op de kruin van de dijk op een halve meter uit de binnenkruin.

## 22.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar (voorzijde 1,2 mm + achterzijde 1,2 mm = 2,4 mm totaal).

# 23. DAMWANDBEREKENING

## 23.1 Damwandontwerp

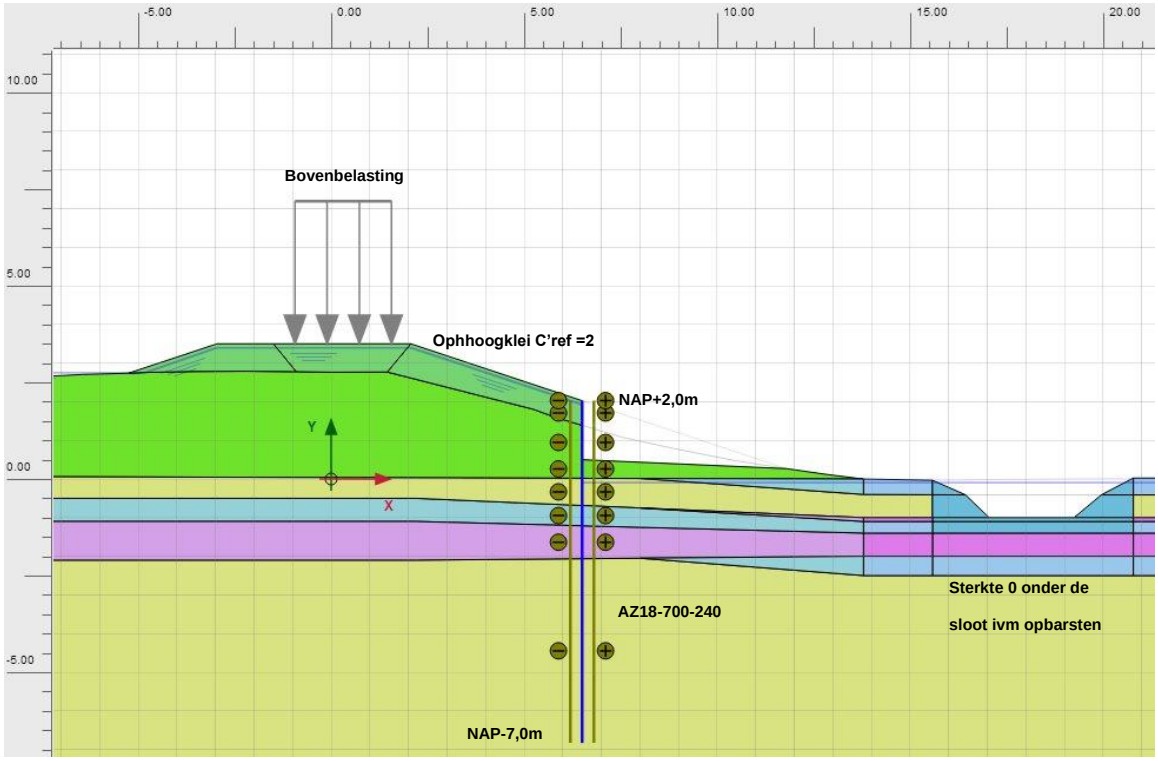
Voor de beoordeling van de te ontwerpen damwand bij dijktraject 4d is er een ontwerpberekening uitgevoerd met Plaxis. Om numerieke instabiliteit van het model te voorkomen zijn er aantal aanpassingen gedaan in het model, zoals:

- Een deel binnendijks van de damwand (richting de binnenteen) is weggehaald vanaf fase 4a bij de berekening voor de onverzadigde situatie (zie Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal) om lokale instabiliteit te voorkomen.
- Om opbarsten te modelleren is voor de grondlagen onder de sloot gerekend met een schuifsterkte ($S_u^P$)van 0.
- De cohesie ($c'_{ref}$) van de ophoogklei is gewijzigd naar 2 kPa om oppervlakkige afschuiving van het binnentalud te voorkomen.

Het ontwerp van de bestaande damwand met de nieuwe verankering heeft de volgende eigenschappen:

- Eigenschappen damwand
  - Damwand soort: AZ18-700 (S240)
  - Bovenkant damwand: NAP +2,0 m
  - Onderkant damwand: NAP -7,0 m
  - Lengte damwand: 9,0 m
  - Staaldoorsnede: A = 139,2 $cm^2$ en $A_{corr}$ = 107,2 cm2/m
  - Weerstandsmoment: W = 1800 $cm^3$/m en $W_{corr}$ = 1386 cm3/m
  - Traagheidsmoment: I = 37.800 $cm^4$/m en $I_{corr}$ = 29106 $cm^4$/m
  - Staalkwaliteit: S240

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.




**Figuur 23.1: Schematisatie damwandontwerp DT4d Jachthaven de Hanze**

## 23.2 Toets stabiliteit

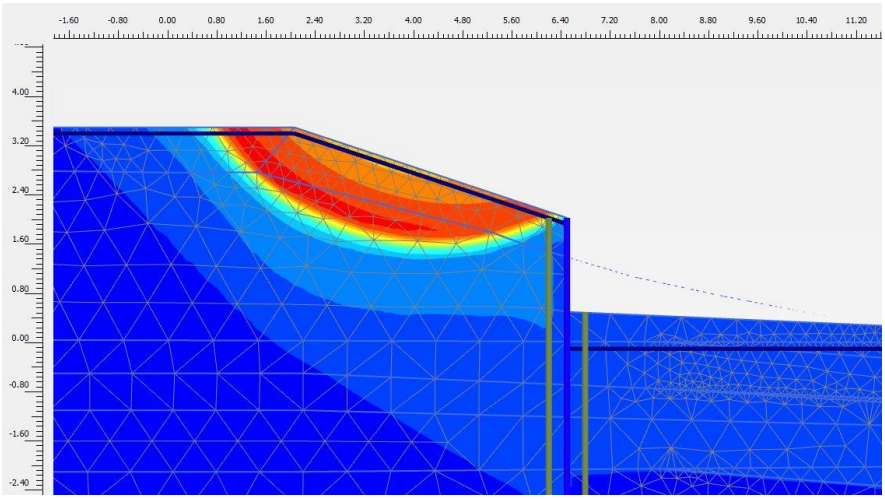
De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de binnenwaartse stabiliteit bij zowel een situatie waarbij de dijklichaam volledig verzadigd is (met significante overslag), als niet volledig verzadigd. De maatgevende glijvlak bij de verzadigde situatie is te zien in Figuur 11.2 en de maatgevende glijvlak voor de niet verzadigde situatie is te zien in Figuur 23.3

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10. Voor de verzadigde situatie geldt:

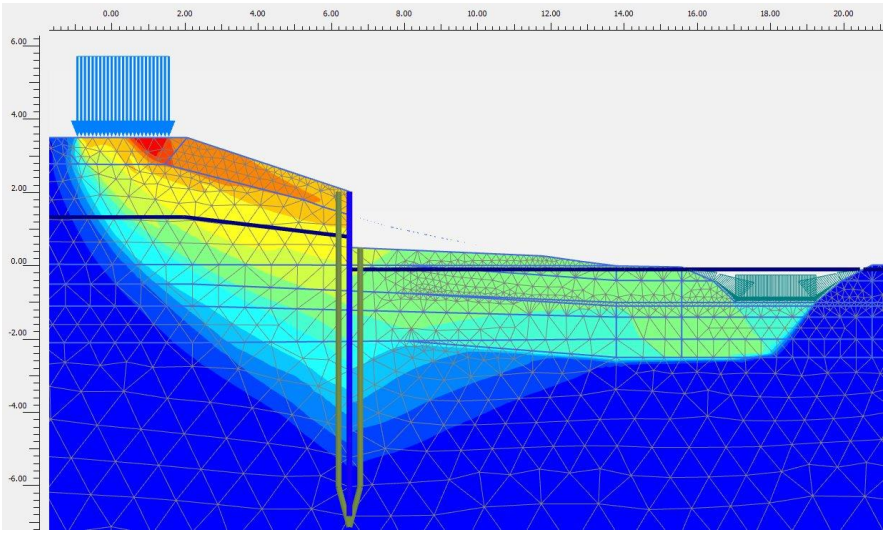
$$\Sigma M_{sf} = 1{,}50 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}21 \text{ voldoet}$$

Voor de onverzadigde situatie geldt:

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}09 < \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet niet}$$



Figuur 23.2: Maatgevend glijvlak STBI verzadigd dijktraject 4d



Figuur 23.3Maatgevend glijvlak STBI onverzadigd dijktraject 4d

Formeel voldoet de damwand niet in de onverzadigde situatie. Echter, de schematiseringsfactor dient nog berekend te worden. Verwacht wordt dat een voldoende lage schematiseringsfactor onderbouwd kan worden dat de safety factor van1,09 bij de onverzadigde situatie wel voldoet.

## 23.3 Toets damwand

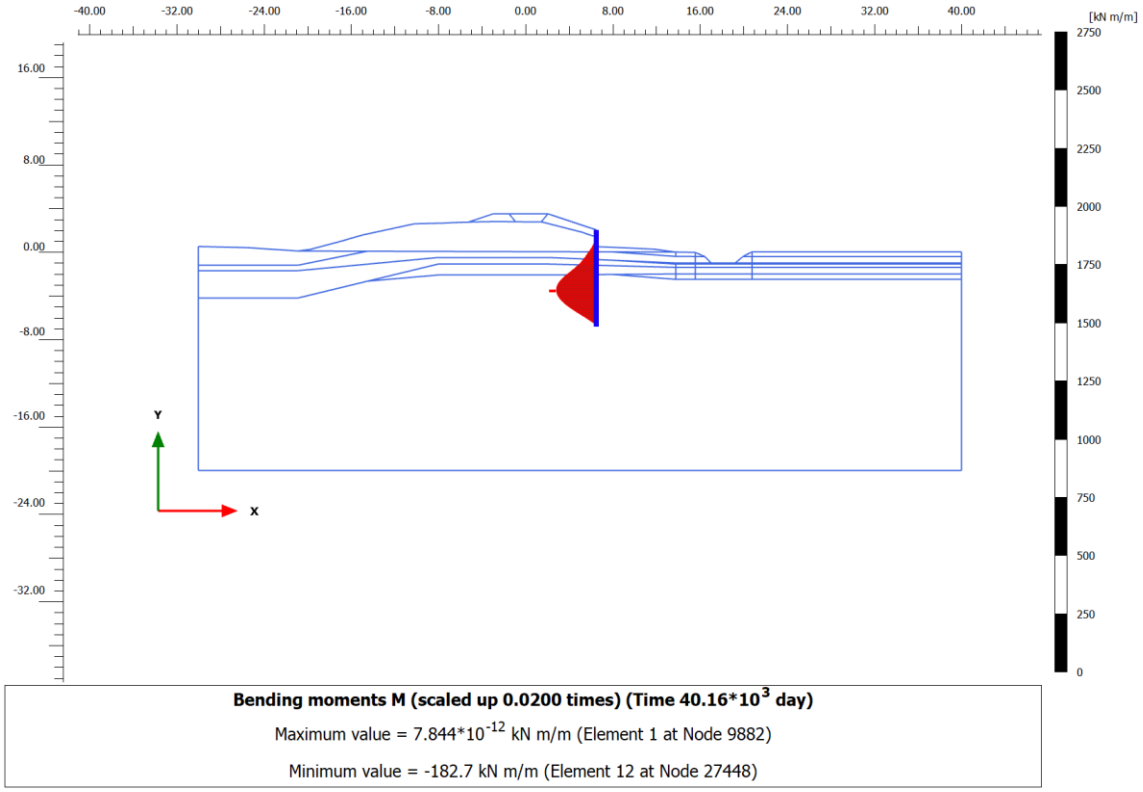
Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met (voor de verzadigde situatie):

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 17{,}9 \cdot 1{,}10 = 19kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 182{,}7 \cdot 1{,}10 = 192kNm/m$$

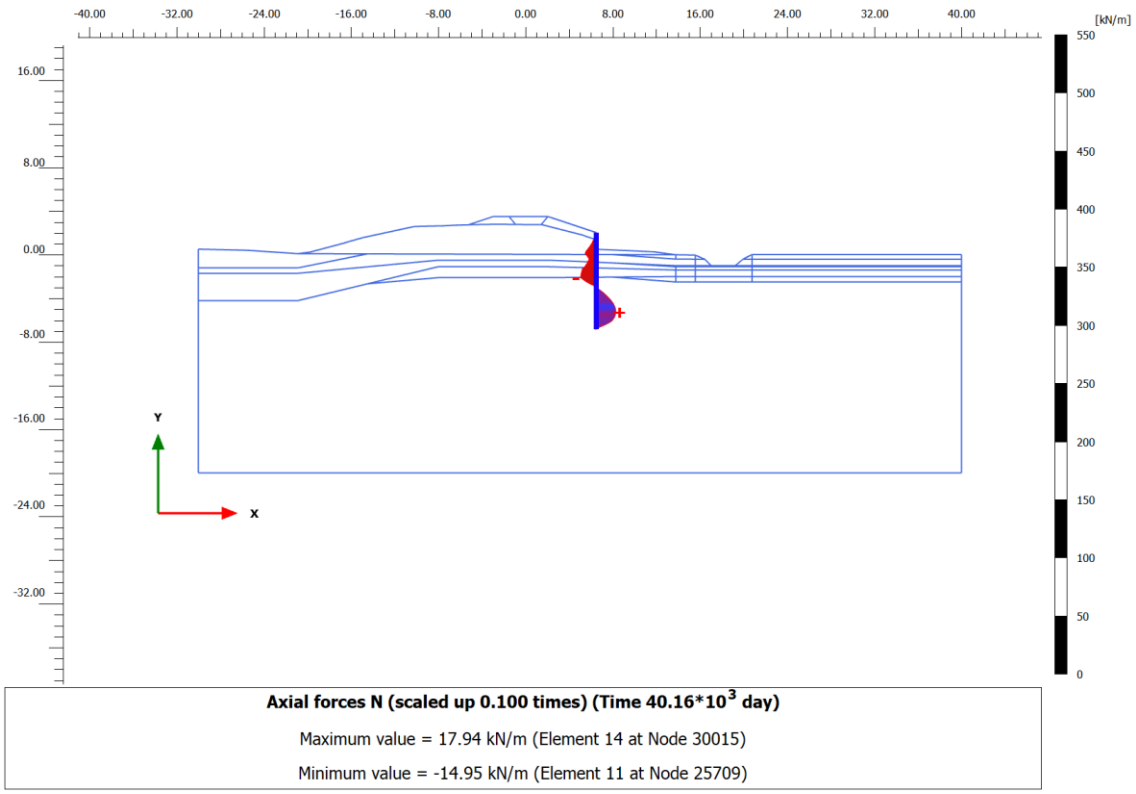
De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{192{\cdot}10^6}{1386{\cdot}10^3} + \frac{19{\cdot}10^3}{107{,}2{\cdot}10^2} = 140\ \mathrm{N/mm^2} f_{y;dw;d}$$

$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{140}{240} = 0{,}58 < 1{,}0\ voldoet$$




**Figuur 23.4: Representatieve waarde van het moment in de damwand bij dijktraject 4d (verzadigde situatie)**

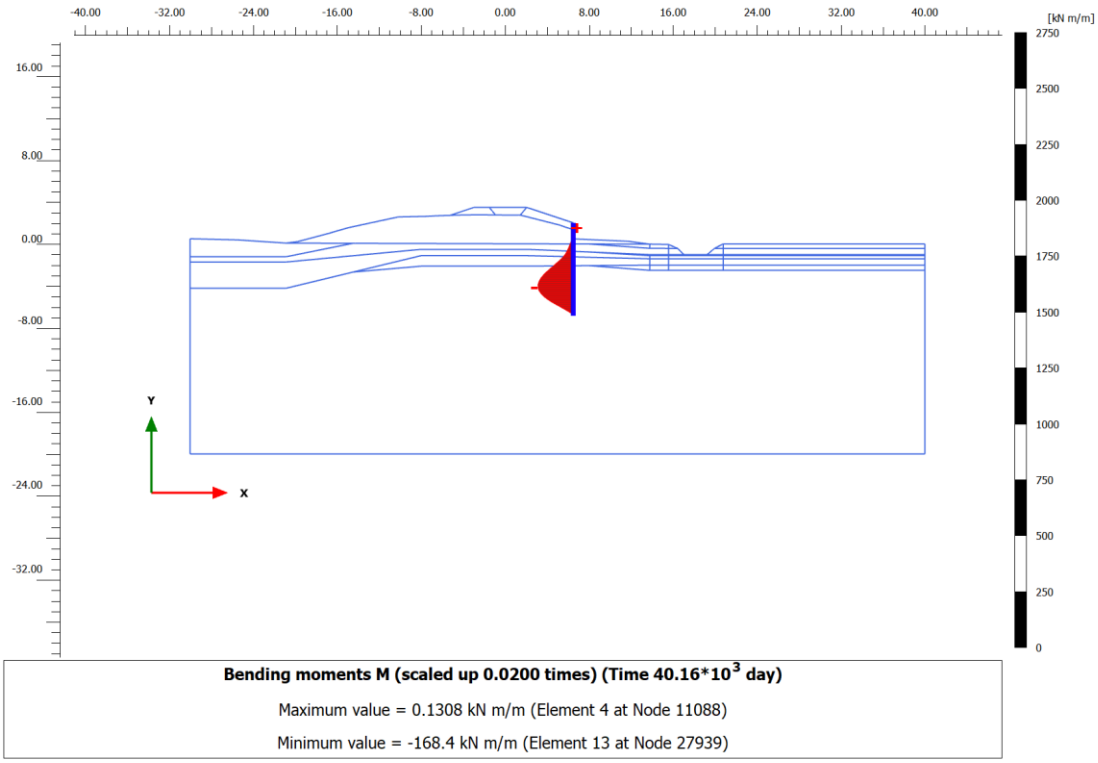



**Figuur 23.5: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand bij dijktraject 4d (verzadigde situatie)**

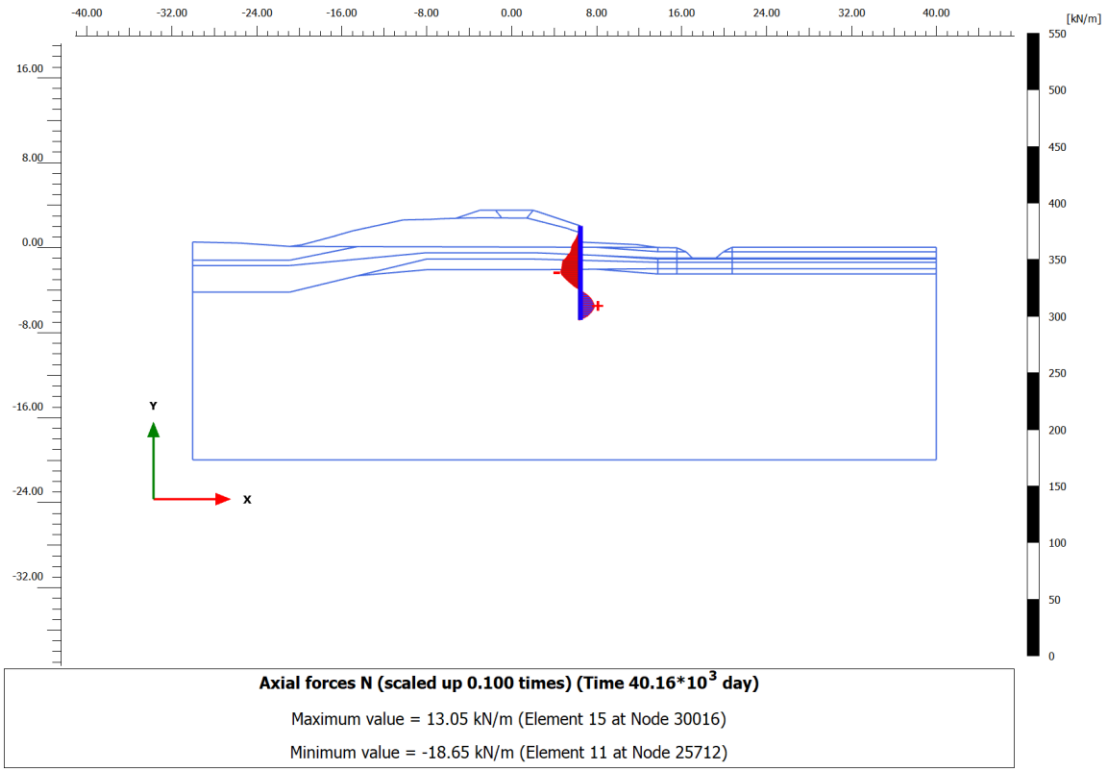
Voor de onverzadigde situatie geldt het volgende:

$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 18{,}7 \cdot 1{,}10 = 20 kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 168{,}4 \cdot 1{,}10 = 177 kNm/m$$

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{177 \cdot 10^6}{1386 \cdot 10^3} + \frac{20 \cdot 10^3}{107{,}2 \cdot 10^2} = 129 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{129}{240} = 0{,}54 < 1{,}0 \; voldoet$$




**Figuur 23.6: Representatieve waarde van het moment in de damwand bij dijktraject 4d (onverzadigde situatie)**




**Figuur 23.7: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand bij dijktraject 4d (onverzadigde situatie)**

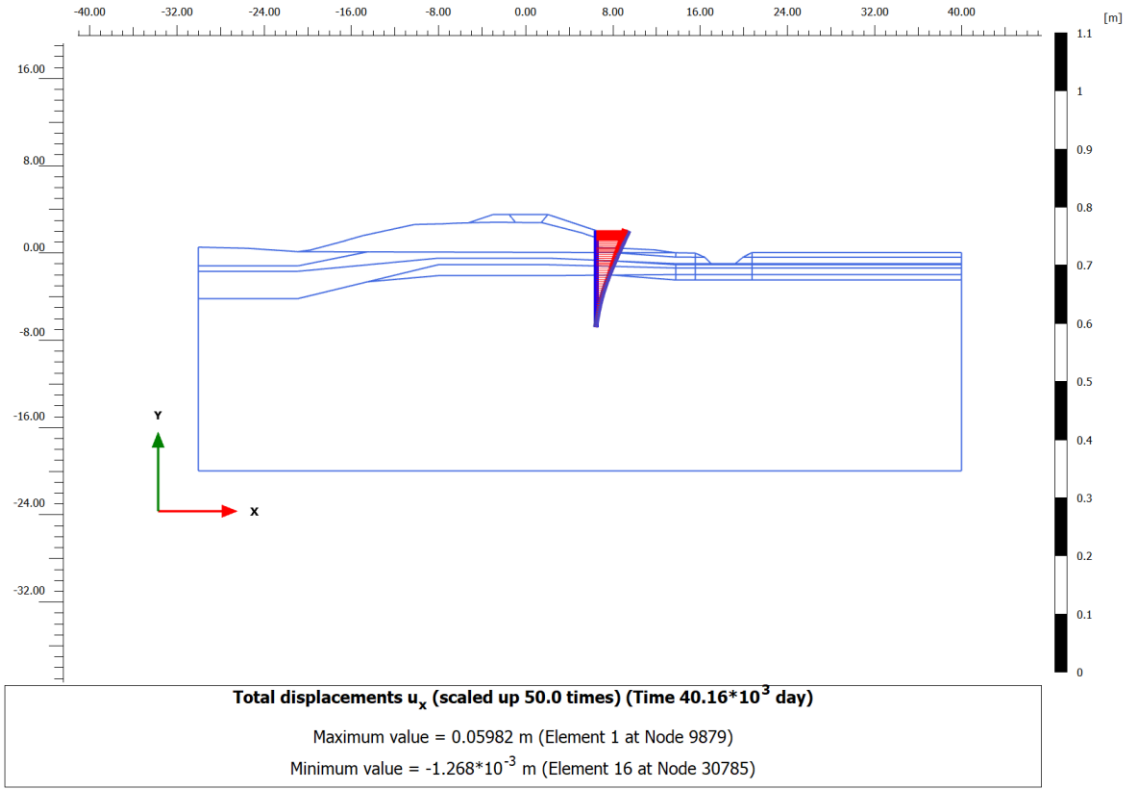
## 23.4 Toets vervormingen

De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie. Voor de verzadigde situatie:

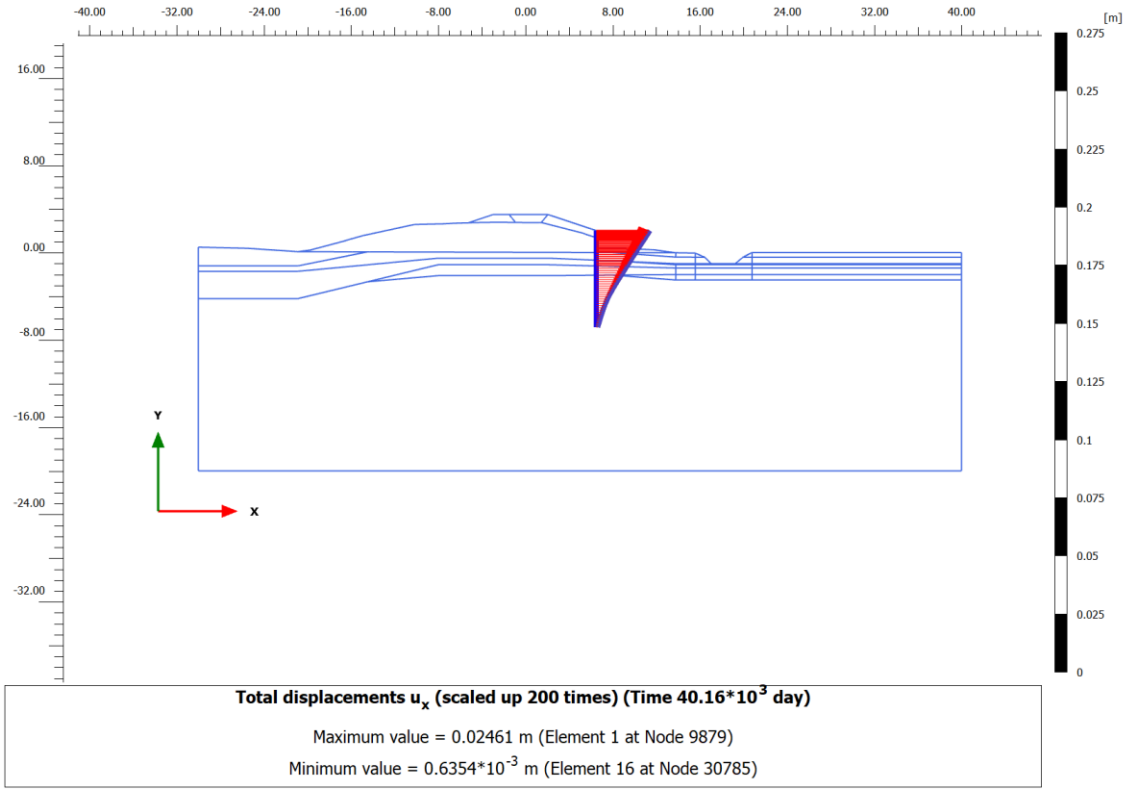
$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 60{,}0 = 78{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

Voor de onverzadigde situatie:

$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 24{,}6 = 32{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$




**Figuur 23.8: Horizontale uitbuiging van de damwand bij dijktraject 4d (verzadigde situatie)**




**Figuur 23.9: Horizontale uitbuiging van de damwand bij dijktraject 4d (onverzadigde situatie)**

Voor de kruindaling bij de verzadigde situatie geldt:

$$u_{y;kr;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{y;max;kr} = 1{,}3 \cdot 15{,}0 = 20{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

Voor de onverzadigde situatie geldt:

$$u_{y;kr;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{y;max;kr} = 1{,}3 \cdot 0{,}0 = 0{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

Voor de verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk voor de verzadigde situatie geldt:

$$\Delta u_{x;BIT-x;BUT;d} = \gamma_{d;verv} \cdot \Delta u_{x;BIT-x;BUT;max} = 1{,}3 \cdot 0{,}0 = 0{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

Voor de onverzadigde situatie geldt:

$$\Delta u_{x;BIT-x;BUT;d} = \gamma_{d;verv} \cdot \Delta u_{x;BIT-x;BUT;max} = 1{,}3 \cdot 20{,}0 = 25{,}0\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

# 24. CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

## 24.1 Conclusies

Op basis de uitgevoerde berekeningen en toetsingen zijn de volgende conclusies op te maken.

- De nieuw aan te brengen damwand heeft minimaal de volgende eigenschappen
  - Damwand soort: AZ18-700 (S240)
  - Bovenkant damwand: NAP +2,0 m
  - Onderkant damwand: NAP -7 m
  - Lengte damwand: 9 m

## 24.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van bovenstaande conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegeven voor ontwerploop 2:

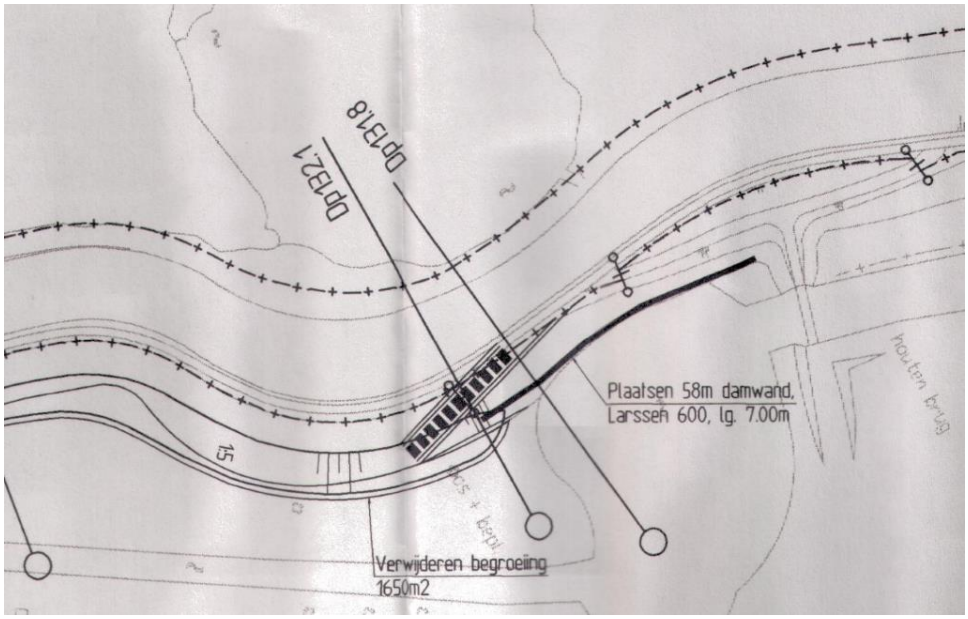
- De uitgevoerde berekening heeft nog een concept status en dient nog verder uitgewerkt te worden voor de definitieve ontwerpoplossing.
- Er dient nog een controleberekening van de groene dijk met D-Stability gemaakt te worden.
- De stabiliteitseis en schadefactor voor de situatie met significante overslag dient nog afgeleid te worden.

# DT5a Damwand Kolk

## 25. SITUATIEBESCHRIJVING

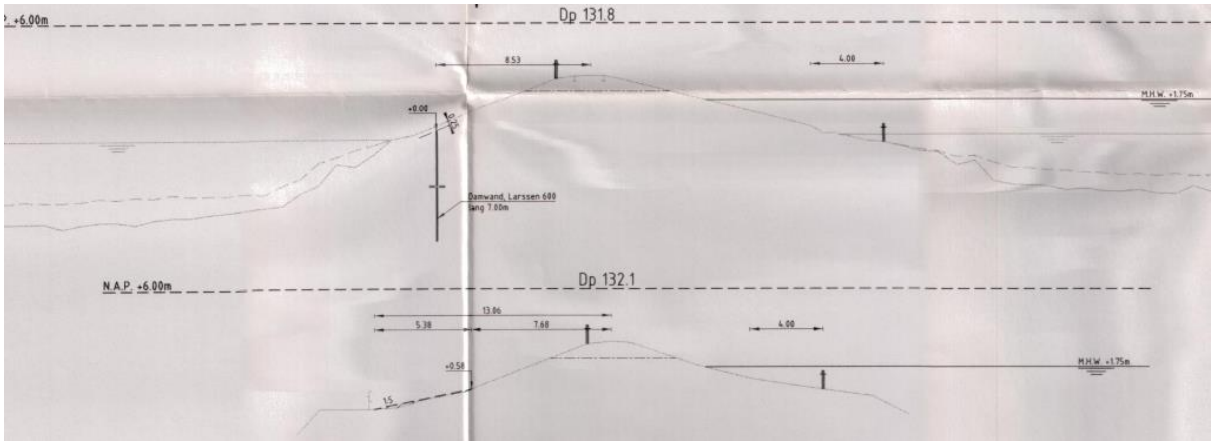
### 25.1 Locatie

De damwand bij de kolk in deeltraject 5a is tijdens het DAR project aangebracht. De ligging van de damwand is weergegeven in figuur 25.1.




**Figuur 25.1: Locatie van damwand naast binnendijkse kolk DT5a**

De twee dwarsprofielen op de bestekstekeningen zijn hieronder weergegeven. Te zien is dat het kopniveau van de damwand op NAP +0,0 m zit en dat er globaal 0,25 m grond boven zit.



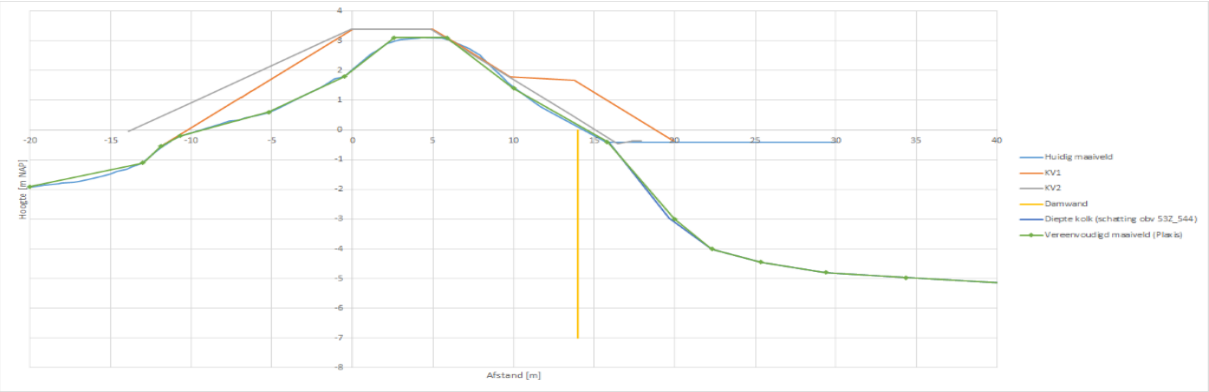

**Figuur 25.2: Dwarsprofielen bestekstekeningen damwand naast binnendijkse kolk DT5a**

### 25.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten.

In figuur 25.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvarianten. Bij de kolk in deeltraject 5A zijn er 2 varianten: KV1 en KV2. Het binnentalud van

KV 2 en het buitentalud van KV1 zullen ter plaatse van de kolk worden gekozen in verband met het gebrek aan ruimte. Beide taluds zijn 1 op 3 en de kruin is 4 meter breed.




**Figuur 25.3: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvarianten KV 1 en KV 2**

## 25.3 Bodemopbouw

Ter plaatse van de kolk is relatief veel bodemonderzoek aanwezig. Echter in de kolk binnen en buitendijks zijn er geen gegevens beschikbaar. In onderstaand overzicht is het bodemonderzoek weergegeven.




**Figuur 25.4: Beschikbaar grondonderzoek ter plaatse van damwand**

Van de boringen in de buitenteen is HB53-93.20B maatgevend, de kleilaag loopt hier van maaiveld tot NAP -3,5 m. Hieronder zit een zandlaag, vermoedelijk pleistoceen.
Van de boringen en sonderingen in de kruin is ter plaatse van S53-93.23C en B53-93.24C de meest maatgevende bodemopbouw. De boring laat zeer veel afwisseling zien, vermoedelijk komt dit doordat het om een gedempte doorbraakgeul gaat. Voor de schematisatie van de langsconstructie is gekozen om deze te simplificeren. Van maaiveld tot NAP -3,7 m betreft het klei, van NAP +0.5 m tot NAP -0,4 m is er een tussenzandlaag, deze is niet geschematiseerd. Ter plaatse van B9c en PB93.2C is er sprake van een zandig dijkprofiel. De verwachting is dat dit niet maatgevend is voor de damwand.

Van de boringen en sonderingen in de binnenteen is HB53-93.25D maatgevend. Deze boring zit niet ter plaatse van het maatgevende profiel. De boring is gesimplificeerd naar een kleilaag van maaiveld tot NAP -1.8 m en een veenlaag tussen NAP -1.8 m en NAP -2,7 m. Hieronder is de pleistocene zandlaag aanwezig. Ter plaatse van HB42D is er nog een diepere kleilaag zichtbaar, hiervan is de onderkant onbekend. In een volgende fase van grondonderzoek dient de dikte van deze kleilaag verder onderzocht te worden.

De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 25-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van de damwand DT5a**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| **Klei** | Maaiveld | -3,7 | Variabel |
| **Zand, losgepakt** | -3,7 | -7,5 | 3,8 |
| **Zand, matiggepakt** | -7,5 | -15,5 | 8 |
| **Zand, vastgepakt** | -15,5 | -20 | - |

## 25.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Waterstand bij norm NAP +2,65 m
- Polderpeil NAP -0,50 m

De freatische lijn onder dagelijkse omstandigheden is wisselend. De grondwaterstanden in de peilbuizen laten een gemiddelde lijn zien van globaal NAP -0,3 m. Dit komt overeen met het gemiddelde peil op het Zwarte water. Het polderpeil is tussen NAP -0,3 en -0,5 m.
De freatische lijn onder maatgevende omstandigheden is bepaald met de TRWD (geval 1A). Het maatgevende punt is D2, het minimale polderpeil (NAP -0,5 m), X is 10 en L is 26,5 m. Daarmee is de hoogte van de freatische lijn (punt A) in deze kleidijk NAP +2,15 m. De waterstand bij norm in bij deze locatie is NAP +2,65 m.
De stijghoogte onder dagelijkse omstandigheden is gelijk aan de freatische lijn. De stijghoogte onder maatgevende omstandigheden is in eerste instantie eenvoudig geschematiseerd. Deze loopt lineair van het intredepunt (X=-13 m) tot 5 meter in de kolk (X=18 m).

## 25.5 Veiligheidsfilosofie

De veiligheidsfilosofie is conform de werkwijzer langsconstructies vastgesteld voor dit project.

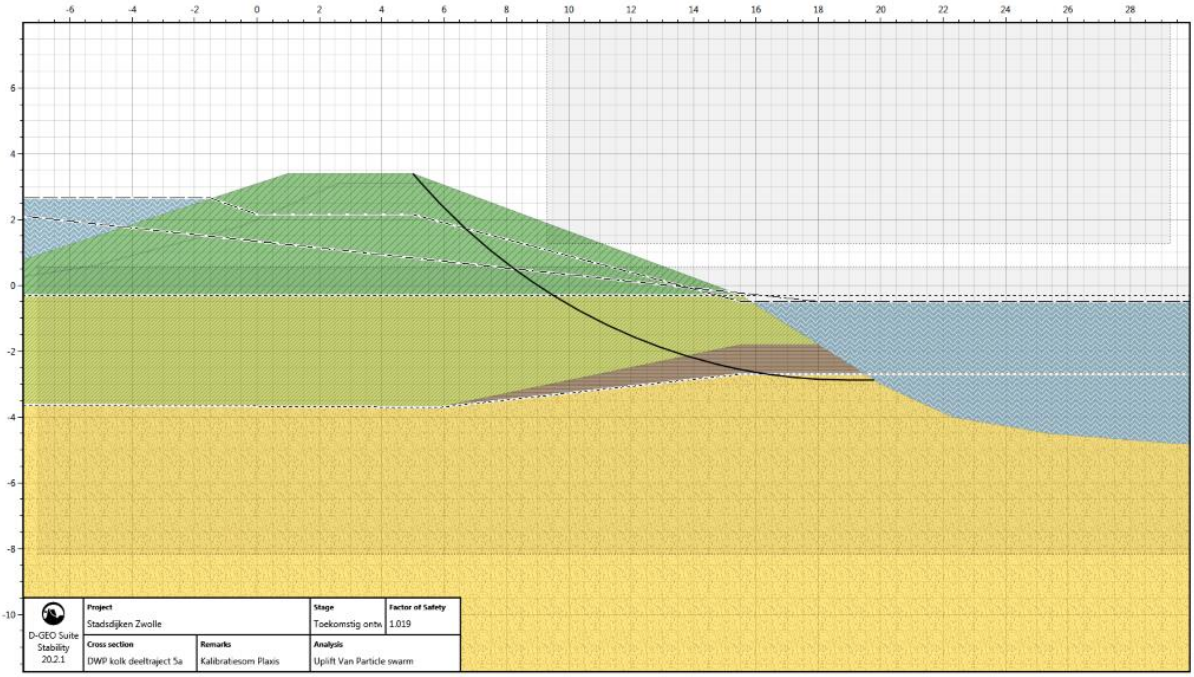
# 26. KALLIBRATIEBEREKENING

## 26.1 Inleiding

Conform de PPE en PPL dient een kallibratieberekening te worden uitgevoerd dient voor deze damwand een vergelijking met een glijvlakberekening te worden gemaakt. Hierbij wordt de verkregen stabiliteitsfactor in Plaxis voor de groene waterkering vergeleken met de berekende stabiliteitsfactor in D-Stability. De verschillen tussen de berekende factoren mogen niet groter zijn dan 6%. De vergelijking wordt uitgevoerd bij WBN. Indien de onversterkte dijk bij de karakteristieke grondsterkte niet stabiel is dan mag een opschaalfactor van 1,3 worden gehanteerd voor de karakteristieke sterkte parameters. Wanneer een opschaalfactor groter dan 1,3 noodzakelijk is moet de vergelijkende berekening in plaats daarvan worden uitgevoerd voor een dijk die wordt versterkt door een berm en/of taludverflauwing.

## 26.2 Dstability

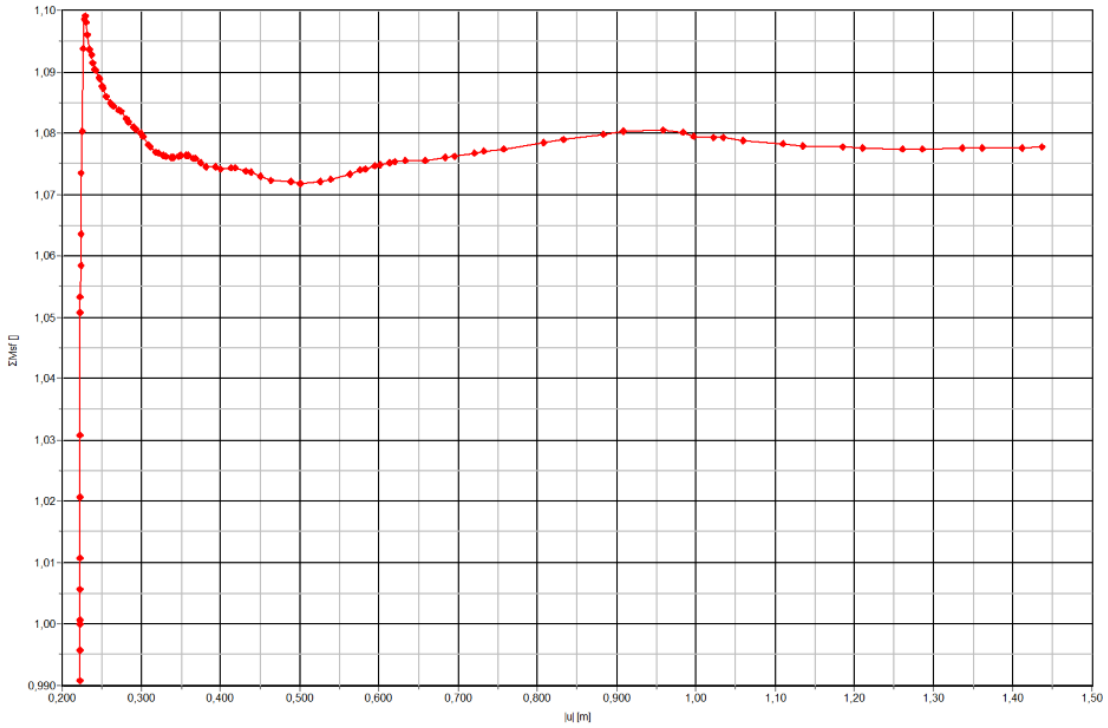
In figuur 26.1 is het resultaat van de glijvlakberekening in D-Stability weergegeven. De berekende stabiliteitsfactor is gelijk aan 1,019.




**Figuur 26.1: Berekende stabiltieitsfactor en maatgevend glijvlak in D-Stability**

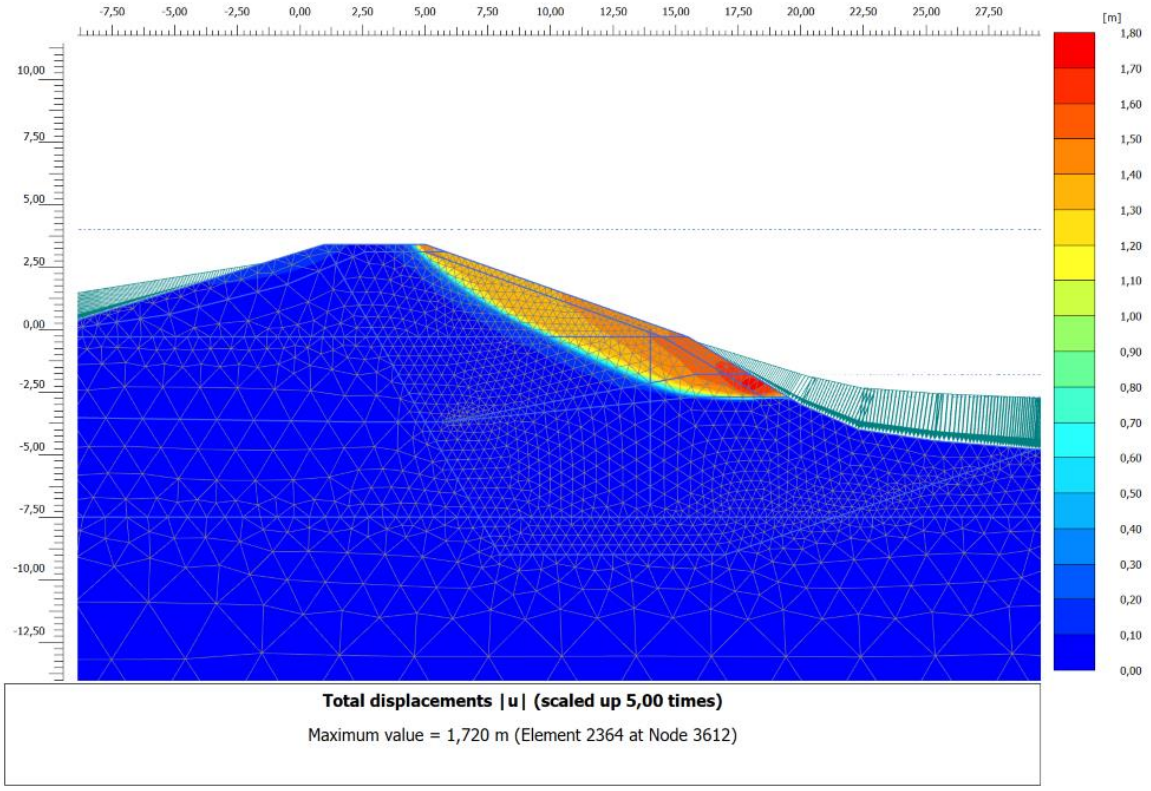
## 26.3 Plaxis

In figuur 26.1 is de grafiek uit de sterkte reductiefase van de Plaxis-berekening weergegeven. In deze grafiek is het aantal stappen uit de berekening uitgezet tegen de berekende stabiliteitsfactor. Waar de lijn horizontaal verloopt kan de uiteindelijk verkregen stabiliteitsfactor worden afgelezen. De berekende stabiliteitsfactor is gelijk aan 1,08 dit is 6% afwijkend van de berekende factor met D-Stability.




Figuur 26.2: Grafiek met de berekende stabiliteitsfactor in Plaxis

In figuur 26.3 is het maatgevende glijvlak uit de Plaxis-berekening weergegeven. Zichtbaar is dat het glijvlak vergelijkbaar is qua vorm als het maatgevende glijvlak in D-Stability.



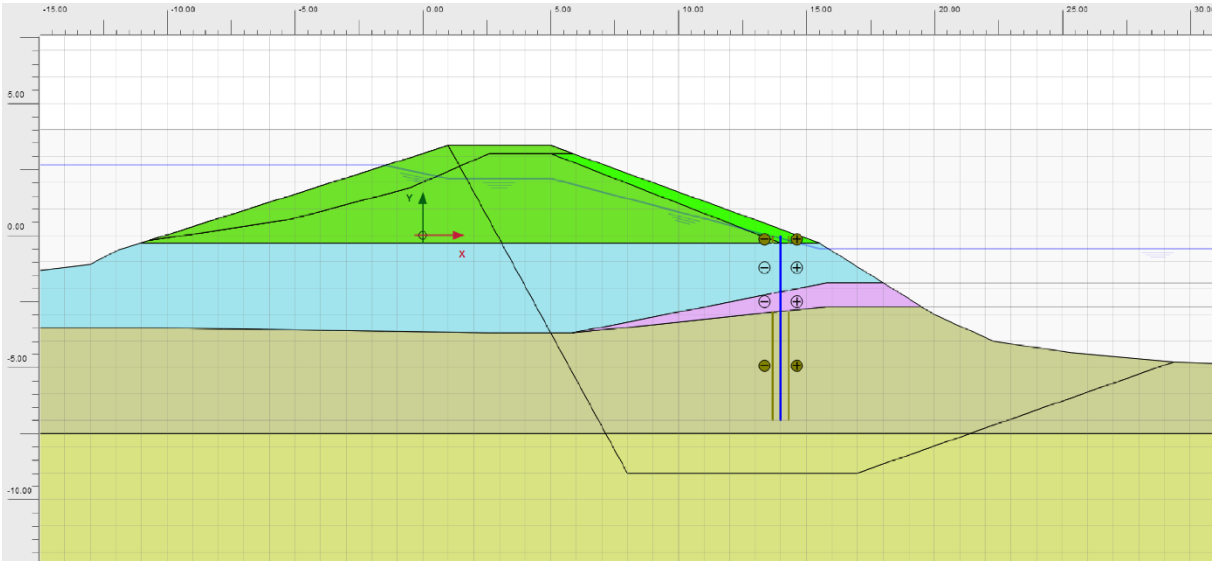

Figuur 26.3: Ligging van het maatgevende glijvlak in Plaxis

### 26.4 Analyse

Wordt nader uitgewerkt na keuzes in ontwerploop 2.

## 27. DAMWANDBEREKENING

De nu aanwezige damwand van 7 meter lang voldoet niet op totale geotechnische stabiliteit zonder significante overslag. Met significante overslag en verzadigd profiel voldoet het binnentalud niet, de Plaxisberekening vindt geen (numeriek) evenwicht en kan de berekening niet voltooien. In onderstaand figuur is een overzicht gegeven van de modelinput van de sterkte-analyse van de huidige situatie.



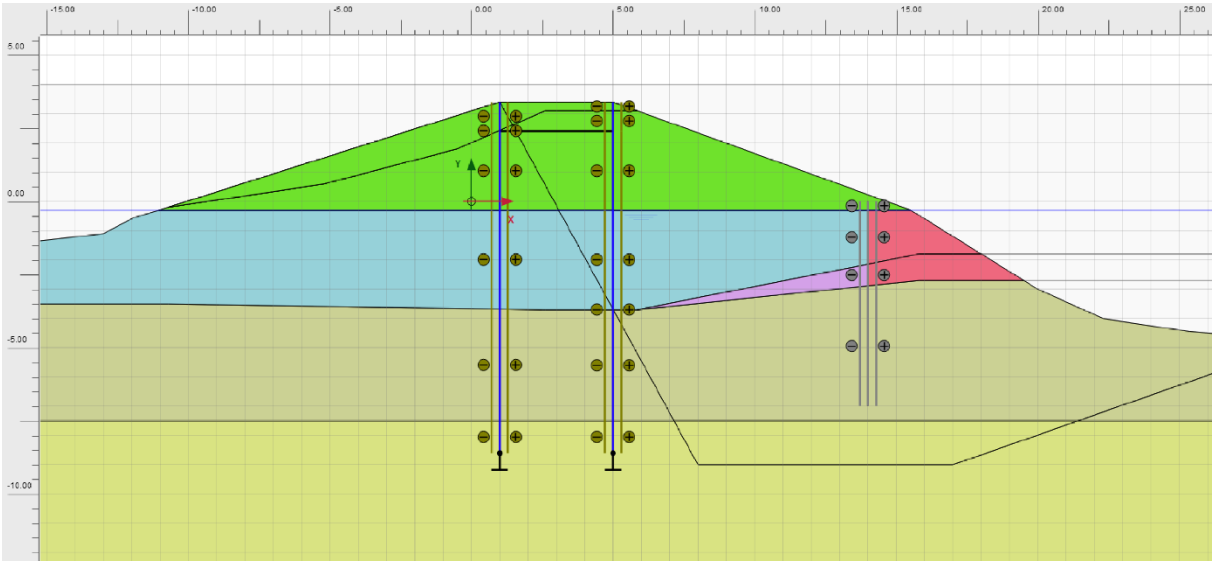
Figuur 27.1: Overzicht modelinput toetsing huidige damwand

Er zijn een aantal ontwerpoplossingen mogelijk, een aantal staan op moment van schrijven nog open. Om toch een indicatie te geven van een ontwerp is een kistdam-constructie weergegeven in onderstaand hoofdstuk.

Er is ook een variant doorgerekend met een kruinverhoging zodat het overslag <1 l/s/m is. Bij deze variant zijn de taluds iets steiler dan 1 op 3 maar. Met deze variant is bepaald dat door het toevoegen van een verankering aan de bestaande damwand de overall stabiliteit voldoet. Het binnentalud is (net als bij de situatie met overslag) niet voldoende maar zal worden versterkt.

### 27.1 Damwandontwerp

Het ontwerp van de kistdam bestaat uit twee AZ18-700 damwanden in de binnenkruin en buitenkruin. Deze damwanden zijn 12 meter lang en hebben een inheidiepte van NAP -8.6 m. De damwanden zijn op NAP +2,4 m verbonden met een leganker 28T met een h.o.h. afstand van 3,08 m.



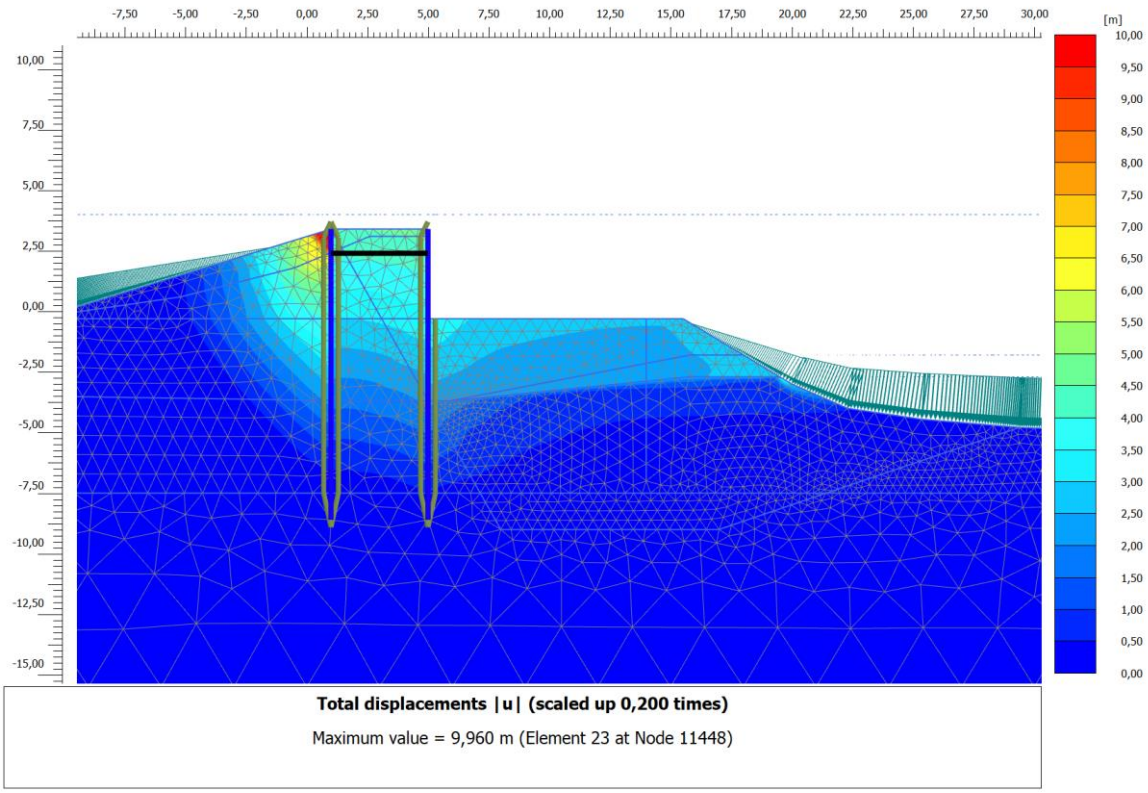
Figuur 27.2: Overzicht modelinput toetsing kistdam

## 27.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de binnenwaartse stabiliteit in de situatie tijdens de waterstand bij norm. Zowel de situatie met en zonde verzadiging door overslag zijn beschouwd. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 4 4.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}33 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




**Figuur 27.3: Maatgevend glijvlak STBI damwand kolk DT5a**

## 27.3 Toets damwand

Het kistdam ontwerp is niet constructief getoetst in detail. Er is op hoofdlijnen gekeken naar de maximum momenten en krachten in de legankers. Deze voldoen aan de maximaal opneembare momenten en krachten.

## 27.4 Toets vervormingen

De vervormingen zijn in deze fase van het ontwerp nog niet getoetst.

## 27.5 Toets verankering

De verankering is in deze fase van het ontwerp nog niet getoetst.

# 28. CONCLUSIES EN AANDACHSPUNTEN

## 28.1 Conclusies

Op moment van schrijven van deze factsheet is er nog geen duidelijkheid over de ontwerprichting bij deze specifieke locaties. Op basis van de uitgevoerde ontwerpberekening lijkt de kistdam een haalbare oplossing.

## 28.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Er dient voor traject 5a nog een definitieve keuze voor de ontwerpoplossing gemaakt te worden. Deze oplossing moet verder in detail uitgewerkt worden.

# Kistdam Gemaal Westerveld

## 29. SITUATIEBESCHRIJVING

### 29.1 Locatie

Gemaal Westerveld is gelegen in deeltraject 5b ter hoogte van hm 94.3. De situatie bij gemaal Westerveld is weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst. De damwanden 33 t/m 38 zijn bestaande damwanden. Ter hoogte van het gemaal zijn damwanden in de binnenteen (34 en 35) en buitenteen (36 en 37) aanwezig die als stabiliteitsscherm, grondkering en heavescherm (34 en 35) dienen. Deze damwanden zijn in ieder geval afgekeurd als heavescherm en voldoen waarschijnlijk ook niet op stabiliteit. De damwanden (33 en 38) aan weerszijden van het gemaal in de binnenteen dienen als stabiliteitsscherm.

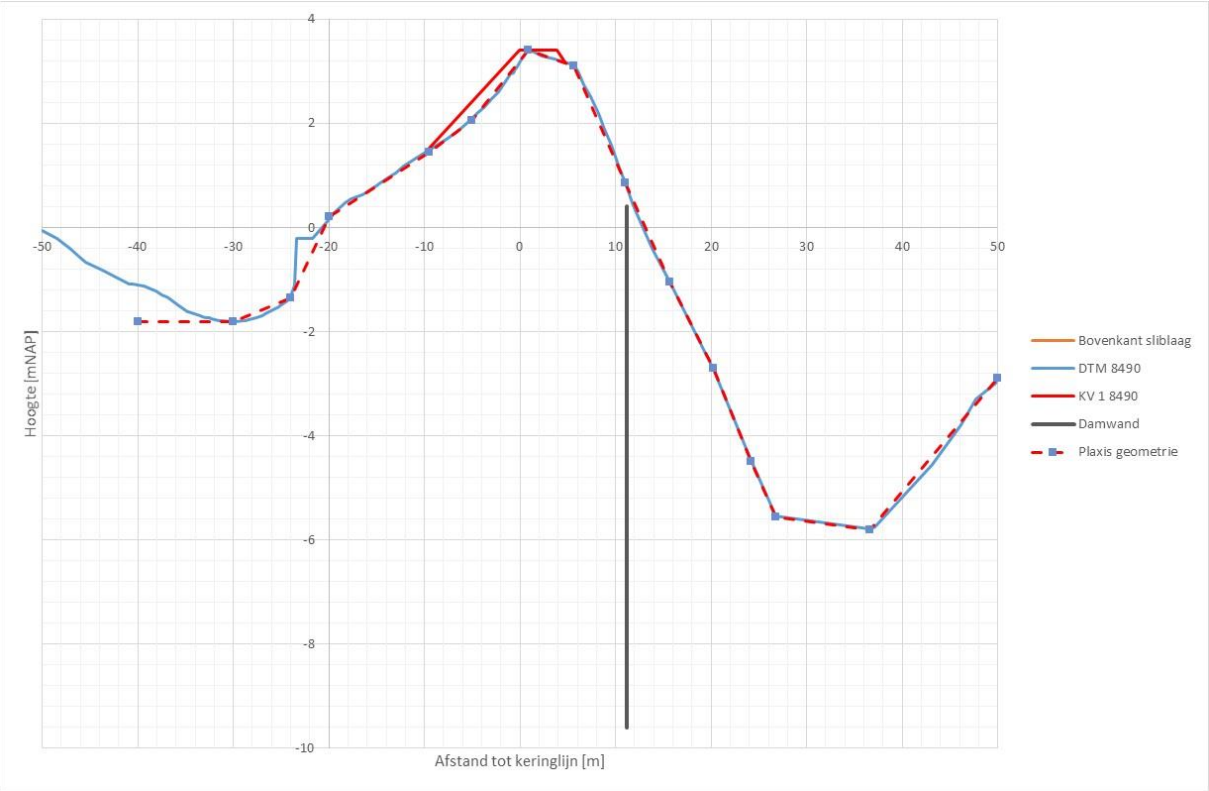



**Figuur 29-1: Locatie van de damwanden bij Gemaal Westerveld**

### 29.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvarianten.

Op basis van verschillende dwarsprofielen bij het gemaal is de maatgevende locatie gekozen. Dit is aan de noordzijde van het gemaal, ter plaatse van damwand 38, waar de kolk het diepst is. In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvariant KV1.




**Figuur 29-2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvarianten t.p.v. damwand 38**

## 29.3 Bodemopbouw

De opbouw van de dijk ter plaatse van het gemaal is zeer heterogeen en varieert sterkt over korte afstand. De bodemopbouw is samengesteld uit de volgende onderzochte locaties en het geotechnisch lengteprofiel:

- Sonderingen: S53-94.33C
- Boringen: HB53-94.26B, HB53-94.26C, HB53-94.26D, HB53-94.31D, HB53-94.33B, B53-94.33C

Voor het maatgevende profiel is uitgegaan van een dijkopbouw met vel klei. De globale bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 29-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van Gemaal Westerveld**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Klei, dijksmateriaal | 3,4 | 0,85 | 2,55 |
| Klei | 0,85 | -6,0 | 6,85 |
| Zand, los gepakt | -6,0 | -10,0 | 4,0 |
| Zand, matig gepakt | -10,0 | max. verkende diepte | n.v.t. |

## 29.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Kanaalpeil dagelijks NAP -0,3 m
- Grondwaterstand dagelijks NAP -0,3 m
- Maatgevend hoogwater NAP +2,65 m
- Polderpeil NAP -0,5 m

De freatische lijn bij maatgevend hoogwater in de onverzadigde situatie is onder de kruin gelijk aan de buitenwaterstand tot de damwand in de binnenkruin en loopt vervolgens naar het polderpeil. In de verzadigde situatie ligt de freatische lijn op 10 cm onder maaiveld.

De stijghoogte verloopt van de buitenwaterstand ter plaatse van de buitenteen (intredepunt) lineair naar het polderpeil ter plaatse van de kolkbodem (uitredepunt). De waterspanningen zijn lineair geïnterpoleerd over de kleilaag tussen NAP +0,85 m en NAP -6,0 m.

### 29.5 Belasting

Er is gerekend zonder een bovenbelasting op de dijk.

### 29.6 Veiligheidsfilosofie

De kistdam wordt ontworpen voor een levensduur van 100 jaar. Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van 100 jaar.

# 30. KALLIBRATIEBEREKENING

## 30.1 Inleiding

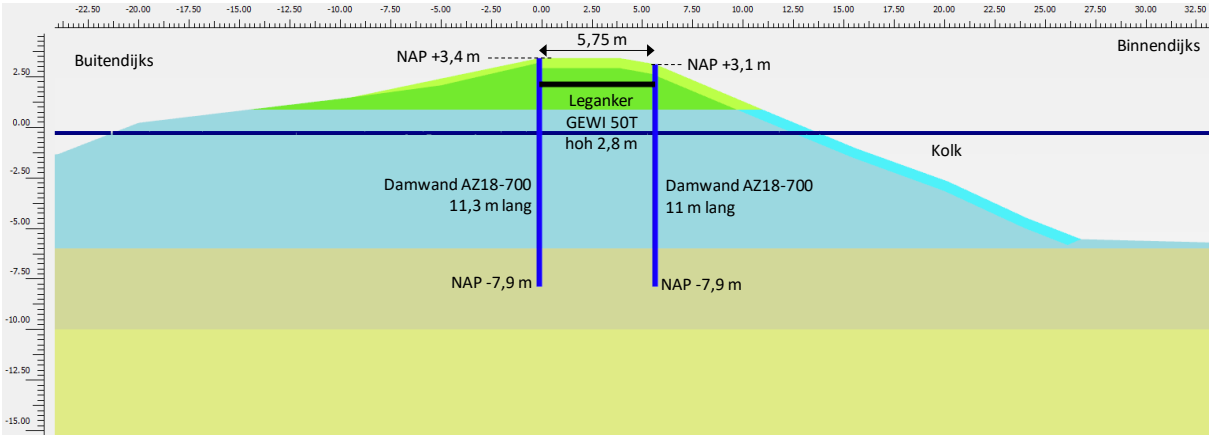
Conform de PPE en PPL dient een kallibratieberekening te worden uitgevoerd dient voor deze damwand een vergelijking met een glijvlakberekening te worden gemaakt. Deze kalibratie dient nog uitgevoerd te worden.

# 31. DAMWANDBEREKENING

## 31.1 Damwandontwerp

Ten behoeve van het damwandontwerp bij Gemaal Westerveld is eerst een Plaxisberekening uitgevoerd met de bestaande damwand 38 in de binnenteen. Deze damwand is een profiel Larssen 604 en is in 2000 geplaatst. Uit de toetsing van de damwand volgt dat deze in de onverzadigde situatie (zonder significante overslag) net voldoet. In de verzadigde situatie met overslag voldoet de stabiliteit echter niet, doordat een afschuiving van het binnentalud boven de damwand langs optreedt.

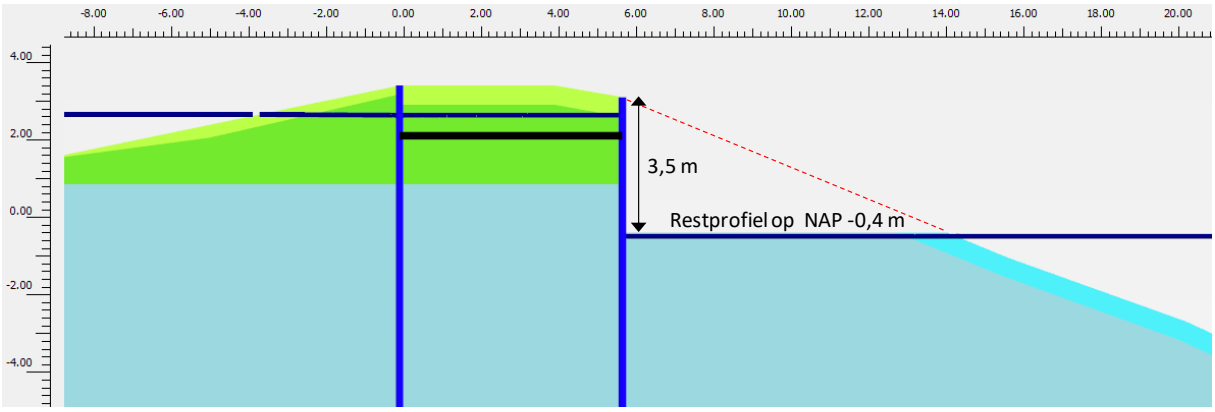
Omdat de bestaande damwand niet voldoet en het probleem van instabiliteit bij overslag op te lossen, is een ontwerp met een kistdam in de kruin van de waterkering uitgewerkt (zie figuur 31-1). De kistdam bestaat uit een damwand AZ18-700 van 11,0 m lang in de binnenkruin en een damwand AZ18-700 van 11,3 m lang in de buitenkruin van de dijk, die onderling verbonden zijn door een ankerstang (leganker GEWI 50T h.o.h. 2,8 m). De afstand tussen beide damwanden is 5,75 m. De kistdam verzorgt zowel de stabiliteit als de hoogte van de waterkering.




Figuur 31-1: Ontwerp kistdam bij Gemaal Westerveld

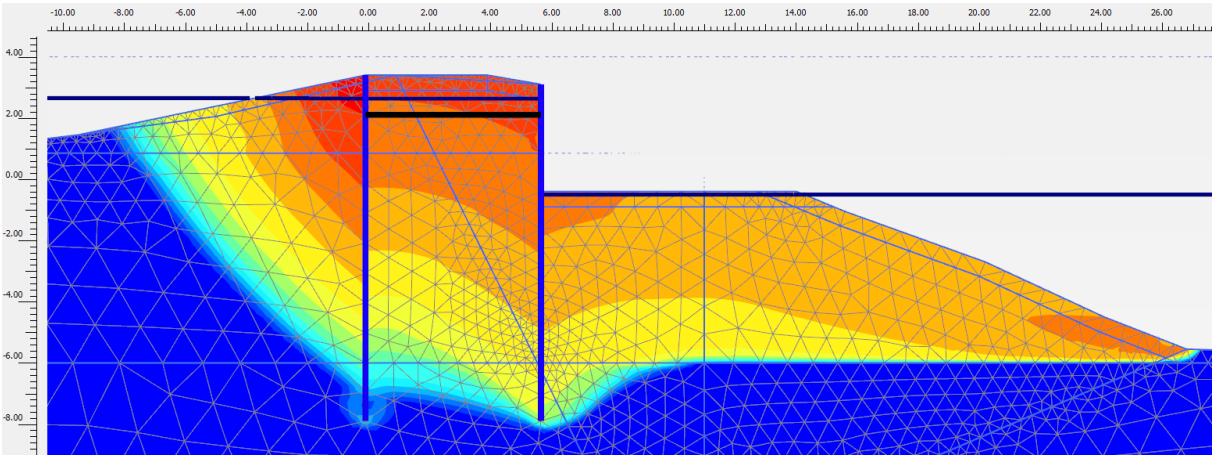
## 31.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de binnenwaartse stabiliteit in de situatie tijdens de waterstand bij norm. Zowel de situatie met als zonder verzadiging door overslag is beschouwd. Omdat het binnentalud instabiel is onder maatgevende omstandigheden, is gerekend met een restprofiel op een niveau van NAP -0,4 m (zie figuur 31-2). Dit is een aanname, waarbij er van wordt uitgegaan dat een afschuiving tot ongeveer het waterniveau in de kolk plaatsvindt.

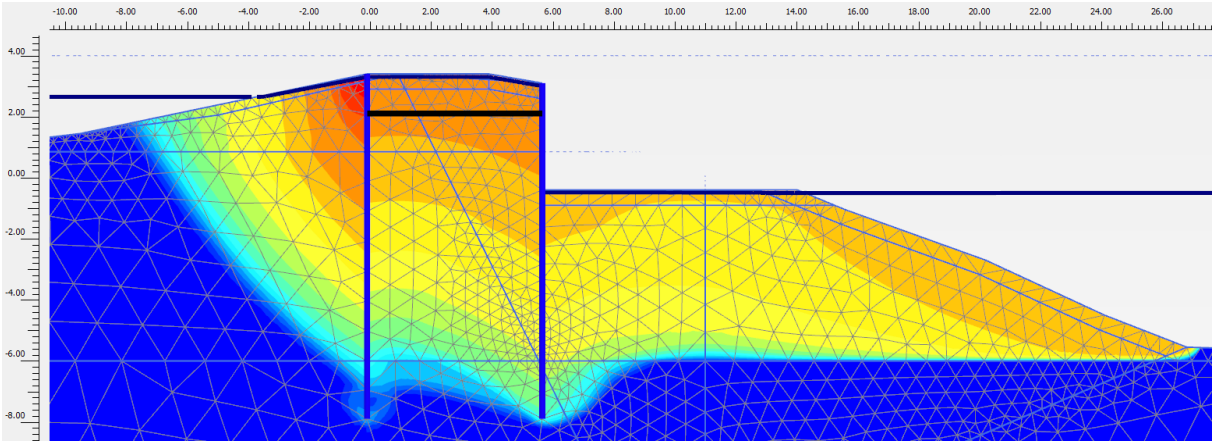



Figuur 31-2: Schematisatie restprofiel

Het maatgevende glijvlak voor de onverzadigde en verzadigde situatie is gegeven in



Figuur 31-3: Maatgevende glijvlak in de onverzadigde situatie



Figuur 31-4: Maatgevende glijvlak in de verzadigde situatie

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

Onverzadigde situatie:

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}23 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$

Verzadigde situatie:

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}29 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$

## 31.3 Toets damwanden

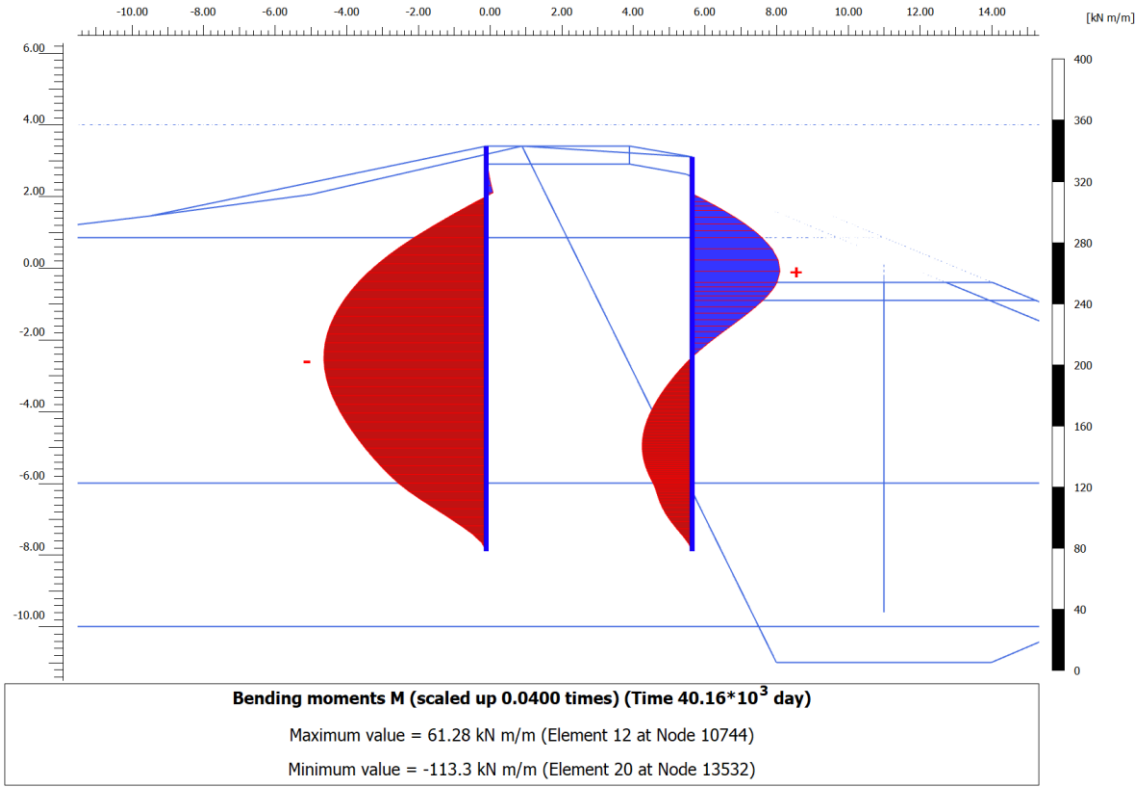
Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwanden in de binnen- en buitenkruin worden voor de maatgevende verzadigde situatie berekend met:

$$N_{s;d;bikr} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 16{,}3 \cdot 1{,}10 = 17{,}9 kN/m$$
$$M_{s;d;bikr} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 71{,}6 \cdot 1{,}10 = 78{,}8 kNm/m$$

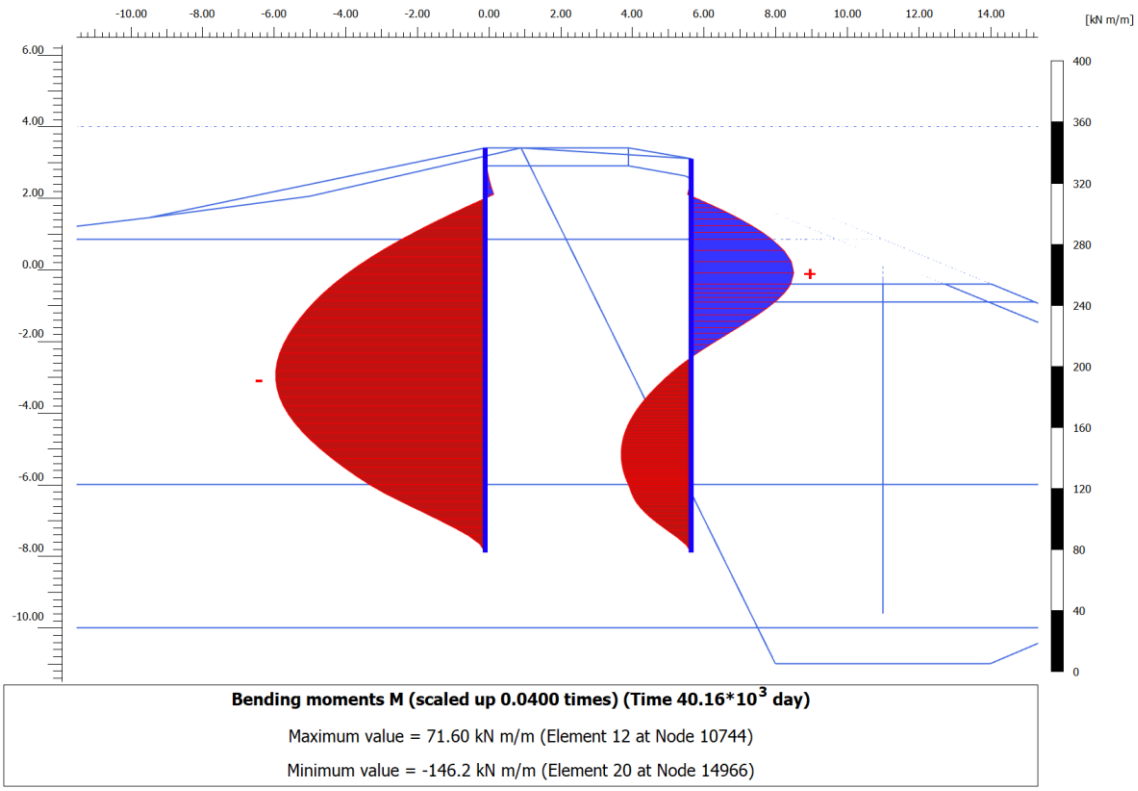
$$N_{s;d;bukr} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 8{,}4 \cdot 1{,}10 = 9{,}3 kN/m$$
$$M_{s;d;bukr} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 146{,}2 \cdot 1{,}10 = 160{,}8 kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand. Bij de damwand in de binnenkruin treedt het maximum moment op boven de dagelijkse grondwaterstand en is gerekend met 4,4 mm corrosie. Bij de damwand in de buitenkruin treedt het maximum moment op onder de dagelijkse grondwaterstand en is gerekend met 2,4 mm corrosie:

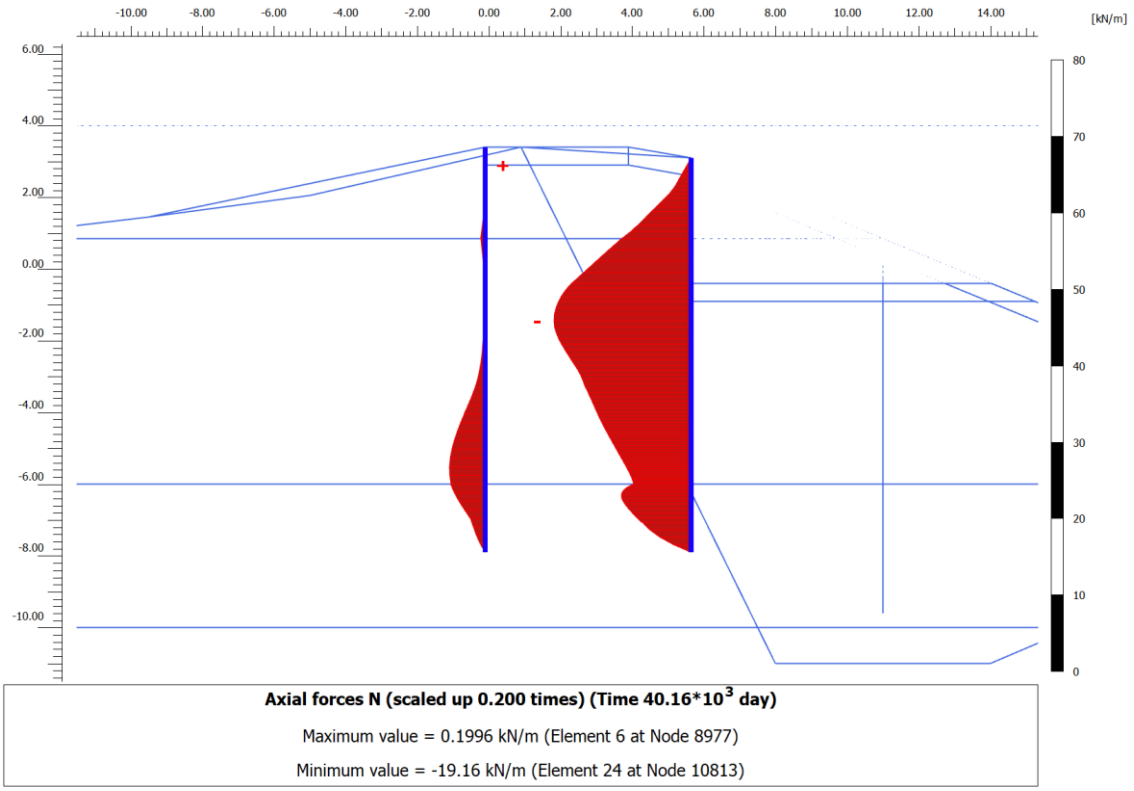
$$\sigma_{s;dw;bikr;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{78{,}8 \cdot 10^6}{1062 \cdot 10^3} + \frac{17{,}9 \cdot 10^3}{82.1 \cdot 10^2} = 76{,}4 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{76{,}4}{240} = 0{,}32 < 1{,}0 \; voldoet$$
$$\sigma_{s;dw;bukr;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{160.8 \cdot 10^6}{1386 \cdot 10^3} + \frac{9{,}3 \cdot 10^3}{107{,}2 \cdot 10^2} = 116{,}9 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{116{,}9}{240} = 0{,}49 < 1{,}0 \; voldoet$$



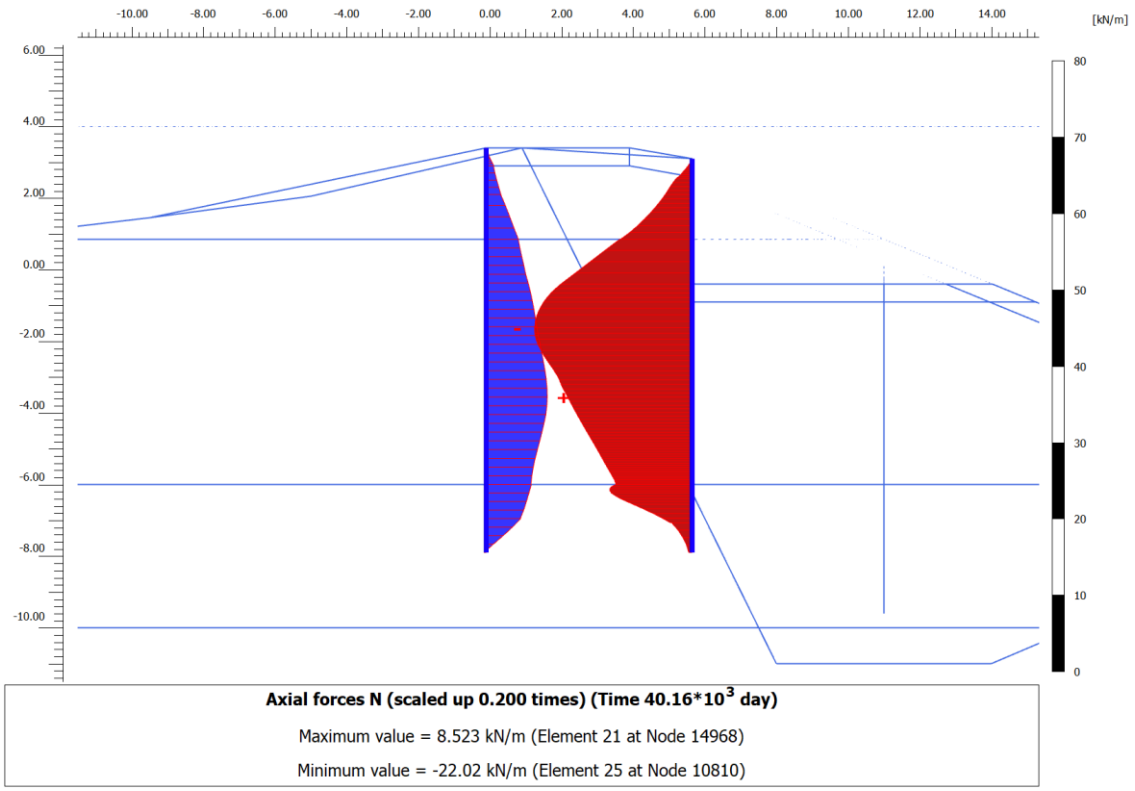

**Figuur 31.5: Representatieve waarde moment in damwanden kistdam onverzadigd**




**Figuur 31.6: Representatieve waarde moment in damwanden kistdam verzadigd**




**Figuur 31.7: Representatieve waarde normaalkracht in damwanden kistdam onverzadigd**



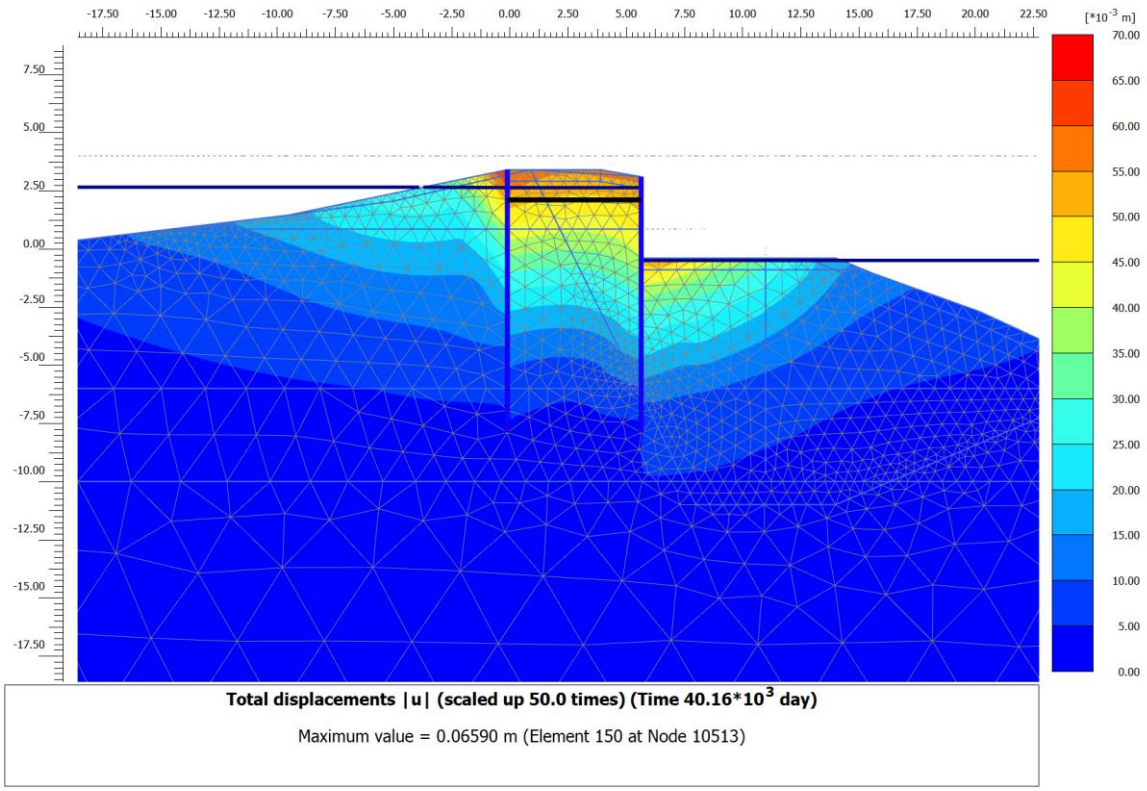

**Figuur 31.8: Representatieve waarde normaalkracht in damwanden kistdam verzadigd**

## 31.4 Toets vervormingen

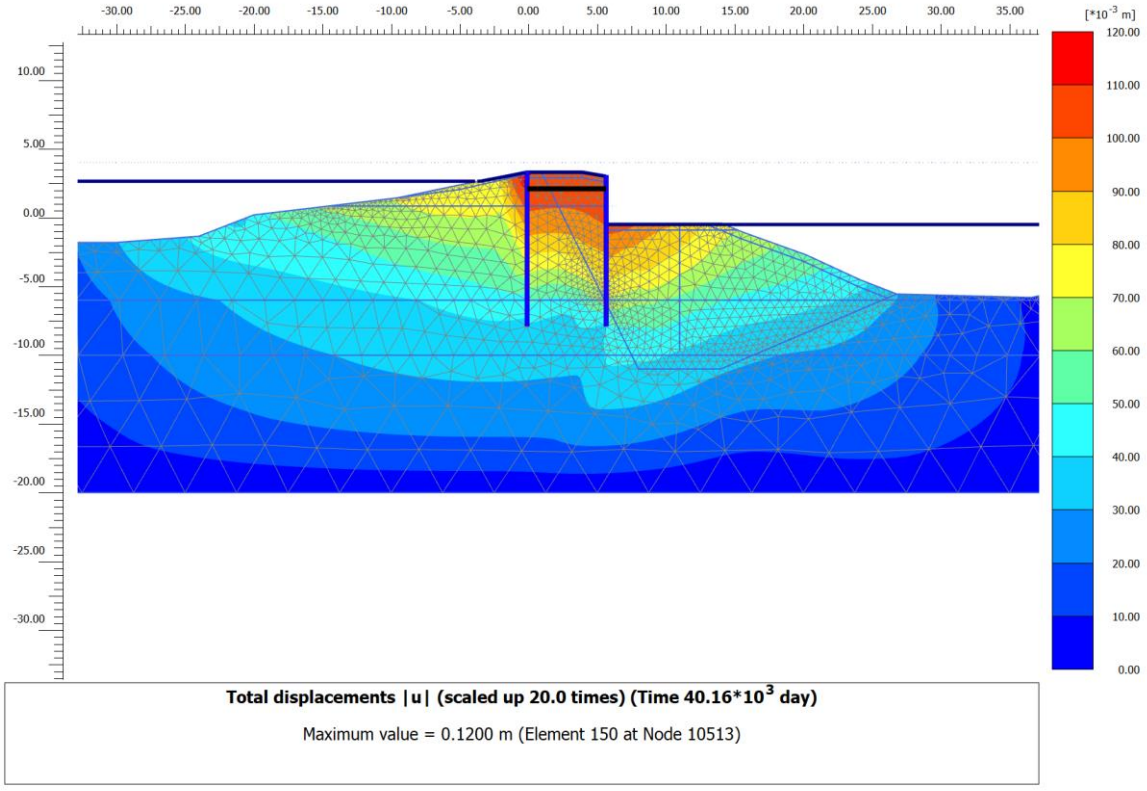
De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie in de onverzadigde en verzadigde situatie:

$$u_{x;dw;onverz;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 60{,}4 = 79\ mm < 100\ mm\ niet$$
$$u_{x;dw;verz;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 83{,}9 = 109\ mm > 100\ mm\ voldoet\ niet$$

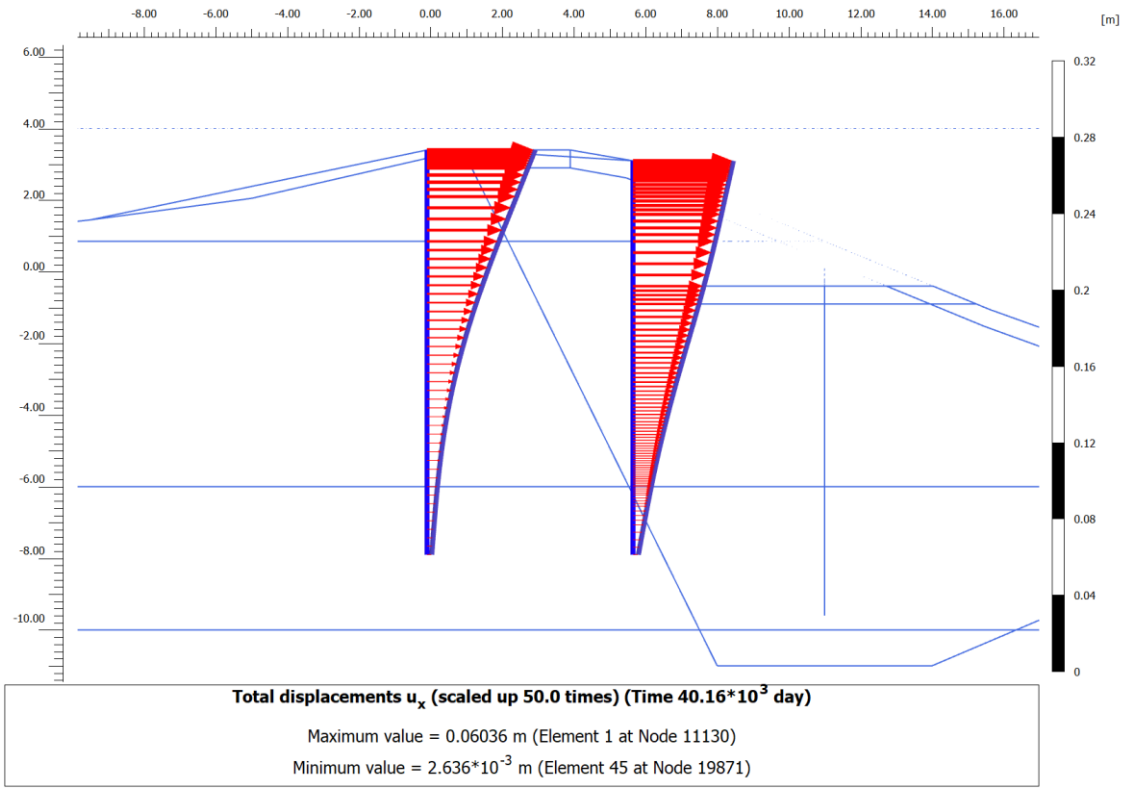
De vervorming in de verzadigde situatie voldoet net niet, maar voor deze fase van het ontwerp wordt dit acceptabel geacht.



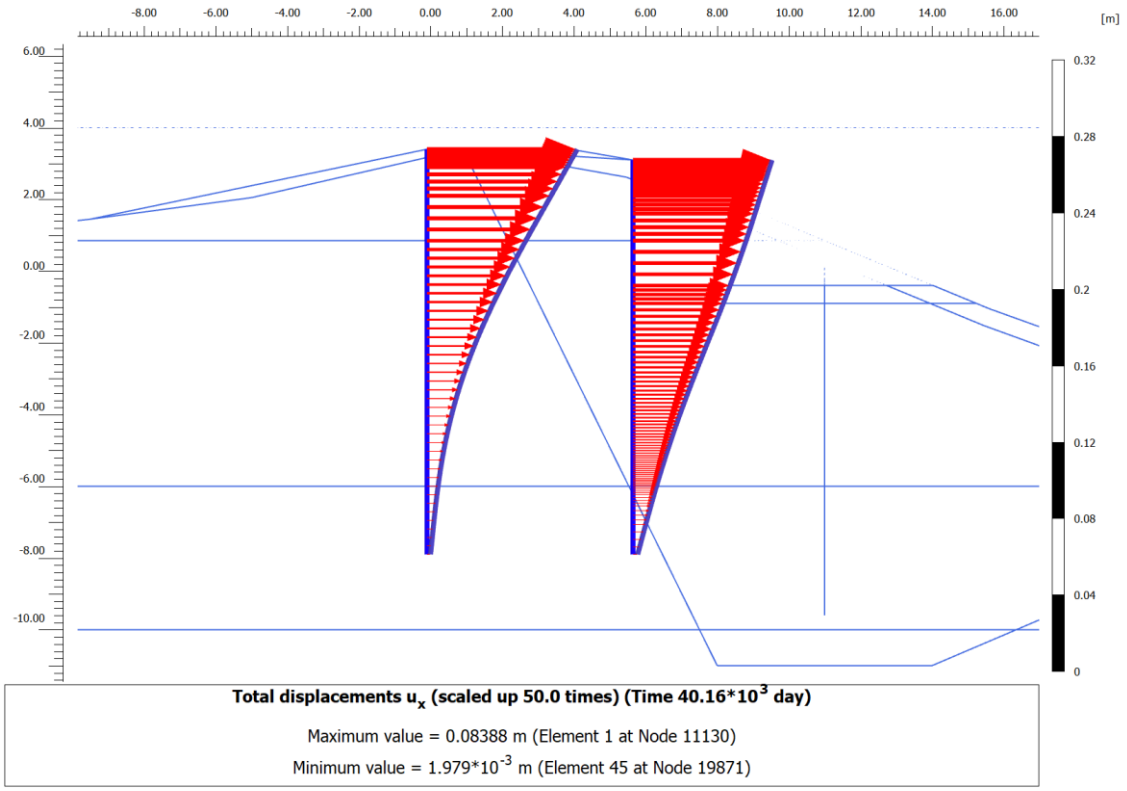

**Figuur 31.9: Totale vervormingen van de dijk in de onverzadigde situatie**




**Figuur 31.10: Totale vervormingen van de dijk in de onverzadigde situatie**




**Figuur 31.11: Horizontale uitbuiging van de damwanden in de onverzadigde situatie**




**Figuur 31.12: Horizontale uitbuiging van de damwanden in de verzadigde situatie**

### 31.5 Toets verankering

De beide damwanden van de kistdam zijn met elkaar verbonden d.m.v. een leganker. In de berekening is uitgegaan van een leganker type GEWI 50T met een diameter van 50 mm en een hart-op-hart afstand van 2,8 m. De maximaal toelaatbare ankerkracht van dit type anker is 777 kN/anker. Uit Plaxis volgt een representatieve waarde van de ankerkracht van maximaal 186 kN/anker in de verzadigde situatie. Dit type anker zal dus ruim voldoen en kan mogelijk nog geoptimaliseerd worden in een latere fase.

# 32. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 32.1 Conclusies

Op basis de uitgevoerde berekeningen en toetsingen zijn de volgende conclusies op te maken:

- De bestaande damwand 38 (Larssen 604) voldoet niet omdat in de situatie met overslag een glijvlak boven de damwand langs optreedt.
- Als ontwerp voor de dijkversterking voldoet een kistdam die bestaat uit een damwand AZ18-700 van 11,0 m lang in de binnenkruin en een damwand AZ18-700 van 11,3 m lang in de buitenkruin van de dijk, die onderling verbonden zijn door een ankerstang (leganker GEWI 50T h.o.h. 2,8 m). De afstand tussen beide damwanden is 5,75 m. De kistdam verzorgt zowel de stabiliteit als de hoogte van de waterkering.

## 32.2 Aandachtspunten ontwerploop 2

Op basis van de opgestelde conclusies worden de volgende aandachtspunten meegegevem vppr ontwerploop 2:

- De damwanden AZ18-700 voldoen ruim op sterkte, maar net niet op vervormingen. De damwandprofielen moeten mogelijk nog aangepast of geoptimaliseerd worden.
- Onder maatgevende omstandigheden is het binnentalud instabiel, zodat er gerekend dient te worden met een restprofiel. Voor de geometrie van dit restprofiel is een aanname gedaan. Dit dient nog onderbouwd te worden en kan mogelijk geoptimaliseerd worden.
- De kalibratiesom van de dijk met D-Stability dient nog uitgevoerd te worden.
- Voor de verzadigde situatie dient de schadefactor nog afgeleid te worden. Er is nu gerekend met een factor gelijk aan 1,0.
- Het mechanisme piping is nog niet beschouwd. Mogelijk zijn langere damwanden nodig als heavescherm.
- Een kistdam is een mogelijke oplossing die voldoet. Andere oplossingen zijn bijvoorbeeld behoud van de bestaande damwand in combinatie met een versterking van het talud met gewapende grond of een kruinverhoging, zodat er minder overslag optreedt. Een definitieve keuze dient nog gemaakt te worden.
- Bij het gemaal zijn verschillende andere damwand aanwezig in de binnenteen en buitenteen die dienen als grondkering. Het ontwerp van deze damwanden en inpassing in combinatie met de kistdam dient nog beschouwd te worden.

# Damwand langs Zwolle-IJssel kanaal

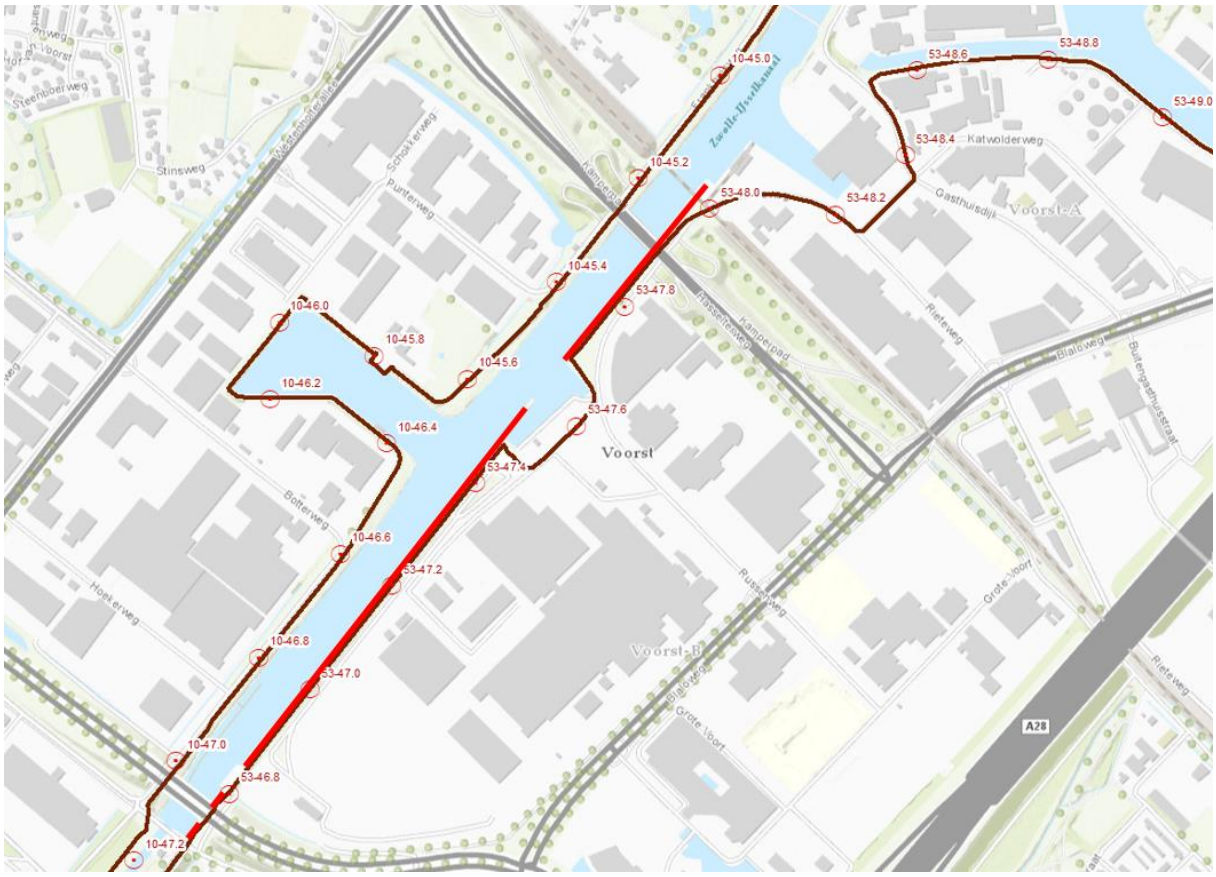
## 33. SITUATIEBESCHRIJVING

### 33.1 Locatie

Langs het Zwolle-IJsselkanaal is de scheiding tussen kade en watergang nu voorzien van een betonnen damwand. Deze damwand is afgekeurd en dient te worden vervangen. In de verkenningsfase van het project Stadsdijken Zwolle is reeds een ontwerp gemaakt met Plaxis. Aan het einde van loop 1 van de PU fase is besloten dat het alternatief met de oever afvalt op maakbaarheid. De damwand is terug als oplossing in KV3.

Het doel van deze memo is om aan te tonen of het huidige ontwerp uit de verkenningsfase voldoet aan de nieuwste richtlijnen cf PPE en PPL. Het ontwerp van de verkenningsfase was een 12 meter lange AZ18-700 (S355 GP) met een GM600 anker (Titan 103/67), h.o.h. 2,8 meter.

De ligging van de damwand is in het rood weergegeven in figuur 33.1: locatie van damwand haven grote voorst.




**Figuur 33.1: Locatie van damwand Haven Grote Voorst**

### 33.2 Geometrie

In deze paragraaf wordt een overzicht gegeven van de geometrie van de bestaande situatie en de beschouwde ontwerpvariant.

In figuur 33.2 is een overzicht gegeven van de bestaande geometrie en de beschouwde ontwerpvarianten.

**Figuur 33.2: grafiek met bestaande situatie + ontwerpvariant**

### 33.3 Bodemopbouw

In de verkenningsfase is de volgende grondopbouw aangehouden als maatgevend:

- Klei van maaiveld tot NAP –0.5m
- Veen van NAP –0.5 m tot –2 m
- Zand (matig gepakt) van NAP –2 tot -4 m
- Zand (licht gepakt) van NAP –4 tot –10 m
- Zand (matig gepakt) van NAP –10 tot max verkende diepte.

Het onderzoek voorafgaand aan de PU fase heeft niet het doel gehad om het damwandontwerp te verfijnen maar levert wel veel extra informatie op. Bovenstaand ondergrondscenario komt voor op 150 meter van het totale tracé (±1300 m). Op ongeveer 500 meter van het trace zit de veenlaag niet, maar is er wel sprake van een deklaag van klei tot NAP –0,5 m. Er zijn een aantal sonderingen met een licht gepakte zandlaag (qc <10 MPa) in de zone NAP –4 tot –10 (bijvoorbeeld S53-47.22C).

Door middel van een gevoeligheidsanalyse zal blijken of de verschillen in bodemopbouw leiden tot een significant verschil in ontwerp.

- Scenario 1: zoals bovenstaand
- Scenario 2: i.p.v. Veenlaag een zandlaag
- Scenario 3: matig gepakte zandlaag op diepte NAP –4 m tot –6 m.

Uitgangspunt op moment van schrijven is dat het de dijkverhoging plaatsvindt met klei.

De globale maatgevende bodemopbouw is in tabel 33-1 weergegeven:

**Tabel 33-1: Globale bodemopbouw ter plaatse van Haven Grote Voorst**

| Grondsoort [-] | Bovenkant laag [m t.o.v. NAP] | Onderkant laag [m t.o.v. NAP] | Laagdikte [m] |
|---|---|---|---|
| Klei | 2,35 | -0.5 | 2,85 |
| Veen | -0,5 | -2,0 | 1,5 |
| Zand, matig | -2,0 | -4,0 | 2,0 |
| Zand, los | -4,0 | -10,0 | 6,0 |
| Zand, matig | -10,0 | Maximaal verkende diepte | n.v.t. |

### 33.4 (Grond)waterstanden

In de berekeningen zijn de volgende (grond)waterstanden aangehouden:

- Kanaalpeil NAP -0,30 m
- Grondwaterstand NAP 1,35 m (bovenkant damwand)

Bij een val van hoogwater is een opbolling van het grondwater achter de damwand t.p.v. de waterkering zeker mogelijk. Hier is nog geen rekening mee gehouden.

### 33.5 Belasting

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13,3 kPa over een breedte van 2,5 m op een halve meter afstand van de buitenkruin.

### 33.6 Veiligheidsfilosofie

Voor de corrosietoeslag is uitgegaan van een levensduur van 100 jaar.

## 34. DAMWANDBEREKENING

### 34.1 Damwandontwerp

Het maatgevende ondergrondscenario is het scenario 2. Dit komt voornamelijk omdat er meer gewicht zit aan de actieve zijde van de damwand dan de andere scenario's. Om de globale stabiliteit en meest maatgevende momenten in de damwand te onderzoeken is gerekend met een toplaag op de waterkering van 0,5 meter dik. Deze toplaag heeft een cohesie van 10 kPa en wordt niet meegenomen in de sterkte-reductie rekenfases.

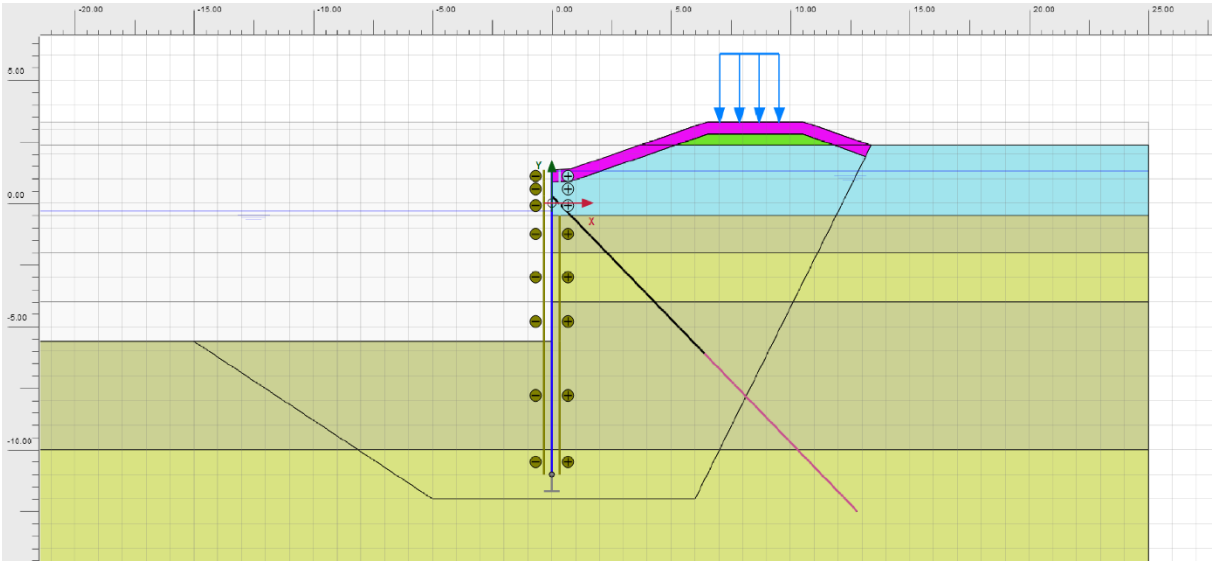
Er is nog geen rekening gehouden met corrosie in de sterkte-berekening zelf. Met een verankerde damwand is dit conservatief. De corrosiefactor van een AZ18-700 profiel voor een periode van 100 jaar is 0,67.

Het ontwerp van de damwand heeft de volgende eigenschappen nodig:

- Damwand profiel AZ18-700
  - Bovenkant damwand: NAP +1,35 m
  - Onderkant damwand: NAP –11,0 m
  - Lengte damwand: 12,35 m
  - Staaldoorsnede: A = 139,2 $cm^2/m$ en $A_{corr}$ = 91,9 $cm^2/m$
  - Weerstandsmoment: W = 1800 $cm^3/m$ en $W_{corr}$ = 1219 $cm^3/m$
  - Traagheidsmoment: I = 37.800 $cm^4/m$
  - Staalkwaliteit: S240

- Verankering Titan 60.3x12.5 mm, h.o.h. 2,8 meter (let op: Titan 51 x 12,5 mm in onderstaande berekening)
  - Diameter ankerstang: 60.3 mm
  - Staaldoorsnede: A = 1849 mm2
  - Lengte ankerstang: ca. 18 m (9 meter groutlichaam)
  - Hoek verankering: 45° t.o.v. horizontaal
  - Niveau bovenkant ankers: NAP +0,30 m

Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal geeft een schematisch overzicht van alle constructieve onderdelen.



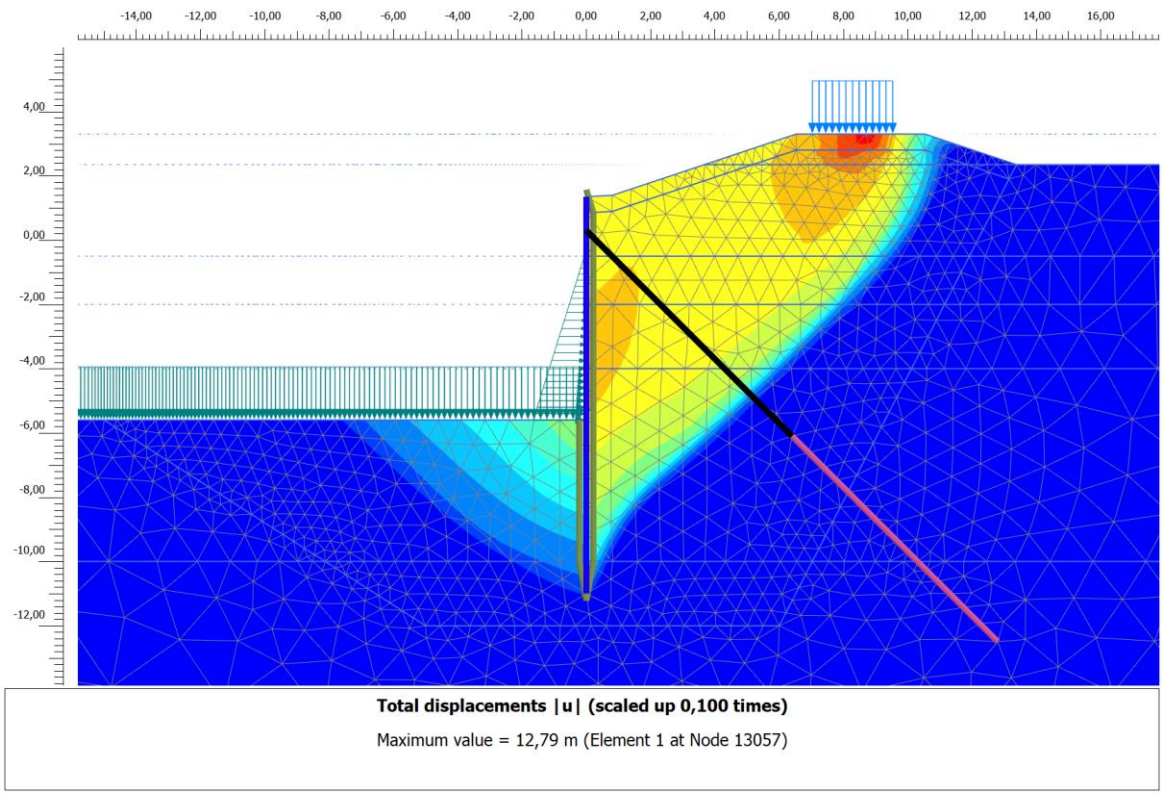
Figuur 34.1: Schematisatie damwandontwerp DT1 Zwolle-IJsselkanaal

## 34.2 Toets stabiliteit

De toets van de stabiliteit is uitgevoerd voor de buitenwaartse stabiliteit in de situatie val na hoogwater. Het maatgevende glijvlak is gegeven in figuur 4 4.

De behaalde stabiliteitsfactor in Plaxis wordt getoetst aan de schematiseringsfactor. Omdat de schematiseringsfactor nog niet is afgeleid voor de langsconstructies, wordt voor het ontwerp van nieuwe damwanden getoetst aan een factor van 1,10.

$$\Sigma M_{sf} = 1{,}16 \geq \gamma_{b;GEO} = 1{,}10 \text{ voldoet}$$




**Figuur 34.2: Maatgevend glijvlak STBU Zwolle-IJsselkanaal**

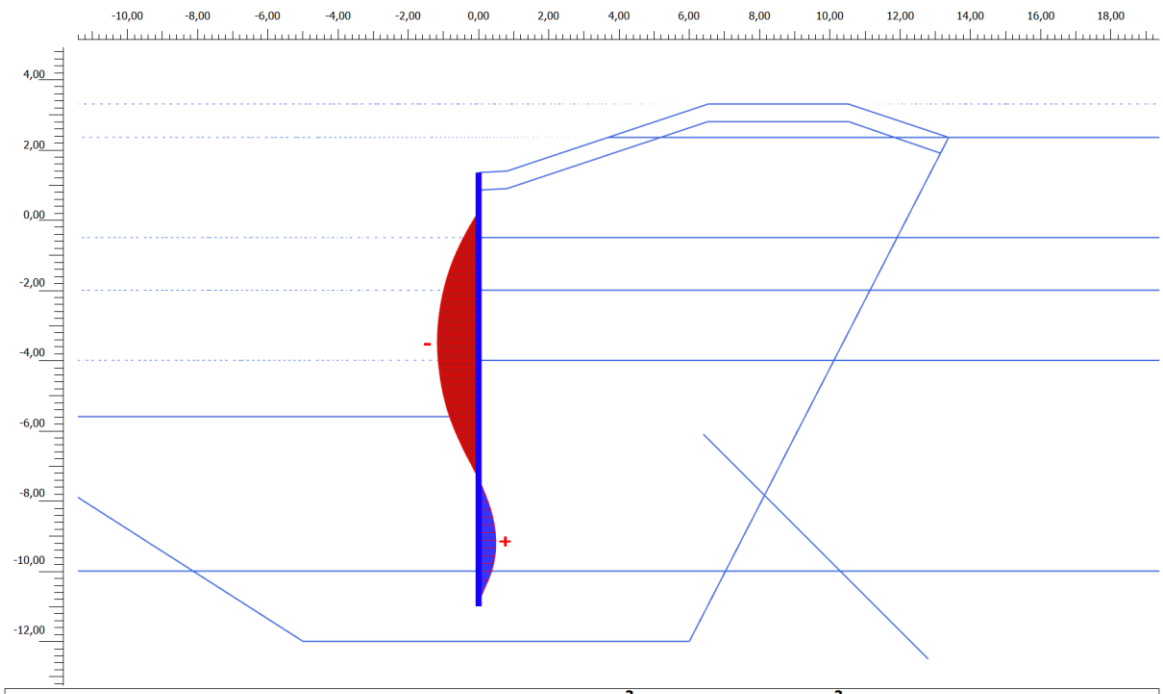
## 34.3 Toets damwand

Voor deze fase van het ontwerp wordt alleen de staalspanning in de damwand getoetst op basis van het berekende moment en de normaalkracht in de damwand. De rekenwaarden van de krachten in de damwand worden berekend met:

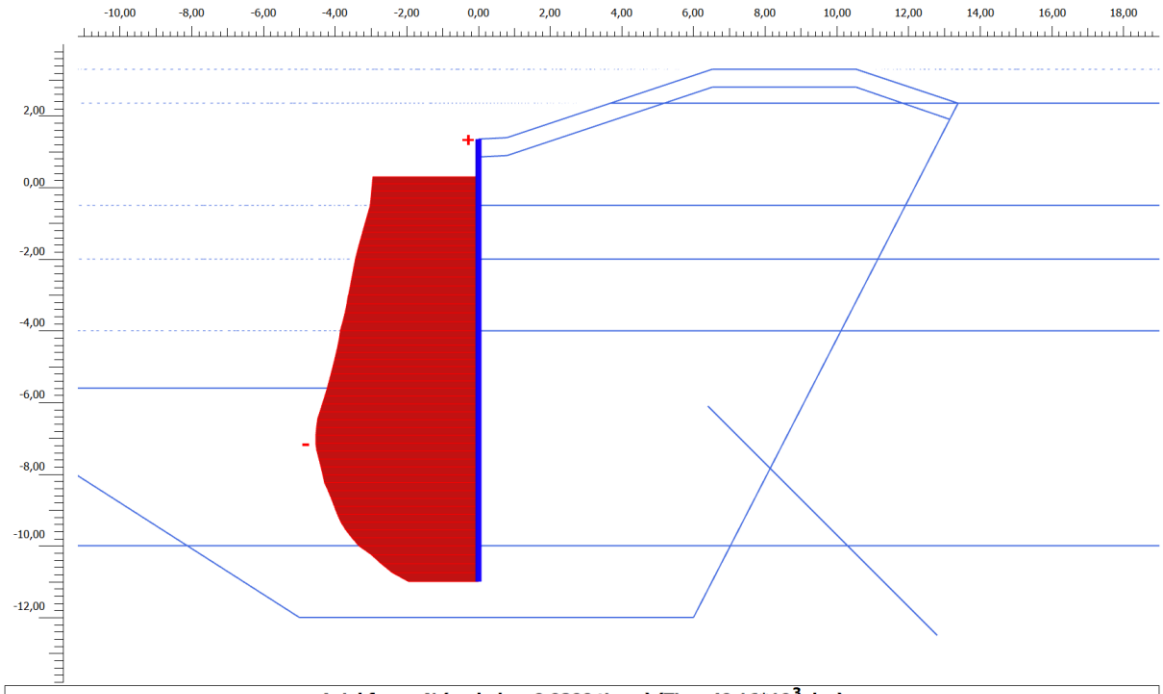
$$N_{s;d} = \gamma_{add;N} \cdot N_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 31{,}9 \cdot 1{,}10 = 52 kN/m$$
$$M_{s;d} = \gamma_{add;M} \cdot M_{s;max;EEM} \cdot \gamma_{b;STR} = 1{,}0 \cdot 122{,}1 \cdot 1{,}10 = 72 kNm/m$$

De normaalkracht is bepaald op het niveau van het maximum moment. De rekenwaarden worden getoetst aan de vloeispanning van de damwand met de corrodeerde doorsnede-eigenschappen van de damwand:

$$\sigma_{s;dw;d} = \frac{M_{s;d}}{W_{corr}} + \frac{N_{s;d}}{A_{corr}} = \frac{134{,}3 \cdot 10^6}{836 \cdot 10^3} + \frac{35{,}1 \cdot 10^3}{48{,}3 \cdot 10^2} = 167{,}9 \text{ N/mm}^2 f_{y;dw;d}$$
$$u.c. = \frac{\sigma_{s;dw;d}}{f_{y;dw;d}} = \frac{167{,}9}{240} = 0{,}70 < 1{,}0 \; voldoet$$




**Figuur 34.3: Representatieve waarde van het moment in de damwand Zwolle-IJsselkanaal**



Figuur 34.4: Representatieve waarde van de normaalkracht in de damwand Zwolle-IJsselkanaal

## 34.4 Toets vervormingen

De rekenwaarde van de horizontale vervorming van de damwand wordt getoetst aan de eis voor de uitbuiging van de constructie:

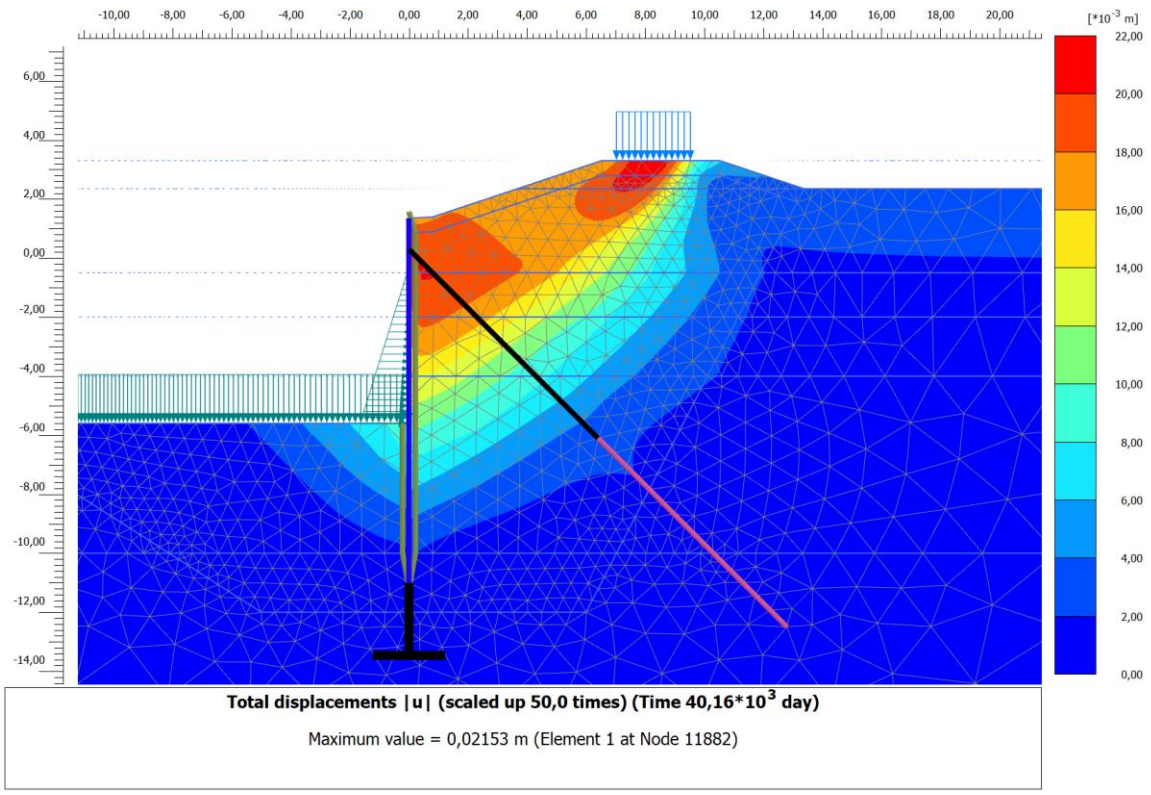
$$u_{x;dw;d} = \gamma_{d;verv} \cdot u_{x;max;dw} = 1{,}3 \cdot 31{,}1 = 40{,}4\ mm < 100\ mm\ voldoet$$

De toets van de kruindaling en verschilvervorming tussen de binnenteen en buitenteen van de dijk zijn niet relevant voor de buitenwaartse stabiliteit.

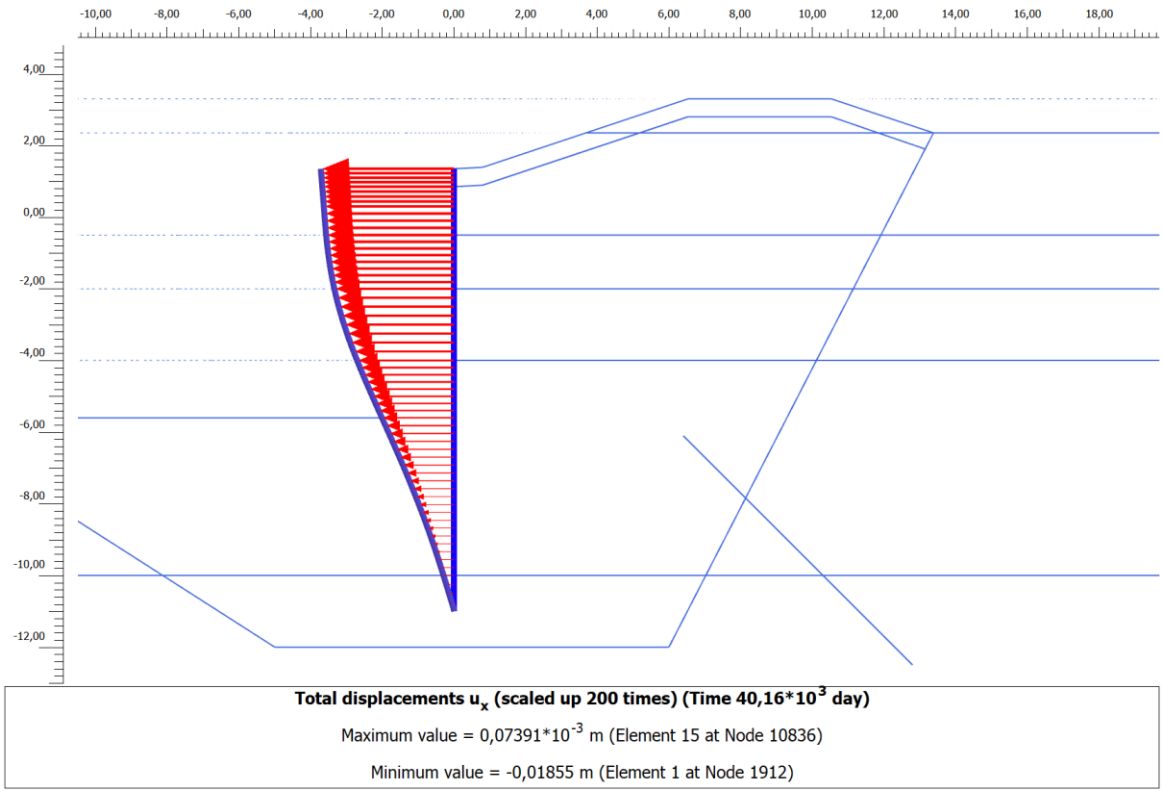
Ten behoeve van de toets op verticaal draagvermogen wordt de zakking van de punt van de damwand in fase 6a (geotechnische toets) bij het uitzetten van de puntveer onder de damwand getoetst aan de eis voor de maximale zakking:

$$u_{y;dw} = 8\ mm < 20\ mm\ voldoet$$

Deze check voldoet niet, dit dient in de volgende ontwerploop te worden onderzocht.




Figuur 34.5: Totale vervormingen van de dijk en damwand Zwolle-IJsselkanaal




**Figuur 34.6: Horizontale uitbuiging van de damwand Haven Zwolle-IJsselkanaal**

## 34.5 Toets verankering

Er wordt geen volledige toetsing van de verankering uitgevoerd. Het anker waarmee gerekend is dient echter de voldoen op toelaatbare ankerkracht. De rekenwaarde van de ankerkracht wordt berekend met:

$$F_{A;st;d}=\gamma_{F;A;st}\cdot F_{A;max;EEM}\cdot\gamma_{b;STR}=1{,}25\cdot 489{,}52{,}8\cdot 1{,}10=240{,}4\text{kN/anker}$$

De rekenwaarde van het anker wordt getoetst aan de maximaal toelaatbare ankerkracht:

$$u.c.=F_{A;st;d}F_{A;r;d}=240{,}4404=0{,}60<1{,}0 \text{ voldoet}$$

Het gekozen anker titan 51*12.5 mm in de berekening voldoet net niet. Het groutanker 60.3*12.5 mm zal wel voldoen (925 kN). Dit heeft effect op de berekende momenten en vervormingen maar dit zal niet significant zijn. In loop 2 of 3 dient het goede anker wel in de eindsituatie te worden meegenomen.

Het effect van zakkende grond op de ankers en de houdkracht van het groutlichaam zijn nog niet beschouwd. De verwachting is echter dat het meenemen van deze aspecten niet tot een heel ander ontwerp van de constructie leidt.

# 35. CONCLUSIES EN AANDACHTSPUNTEN

## 35.1 Conclusies

Op basis de uitgevoerde berekeningen en toetsingen zijn de volgende conclusies op te maken.

- De ankerkracht en de verticale vervorming is net te groot, in loop 2 of 3 dient dit te worden uitgewerkt. Voor nu is er gekozen voor een slag dikker anker dan in de berekening aangehouden.

# Onderbouwing inschatting langsconstructies

**INSCHATTING LANGSCONSTRUCTIES**

In onderstaande tabel is per locatie een inschatting gegeven van de benodigde lengte, planktype en de noodzaak voor verankering. Daarnaast is aangegeven op welke wijze de inschatting tot stand is gekomen.

**Tabel 0-1: Inschatting langsconstructies**

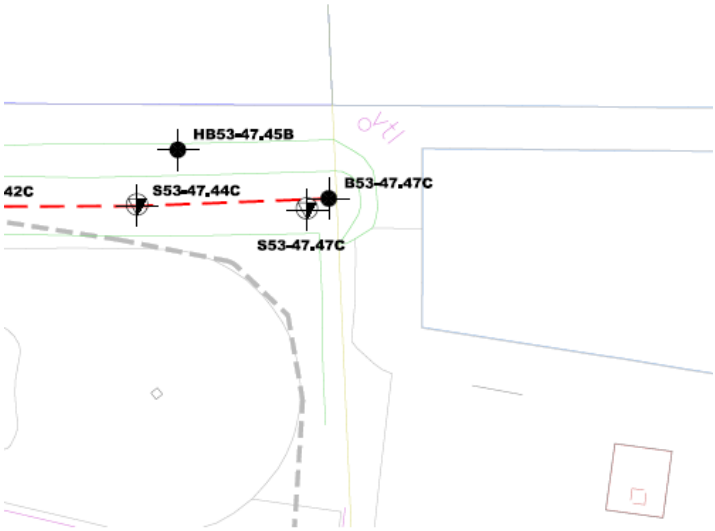
| Deel traject | Objectcode | Locatie | Bovenkant damwand [m t.o.v. NAP] | Lengte [m] | Damwand type + Staalkwaliteit | Verankering [ja/nee] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1a | OBJ-00140 | Damwand langs Zwolle-IJsselkanaal deel 1 | 1,35 | 12,35 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 1a | OBJ-00173 | Haven Grote Voorst deel 2 (Vervangen) | 1,5 | 12,5 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 1a | OBJ-00140 | Onder brug Spooldersluis (Vervangen) | 1,0 | 13,0 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 1a | OBJ-00140 | Opslagplaats Sluisdeuren (Vervangen) | 1,2 | 13,0 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 2b | OBJ-00172 | Damwand Balkegat buitenteen (Nieuw) (Variant A) | 0,0 | 8,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 2b | OBJ-00172 | Damwand Balkegat kruin (Nieuw) (Variant B) | 3,3 | 12,0 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 2c | OBJ-00156 | Damwand Varo deel 1 (Vervangen) | 0,8 | 15,0 | AZ24-700 (S240) | Nee |
| 2c | 15 | Damwand Varo deel 2 (Behoud bestaande damwand) | 1,0 | 14,0 | PSC26 (S355) | Nee |
| 2c | OBJ-00157 | Grondkering Zandbergen (Nieuw) | 2,5 | 11,5 | AZ24-700 (S240) | Nee |
| 2c/2d | OBJ-00158 | Damwand Hornbach (Vervangen) | 0,8 | 12,0 | AZ18-700 (S355) | Ja |
| 4a | OBJ-00161 | Damwand binnentalud (Nieuw | 2,5 | 12 | AZ28-700 (S240) | Nee |
| 4a | OBJ-00161 | Damwand binnenteen (Nieuw) | 1,3 | 10,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 4b | Niet bekend | Magriethaven (Behoud bestaande damwand) | 1,6 | 13,6 | AZ18-700 (S240) | Ja |
| 4c | OBJ-00161 | Damwand Klooienberg 1 (Vervangen) | 3,4 | 5,0 | AZ12-700 (S240) | Nee |
| 4c | OBJ-00161 | Damwand Klooienberg 2 (Vervangen) | 3,4 | 9,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |

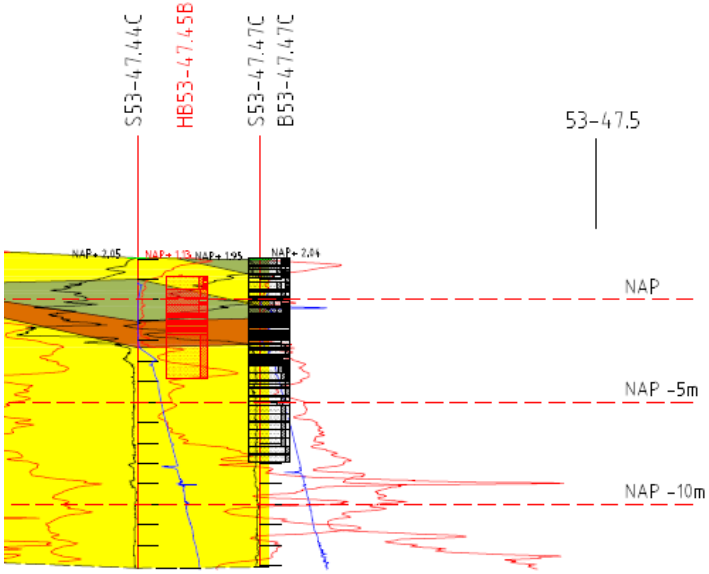
| Deel traject | Objectcode | Locatie | Bovenkant damwand [m t.o.v. NAP] | Lengte [m] | Damwand type + Staalkwaliteit | Verankering [ja/nee] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4d | Niet bekend | Jachthaven De Hanze (Vervangen) | 1,8 | 12,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 4d | Niet bekend | Zwolsch Watersportcentrum Noord (Nieuw) | 2,0 | 12,0 | AZ12-700 (S240) | Nee |
| 4d | Niet bekend | Zwolsch Watersportcentrum Zuid | 2,0 | 12,0 | AZ12-700 (S240) | Nee |
| 4d | OBJ-00105 | Damwand Kolk 92.1 | | | | n.t.b. |
| 4d | OBJ-00104 | Damwand Kolk 91.9 | | | | n.t.b. |
| 5a | OBJ-00166 | Damwand binnentalud 5a zuid (Nieuw) | 2,0 | 9,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 5a | OBJ-00119 | Damwand binnentalud 5a noord (Nieuw) | 2,0 | 8,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 5b | OBJ-00168 OBJ-00169 | Damwand binnentalud | 2,0 | 8,0 | AZ18-700 (S240) | Nee |
| 5b | 33 t/m 38 | Gemaal Westerveld | | | | n.t.b. |

# Inschatting damwandtypen nabij Scania-haven

Betreft objecten OBJ-00142 en OBJ-00199

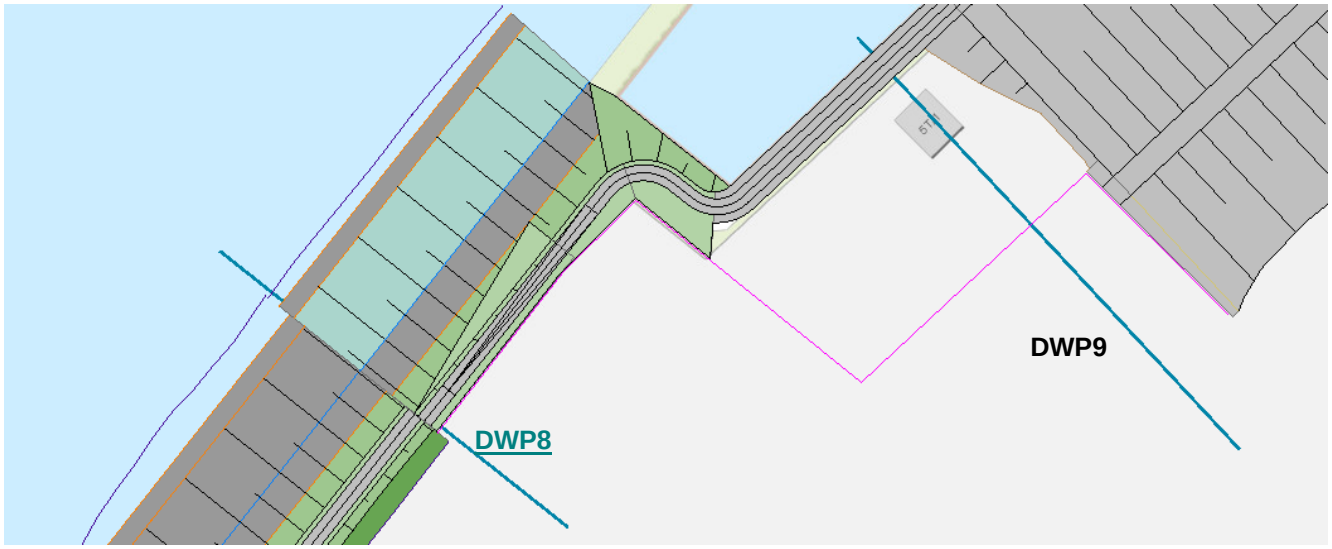
**Bodemopbouw**

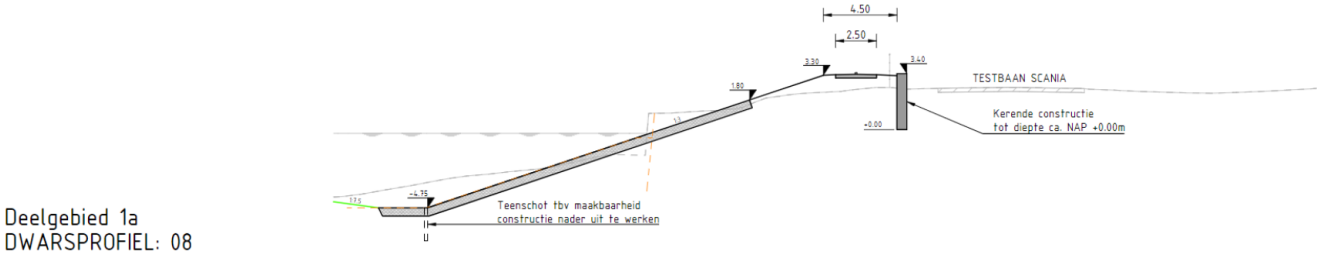


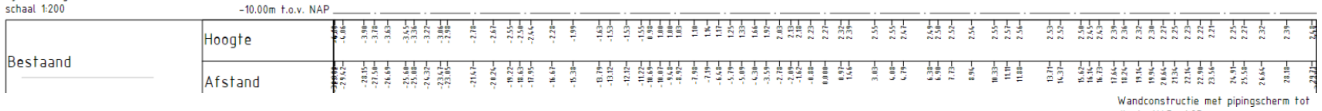

- Onderzijde cohesief pakket op NAP -2,2 m
- Bovenzijde cohesief pakket op NAP +1,0 m

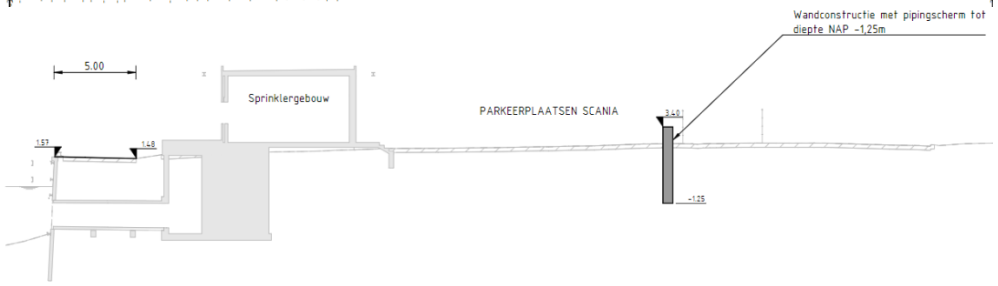
## Geometrie



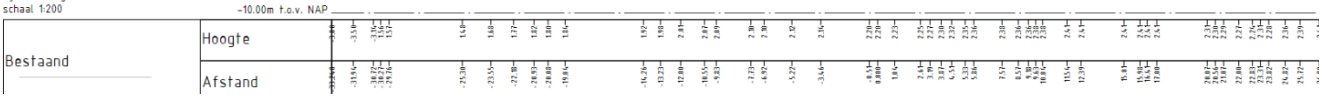




Deelgebied 1a
DWARSPROFIEL: 08
t.o.v. as: ALG-ALM-00-M3-VO
bij metrering 900
schaal 1:200

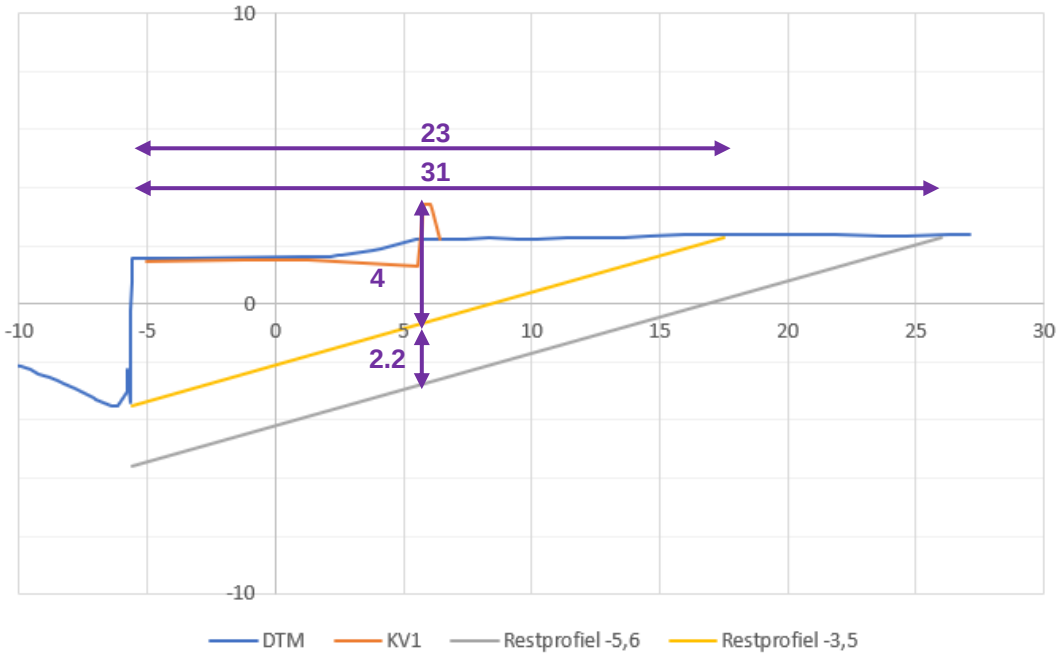


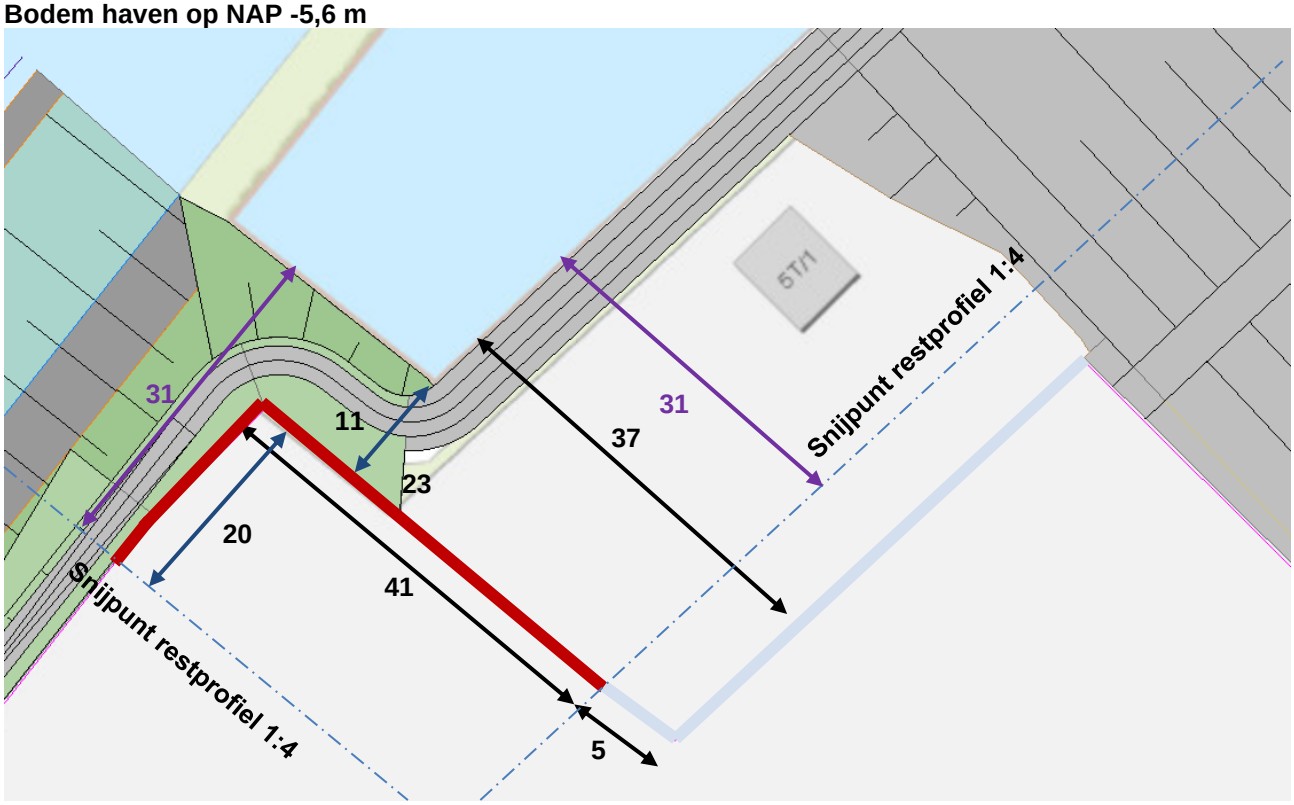

Deelgebied 1a
DWARSPROFIEL: 09
t.o.v. as: ALG-ALM-00-M3-VO
bij metrering 1015
schaal 1:200



**Bepaling restprofiel en afstanden**



**Bodem haven op NAP -5,6 m**




Rode damwand:

- Bovenkant damwand op NAP 3,40 m
- Geschatte planklengte 18,5 m (vuistregel 1/3 2/3 na restprofiel).
- AZ24-700
- Onverankerd

Na 31 m vanaf damwand haven Scania kan indien mogelijk een lichtere variant worden geplaatst totdat de kerende hoogte wordt gewaarborgd met een grondoplossing.

Blauwe damwand:

Deze damwandwand heeft buitenwaarts geen grondkerende functie meer. Ligt buiten het 1:4 restprofiel bij een waterdiepte van NAP -3,5 m in haven.

- Maaiveld circa +2,1 à 2,2 m NAP.
- Damwand steekt dus 1,3 à 1,2 m uit.
- In ontwerp is rekening gehouden met heavescherm tot NAP -1,0 vanwege zandlaag aan oppervlak. Van opbarsten is geen sprake.
- Onderkant cohesieve laag is gelegen op: NAP -2,2 m

*Aandachtspunt*. Onderzijde ontwerp heavescherm staat in de klei. Indien voor damwandoplossing wordt gekozen betekent dit dat de kerende hoogte wordt gewaarborgd door een damwand gefundeerd in de klei. Indien damwand. Indien gekozen wordt voor een damwand in het zand dan worden de volgende eigenschappen ingeschat.

- AZ14-700

- Geschatte planklengte 3,4 +2,2 +2 = 7,6 afgerond op 8,0 m.
- Onverankerd

# Bijlage 9. Achtergrond betrouwbaarheid sluiting coupures

# 1. ALGEMENE BESCHOUWING BETROUWBAARHEID SLUITING

## 1.1 Uitgangspunten en methode

De betrouwbaarheid sluiting van coupures moet voldoen aan de vastgestelde faalkanseis voor het betreffende deeltraject. De kans op niet sluiten van de coupure (Pns, [per vraag]) door falen van het hoogwateralarmeringssysteem, door falen in de mobilisatie, een bedieningsfout of als gevolg van een technische storing, is hiervoor bepaald. Met de uitkomst van de Pns is de maximale overschrijdingsfrequentie berekend, volgens de volgende formule:

$$\text{Terugkeertijd} = \frac{1}{\text{Overschrijdingsfrequentie}} = \frac{\text{Faalkanseis } P_f \left[\frac{1}{\text{jaar}}\right]}{\text{Kans op niet sluiten Pns } \left[\frac{1}{\text{vraag}}\right]} \qquad [[2]]$$

Met:
$P_f$ = faalkanseis [1/jaar]
$P_{ns}$ = kans op niet sluiten [1/vraag]

Met deze overschrijdingsfrequentie is de benodigde drempelhoogte van de coupures beschouwd, waarmee kan worden bepaald of de betreffende coupure voldoet.

## 1.2 $P_{ns}$ o.b.v. scoretabellen

Op dit normtraject geldt, zoals beschreven in de uitgangspunten, een faalkanseis van 1/750.000 per jaar ($1{,}33 \cdot 10^{-6}$ per jaar). Uit de scoretabellen uit de Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen [[3]], volgt voor een coupure met schotbalken (handmatig te sluiten) een $P_{ns,}$ de faalkans op niet sluiten, van $1{,}21 \cdot 10^{-4}$ per vraag. Deze scoretabellen zijn opgenomen in Bijlage 1: Scoretabellen kans op niet sluiten. Om aan deze $P_{ns}$ te voldoen, volgen een aantal aandachtspunten voor (inrichting van) het beheer. Deze zijn aan het eind van deze memo onder elkaar gezet.

## 1.3 Overschrijdingsfrequentie

Volgens vergelijking 1 is de overschrijdingsfrequentie van de buitenwaterstand over het drempelniveau van de coupure:

$$\text{Terugkeertijd} = \frac{1}{\text{Overschrijdingsfrequentie}} = \frac{P_f}{\text{Pns}} = \frac{1{,}33 \times 10^{-6}}{1{,}21 \times 10^{-4}} = \frac{1}{90.75} \text{ per jaar}$$

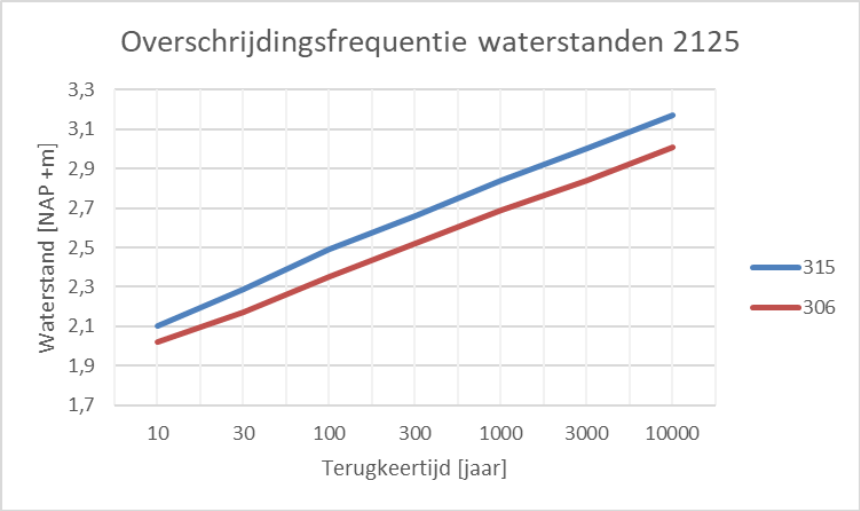
Met:
$P_f$ = faalkanseis [1/jaar]
$P_{ns}$ = kans op niet sluiten [1/vraag]

Voor coupure 1 t/m 6 is de ontwerpwaterstand bij punt 315 (ZW_1_53-3_dk_00315) in Hydra-NL bepaald. Voor coupure 4 is de verwachte bodemdaling tot en met 2125 meegenomen en voor coupure 5 en 6 is daarnaast ook nog sprake van een ontgrondingskuil door een naastgelegen waterleiding. Voor coupure 7 t/m 10 is punt 306 in Hydra-NL gebruikt.

**Tabel 1.1 Coupures en de bijbehorende maaiveldhoogtes in 2125 en het waterniveau bij de overschrijdingsfrequentie van 1/91 jaar**

| | Omschrijving Locatie | Maaiveldhoogte 2125 [NAP + m] | Niveau bij overschrijdingsfrequentie 1/91 jaar [NAP + m] |
|---|---|---|---|
| Coupure 1 | C&I 1 | 2,50 | 2,47 |
| Coupure 2 | C&I 2 | 2,42 | 2,47 |
| Coupure 3 | IJzerleeuw 1 | 2,38 | 2,47 |
| Coupure 4 | IJzerleeuw 2 | 2,17* | 2,47 |
| Coupure 5 | IJzerleeuw 3 | 2,14* | 2,47 |
| Coupure 6 | Van der Kamp | 2,27* | 2,47 |
| Coupure 7 | VARO | 1,47 | 2,31 |
| Coupure 8 | Leenman 1 | 1,52 | 2,31 |
| Coupure 9 | Leenman 2 | 1,45 | 2,31 |
| Coupure 10 | Triferto | 1,55 | 2,31 |

***** t/m 2125 23cm bodemdaling is meegenomen, zoals beschreven in de TUN




**Figuur 1: overschrijdingsfrequentielijn voor waterstanden in 2125 op twee verschillende locaties**

## 2. BETROUWBAARHEID SLUITING COUPURES LEENMAN/TRIFERTO

Op basis van voorgaande beschouwing van betrouwbaarheid sluiting blijkt dat de coupures bij Leenman en Triferto niet voldoen bij een afleiding van $P_{ns}$ met scoretabellen. Daarom volgt in dit hoofdstuk een gedetailleerdere beschouwing.

Volgens de WOWK wordt de faalkans op niet sluiten als volgt bepaald:

De faalkans voor *niet sluiten* $P_{f,KW,ns}$ volgt uit de faalboom in Figuur 17. Hierin zijn de volgende gebeurtenissen te onderscheiden:

1. Het kunstwerk staat open bij een naderend hoogwater, oftewel er is een noodzaak tot sluiting ($P_{open}$).
2. Falen van de hoogwatersluiting van het kunstwerk ($P_{ns}$) en falen van herstel van de gefaalde reguliere sluiting ($P_{f,herstel}$).
3. Bezwijken van de bodembescherming achter het kunstwerk (grenstoestandfunctie $Z_{NS1}$).
4. Bezwijken van het kunstwerk als geheel nadat bezwijken van de bodembescherming heeft plaatsgevonden (grenstoestandfunctie $Z_{NS2}$).
5. Overschrijden van het kombergend vermogen (grenstoestandfunctie $Z_{NS3}$).

Uit de faalboom in Figuur 17 is op te maken dat geldt:

$$P_{f,KW,NS} = P_{open} \cdot P_{ns} \cdot P_{f,herstel} \cdot P(\{Z_{NS1} < 0 \; EN \; Z_{NS2} < 0\} \; OF \; Z_{NS3} < 0)$$

- $P_{f,KW,NS}$ : mag niet groter zijn dan de faalkanseis
- $P_{open}$: 1. De coupure staat normaal altijd geopend. Bij noodzaak tot sluiten bij naderend hoogwater, staat de coupure dus altijd open en is de kans op openstaan dus gelijk aan 1
- $P_{f,herstel}$: = 1. De kans op herstel wordt vooralsnog buiten beschouwing gelaten. Overigens zit herstel voor een deel al impliciet zit verwerkt in de scoretabellen:
    - E2, mobilisatie: ‘Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de mobilisatieregeling?’
    - E3, bedieningsfout: ‘Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de sluitprocedure?’
    - E4, falen als gevolg van technische storing: ‘Is er in het sluitprotocol geanticipeerd op dit risico van belemmering?’
- $P_{ns}$: bepaald met de scoretabellen Betrouwbaarheid Sluiten. Hierbij zijn de verschillende aspecten geoptimaliseerd:
    - E1 Score falen hoogwateralarmeringssysteem: 6
    - E2 Score falen mobilisatie: 5
    - E3 Score bedieningsfout: 5
    - E4 Score falen als gevolg van technische storing: 4
        - ➔ $P_{ns} = 10^{-E1} + 10^{-E2} + 10^{-E3} + 10^{-E4} = 10^{-6} + 10^{-5} + 10^{-5} + 10^{-4}$
        - ➔ $P_{ns} = 1{,}21 * 10^{-4}$ per vraag
- $P(\{Z_{NS1} < 0 \; EN \; Z_{NS2} < 0\} \; OF \; Z_{NS3} < 0)$ Hier wordt gekeken naar ZNS3: het overschrijden van het kombergend vermogen, waarbij een kombergend vermogen van 0 wordt aangehouden. Het aantal sluitvragen per jaar bepaalt dat de faalkans volgt uit de overschrijdingsfrequentie van de drempelhoogte. Immers: bij onbedoeld open staan terwijl de

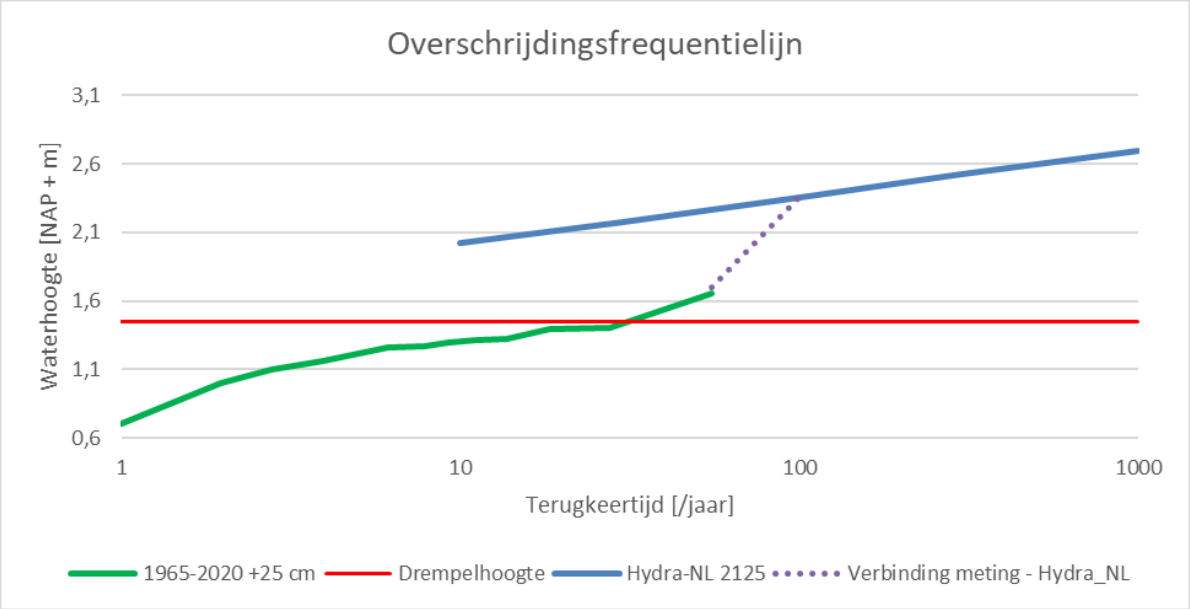
buitenwaterstand de drempelhoogte overschrijdt, vindt direct instroming plaats met significante gevolgen. De overschrijdingsfrequentie van de drempelhoogte van NAP +1,45m moet bepaald worden. In Figuur 1 is te zien dat dat bij deze overschrijdingsfrequentie niet met Hydra-NL kan, omdat dit vaker dan 1/10 jaar is. In die range is Hydra-NL niet betrouwbaar.
Bij de Spooldersluis is een meetpunt beschikbaar van de waterstanden vanaf 1965. Hieronder wordt beschouwd of deze meetreeks bruikbaar is om de overschrijdingsfrequentie van de drempelhoogte van NAP +1,45m te bepalen.

## 2.1 Analyse bruikbaarheid meetreeks meetpunt Spooldersluis binnen

Van het RWS-meetpunt Spooldersluis Binnen (aan de binnenzijde van de sluis aan het Zwolle-IJsselkanaal) is een lange meetreeks beschikbaar (1964-2020). Om de bruikbaarheid voor het ontwerp in te schatten zijn een aantal zaken geverifieerd:

- Het Zwolle-IJsselkanaal is in de winter van 1964 in gebruik genomen, dus vanaf 1965 zijn de data representatief aan de huidige situatie. Zie ook Figuur 3 voor de data. De meetdata uit 1964 zijn zekerheidshalve niet gebruikt in de analyse.
- Het meetpunt Spooldersluis Binnen ligt niet op dezelfde locatie als het gebruikte uitvoerpunt in Hydra-NL (306) voor de betreffende coupures. Daarom is de waterstand bij de coupures vergeleken met de waterstand op het Hydra-NL punt dat het dichtstbij de Spooldersluis ligt (318), waarbij op beide punten de waterstanden zijn doorgerekend naar zichtjaar 2125. Op beide punten wordt een stijging van 20 cm verwacht tussen 2023 en 2125, waarbij de waterstand op punt 318 uitkomt op NAP +2,50m en op punt 306 op NAP +2,35m, beide bij een norm van 1/100 jaar. Hieruit kan dus verwacht worden dat de waterstand in 2125 bij de coupures Leenman en Triferto lager is dan de waterstand bij de Spooldersluis Binnen[1]. Door de verwachte waterstijging in Hydra-NL tussen 2023 en 2125 door te voeren op de waterstanden gemeten bij de Spooldersluis, wordt dan ook een conservatief beeld verkregen van de overschrijdingsfrequenties van waterstanden voor het ontwerp van de coupures. Dit is een conservatief beeld dat dichterbij de werkelijkheid lijkt te liggen dan de waterstanden voor korte terugkeertijden die zijn berekend in Hydra-NL.
- De overschrijdingsfrequentielijn uit Hydra-NL en obv de meetreeks bij de Spooldersluis zijn voor 2125 weergegeven in Figuur 1, waarbij moet worden opgemerkt dat de waardes van Hydra-NL en de Spooldersluis ver uit elkaar liggen. Gezien de analyse van de meetreeks bij de Spooldersluis wordt daar meer waarde aangehecht dan de lijn van Hydra-NL.

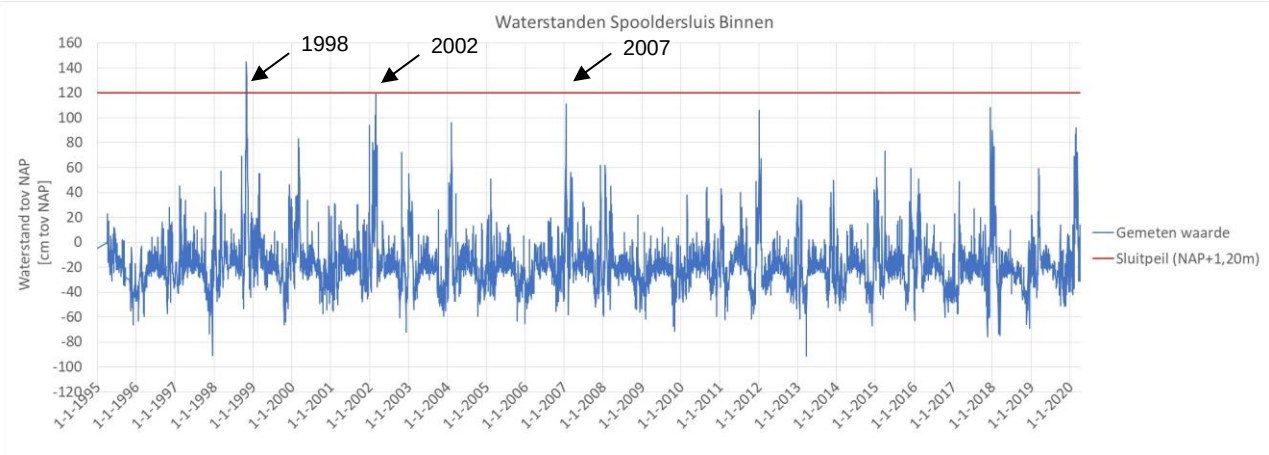
[1] Zoals ook opgemerkt in de TUN is het niet waarschijnlijk dat er tussen de lokale waterstanden bij de Spooldersluis en Leenman een verschil van 16 centimeter ontstaat. Maar dat is voor deze analyse niet relevant.




**Figuur 2 overschrijdingsfrequenties meetreeks bij Spooldersluis en mbv Hydra-NL**

## 2.2 Verificatie met beheerder mbt meetreeks Spooldersluis

Voor een extra check van de meetreeks bij Spooldersluis Binnen, zijn beheerders gevraagd naar het aantal sluitingen in de voorbije jaren. De grafiek met waterstanden bij Spooldersluis Binnen vanaf 1965 en het sluitpeil van de coupures van NAP +1,20m zijn in Figuur 3 weergegeven. Beheerders geven aan dat coupures sinds 1995 2x gesloten zijn geweest (1998 en 2002). In 2007 is er vervolgens ook nog een sluiting geweest waarbij de schotbalken geplaatst zijn, maar er geen grond is aangebracht tussen de schotbalken, omdat de waterstand wellicht het sluitpeil van 1,20m zou bereiken, maar niet de drempelhoogte. Het blijkt dus dat de gegeven waterstanden en het handelen van de beheerders goed overeenkomen. Data kunnen hiermee beschouwd worden als een goede representatie van de situatie in het verleden.




**Figuur 3: waterstanden Spooldersluis Binnen**

## 2.3 Conclusie

Het gebruik van de meetreeks met de waterstanden bij de Spooldersluis Binnen is, zoals hierboven beschreven, dus gerechtvaardigd voor het bepalen van de overschrijdingsfrequenties bij de drempelhoogte van NAP+1,45m. Gebruikmakend van de gegevens in Figuur 1, geeft die drempelhoogte een overschrijdingsfrequentie van 1/28 jaar. Met een $P_{ns}$ van $1{,}21*10^{-4}$ per vraag, zoals bepaald in hoofdstuk 1, leidt dat tot een $P_f$ van $P_f=P_{ns}$*overschrijdingsfrequentie= $1{,}21*10^{-4}$ * 1/28 = $4{,}32*10^{-6}$ per jaar, dat is groter dan de faalkanseis van $1{,}33*10^{-6}$ per jaar. De coupures voldoen dus niet volgens deze eisen. Dit kan worden opgelost op twee manieren:

1. Aanscherpen van de overschrijdingsfrequentie door het ophogen van de drempelhoogte. Om met de gegeven $P_{ns}$ te voldoen aan de $P_f$ is een overschrijdingsfrequentie van 1/91 jaar nodig. Dit staat gelijk aan een drempelhoogte van NAP +2,4m. Dat is niet realistisch.
2. Aanscherpen van de $P_{ns}$: bij de gegeven $P_f$ van $1{,}33*10^{-6}$ per jaar en de overschrijdingsfrequentie van 1/28 jaar bij een drempelhoogte van NAP +1,45m, is een $P_{ns}$ van maximaal $3{,}73*10^{-5}$ per vraag nodig. In deze situatie is het de beste oplossing om te kijken of deze $P_{ns}$ verder geoptimaliseerd kan worden.

## 2.4 Optimalisatie Pns

Zoals in hoofdstuk 1 al is gegeven, is de faalkansscore als gevolg van technisch falen het faalmechanisme dat hier bepalend is voor de grootte van de $P_{ns}$. Deze kan met de scoretabellen niet verder geoptimaliseerd worden zonder met een tweede keermiddel te gaan werken. Dat is hier niet wenselijk. Met behulp van de scoretabellen is de $P_{ns}$ dan ook niet verder te optimaliseren. Daarom wordt technisch falen hier nader bekeken met een foutenboom. Hiervoor worden eerdere foutenbomen en bijbehorende logboeken nader bekeken:

- Foutenboom gemaakt voor de coupure bij Den Oever
- Foutenboom gemaakt voor de Berkelkade
- Foutenboom gemaakt voor de keersluis bij Broekerhaven. Deze is echter iets minder relevant, gezien het ging om een keersluis.

De foutenboom voor de coupures bij Leenman en Triferto op basis van bovenstaande foutenboom is weergegeven in Bijlage 2. Het bijbehorende logboek is te vinden in Bijlage 3. De verkregen $P_{ns}$ als gevolg van technisch falen is $3{,}0*10^{-6}$ per vraag. Wordt dit ingevuld in de onderstaande formule, waarbij de scores voor falen hoogwateralarmeringssysteem, mobilisatie en bedieningsfout zijn bepaald met behulp van de scoretabellen, wordt het volgende verkregen:

- E1 Score falen hoogwateralarmeringssysteem: 6
- E2 Score falen mobilisatie: 5
- E3 Score bedieningsfout: 5
- E4 Score falen als gevolg van technische storing: $3{,}0*10^{-6}$
  - ➔ $Pns = 10^{-E1} + 10^{-E2} + 10^{-E3} + 1{,}08*10^{-5} = 10^{-6} + 10^{-5} + 10^{-5} + 1{,}08*10^{-5}$
  - ➔ $Pns = 2{,}45*10^{-5}$ per vraag.

De eis is $3{,}73*10^{-5}$ per vraag. Hiermee voldoet de betrouwbaarheid sluiting van de coupures dus. Om deze Pns te mogen hanteren, zijn er echter wel een aantal eisen gesteld.

Bij het verkrijgen van deze waardes is overleg geweest met WDODelta, waarna de kans van een defecte sponning door een aanrijding op $1{,}0*10^{-4}$ per vraag is gezet, afwijkend van Den Oever en de Berkelkade. Om die kans te kunnen hanteren, moeten ontwerpmaatregelen getroffen worden in het DO om een

aanrijding te voorkomen met dusdanige schade de sponning defect raakt, waarbij defect omschreven wordt als:

- schotbalken niet meer geplaatst kunnen worden EN/OF
- de krachten van de hoogwaterbelasting niet meer afgedragen kunnen worden

Een andere kansrijke optie die is bekeken om technisch falen te kunnen reduceren, is om meer onderzoek te doen naar beschikbare tijd voor herstel en op basis daarvan de faalkans van herstel te reduceren. Omdat het binnen dit watersysteem echter onzeker is hoeveel tijd beschikbaar is tussen optreden van het sluitpeil en het moment dat de buitenwaterstand het drempelniveau overschrijdt, heeft het sterk de voorkeur om maatregelen te treffen waarbij de kans op aanrijding met significante schade wordt teruggedrongen, zoals hierboven beschreven.

### 2.5 Conclusie

De betrouwbaarheid sluiting van de coupures bij Leenman en Triferto voldoen onder de voorwaarde dat er in het DO maatregelen getroffen worden zodat de kans op aanrijding met significante schade wordt verkleind. Waarbij onder significante schade wordt verstaan dat:

- De schotbalken niet meer geplaatst kunnen worden EN/OF
- De krachten van de hoogwaterbelasting niet meer afgedragen kunnen worden

### 2.6 Aandachtspunten voor beheer

Om aan de faalkans op niet sluiten te voldoen, zijn er de volgende aandachtspunten voor het beheer:

- Het hoogwateralarmeringssysteem van Rijkswaterstaat moet jaarlijks gecontroleerd worden
- Er is een tweede methode voor hoogwateralarmering waar de beheerder verantwoordelijk voor is en die ook vastgelegd dient te zijn, dat waarschuwt bij hoogwater indien de alarmering via Rijkswaterstaat niet tot stand kan worden gebracht
- Er is een schriftelijk vastgelegde up-to-date mobilisatieregeling, inclusief standby-regeling en terugmeldingssysteem
- De mobilisatie, sluitprocedure en sluiting worden jaarlijks geoefend, de ervaringen daarvan worden teruggekoppeld en verbeteringen worden doorgevoerd indien nodig.
- Het keermiddel wordt minstens twee keer per jaar gecontroleerd en wordt geïnspecteerd op ernstige vervuiling / aangroei voorafgaand aan het hoogwaterseizoen
- Er zijn mogelijkheden tot herstel die ook opgenomen zijn in de mobilisatieregeling. Het is van belang in de Vecht-IJsseldelta dat dit goed vastgelegd is
- Er is een onderhoudsplan voor het keermiddel dat wordt nageleefd
- Om aanrijdingen te voorkomen als de coupures gesloten zijn is het verstandig een wegafzetting / bigbags te plaatsen
- Ter overweging: extra staanders meenemen bij initiële mobilisatie om direct een eventueel defect element te kunnen vervangen
- Ter overweging: teruggekeerde elementen onafhankelijk door 2 personen laten controleren, waardoor faalkans door het meenemen van beschadigde elementen nog verder afneemt
- Sponningen moeten vervangbaar zijn om bij beschadiging te kunnen vervangen. Reserve sponningen moeten op voorraad zijn in de opslag

## 3. REFERENTIES


[1] Waterinfo.rws.nl, Datum: 7-4-2020

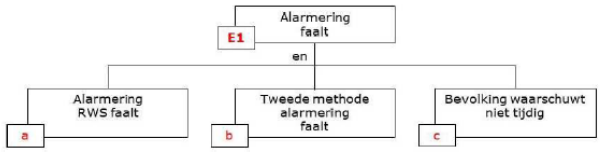
[2] Schematiseringshandleiding Betrouwbaarheid Sluiting Kunstwerk, Ministerie van Infrastructuur en Waterstaat, 28 November 2019, Versie 2

[3] Werkwijze bepalen kans op niet sluiten per sluitvraag met scoretabellen, Rijkswaterstaat, 1 November 2017

[4] Technische Uitgangspunten Notitie Waterveiligheid (TUN), Planuitwerkingsfase, Dijkteam Alliantie Zwolle, Versie 1.0, 07-10-2019

# Bijlage 1: Scoretabellen kans op niet sluiten

**Tabel 1: Scoretabel falen hoogwateralarmeringssysteem**




| Vraag | | Score | Antwoord | Punten | Opmerking |
|---|---|---|---|---|---|
| a | Wordt het contact met Rijkswaterstaat tenminste jaarlijks geverifieerd? | ja: a=4<br>nee: a=0 | ja | | |
| | | | a = 4 | | |
| b | Is er een tweede methode voor hoogwateralarmering? | ja: b=2<br>nee: b=0 | ja | | |
| | | | b = 2 | | |
| c | Is er een mogelijkheid dat de bevolking tijdig waarschuwt? | ja: c=1<br>nee: c=0 | nee | | |
| | | | c = 0 | | |
| E1 | Kunstwerk niet sluiten door falen alarmering (eindscore) | E1=a+b+c | E1 = 6 | | |

| E | score |
|---|---|
| $E_1$ | 6 |
| $E_2$ | 5 |
| $E_3$ | 5 |
| $E_4$ | 4 |
| $P_{ns}$ | 1,21E-04 |

**Toelichting vragen:**

**a. Verificatie contact met Rijkwaterstaat**

De hoogwateralarmering van Rijkswaterstaat (Watermanagement Centrum Nederland WMCN) wordt in de regel via een geautomatiseerd systeem afgegeven aan onder andere de waterkeringsbeheerders. Veelal loopt dit contact via verschillende lijnen:
- Een officiële telefonisch melding.
- Dagelijkse digitale berichten (email).
- Geautomatiseerde verstrekking van meetgegevens van LMW meetstations (continu), actie ligt bij beheerder zelf om dit te raadplegen

Daarnaast raadplegen beheerders veelal internet (bijvoorbeeld waterberichtgeving.rws.nl) of andere media.

Dit contact moet geborgd zijn en moet jaarlijkse gecontroleerd worden. Borging vindt plaats door het maken van sluitende afspraken met Rijkswaterstaat. De jaarlijkse controle vindt plaats in een uitgebreider contact, waarbij wordt nagegaan of de gemaakte afspraken nog accuraat zijn en contactlijsten zijn bijgewerkt.

Randvoorwaarde voor het gebruik van de scoretabel is dat de medewerkers van de calamiteitenorganisatie (verantwoordelijk voor Mobilisatie) direct toegang hebben tot de ontvangen meetresultaten van het LMW en op de mailinglijst staan van WMCN voor het verkrijgen van de dagelijkse update via de mail. Jaarlijks dient de adressenlijst en ontvangst van meetgegevens voor deze personen gecontroleerd te worden.

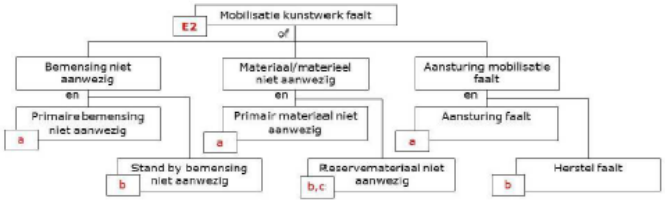
**b. Tweede methode hoogwateralarmering**

De hoogwateralarmering via Rijkwaterstaat kan in extreme gevallen niet tot stand gebracht worden. Bijvoorbeeld door grootschalige stroomuitval, verbelasting van het systeem of andere calamiteiten. Ook kan het voorkomen dat de voorspelling van RWS niet correct is of dat meetstations geen meetresultaten afgeven. In die gevallen is een tweede waarschuwingssysteem nodig. Dit kan bestaan uit lokale metingen, het volgen van het weerbericht of andere methoden, waar de beheerder zelf direct voor verantwoordelijk is. De beheerder dient te hebben vastgelegd welke andere bronnen worden geraadpleegd, wanneer dit gebeurt en wie daar verantwoordelijk voor is.

**c. Bevolking waarschuwt niet tijdig**

In bebouwd gebied mag verwacht worden dat de bevolking waarschuwt als een kunstwerk nog open staat op het moment dat het water dreigt in te stromen. Met name bij kunstwerken waar de keermiddelen in het zicht zitten (met name coupures maar ook keersluizen) is de kans klein dat de beheerder dan niet alsnog wordt gewaarschuwd. Deze waarschuwingswijze is niet te vatten in een hoogwaterdraaiboek en formeel zou er volgens de voorliggende werkwijze dan geen betrouwbaarheid aan toegekend mogen worden. Voor dit aspect wordt echter een uitzondering gemaakt.

**Tabel 2: Scoretabel falen mobilisatie**




| Vraag | | Score | Antwoord | Punten | Opmerking |
|---|---|---|---|---|---|
| a1 | Is er een schriftelijk vastgelegde up-to-date mobilisatieregeling, inclusief standby-regeling en terugmeldingssysteem? | ja<br>nee | ja | | |
| a2 | Wordt de mobilisatie jaarlijks geoefend? | ja<br>nee | ja | | |
| a3 | Worden de ervaringen van de oefening en mobilisaties teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatieregeling? | ja<br>nee | ja | | |
| a4 | Tussenscore: Zijn de vragen a1 t/m a3 allemaal met ja beantwoord? | ja: a4 = 4<br>nee: a4 = 0 | ja | | |
| | **antwoord** | | **a4 = 4** | | |
| b | Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de mobilisatieregeling?<br>NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord is ook geen herstel mogelijk!<br>NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is | ja: b = 1<br>nee: b = 0 | ja | | Goed uitdenken en vastleggen, mag in principe niet meegenomen worden binnen gebied Vecht-IJsseldelta |
| | **antwoord** | | **b = 1** | | |
| c | Indien coupure zonder permanent keermiddel: zijn de kerende elementen op dezelfde plaats opgeslagen als de reserve-elementen? | ja: c = -1<br>nee/nvt: c = 0 | nee | | conservatief aangenomen -> checken! |
| | **antwoord** | | **c = 0** | | |
| E2 | | **E2= a4+b+c** | **E2 = 5** | | |

| E | score |
|---|---|
| $E_1$ | 6 |
| $E_2$ | 5 |
| $E_3$ | 5 |
| $E_4$ | 4 |
| $P_{ns}$ | 1,21E-04 |

**Toelichting vragen:**

**a. Draaiboek inclusief gebruik en beheer van het draaiboek**

De drie vragen die onder a zijn genoemd, betreffen de mobilisatieregeling, het oefenen daarmee en het verwerken van ervaringen die bij de oefeningen worden opgedaan. Indien alle drie de vragen met "ja" beantwoord worden, is het antwoord bij a4 (tussenscore) "ja", anders is het antwoord "nee".

*a1. Mobilisatieregeling*

Om voldoende betrouwbaarheid te verkrijgen moeten alle handelingen die nodig zijn om de mobilisatie te realiseren zijn vastgelegd in een draaiboek. In hoofdlijn betreft het communicatie en transport, maar de details zullen per organisatie anders zijn. Verwezen wordt naar de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] voor een overzicht van aspecten die minimaal vastgelegd moeten zijn.

*a2. Jaarlijkse oefening*

Een jaarlijkse oefening is nodig om bij het betrokken personeel voldoende routine te verkrijgen en om onvolkomenheden in het systeem of veranderingen in de omgeving op te merken. Ook personeel van andere organisaties die betrokken zijn bij de sluiting moeten aan de oefening mee doen. Dit kunnen aannemers zijn die personeel, materiaal of materieel leveren, maar ook bijvoorbeeld gemeenten of provincies die een taak hebben bij het sluiten van een kunstwerk. Het is niet noodzakelijk dat al het personeel bij een oefening is betrokken. Wel moeten alle sleutelfunctionarissen mee doen met de oefening en moet duidelijk zijn dat de overige betrokkenen eenvoudig aangestuurd kunnen worden, ook als deze niet of minder geoefend hebben.

*a3. Terugkoppeling ervaringen*

Het is van belang dat de ervaringen die bij de oefeningen of daadwerkelijke sluitingen zijn opgedaan worden teruggekoppeld en in het draaiboek worden verwerkt. Hiermee worden kennelijke fouten of onvolkomenheden in de mobilisatieregeling gecorrigeerd en wordt de regeling aangepast aan veranderde externe omstandigheden.

**b. Mogelijkheden tot herstel**

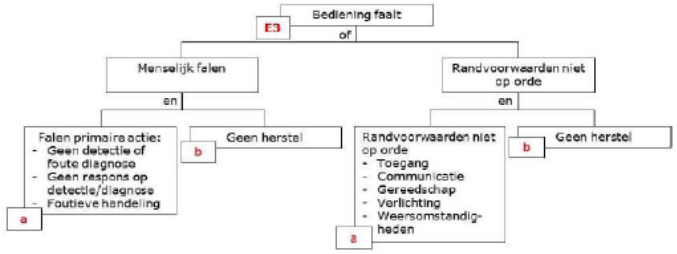
Er zijn mogelijkheden tot herstel als opgemerkt wordt dat een stap in de mobilisatie niet goed is verlopen én er personeel dan wel materieel of materiaal beschikbaar is om deze stap alsnog uit te voeren. Mogelijkheden tot herstel kunnen alleen in rekening gebracht worden als deze in het draaiboek en de mobilisatieregeling zijn opgenomen. Er moet daarom vooraf zijn nagedacht over risico's en back-up maatregelen. Dit kan betrekking hebben op alle aspecten die een rol spelen bij de mobilisatie: personeel, materieel, materiaal en transport.

Daarnaast is het van belang dat er voldoende tijd beschikbaar is. Om na te gaan of er voldoende tijd beschikbaar is moet de gehele sluitoperatie worden beschouwd en moet de tijdlijn daarvan in relatie tot het verloop van de hoogwatergolf in de tijd in kaart gebracht worden. In de gedetailleerde toets mogen herstelacties niet in rekening gebracht worden in het kust- en merengebied, tenzij er sprake is van een permanent aanwezig keermiddel. In dat geval is de benodigde tijd voor het treffen van een herstelmaatregel doorgaans ook korter en mag wel met een kans op herstel worden gerekend. Overgangsgebieden, zoals Rijn-Maasmond en Vecht-IJsseldelta, worden onder kust- en merengebied geschaard, omdat hoogwaters minder goed voorspeld kunnen worden en meestal groter stijgsnelheden kennen dan in het bovenrivierengebied. De beheerder kan hier onderbouwd van afwijken.

**c. Bij coupure zonder permanent keermiddel: ligt al het materiaal op één plaats?**

Als al het materiaal dat benodigd is voor sluiting van een coupure samen met het eventuele reservemateriaal voor een noodkering op dezelfde locatie is opgeslagen, dan kan het ook door één en dezelfde gebeurtenis in onbruik raken (denk aan brand of diefstal). Dit is eenvoudig te ondervangen door het reservemateriaal op een andere locatie op te slaan. Indien dit niet het geval is, neemt de faalkans met een factor 10 toe en de score dus met 1 af.

**Tabel 3: Scoretabel Bedieningsfout**




| Vraag | | Score | Antwoord | Punten | Opmerking |
|---|---|---|---|---|---|
| a1 | Is een sluitprocedure aanwezig? | ja<br>nee | ja | | |
| a2 | Wordt de sluitprocedure minstens eenmaal per jaar geoefend? | ja<br>nee | ja | | |
| a3 | Worden de ervaringen van de oefening en bediening teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de sluitproceduren? | ja<br>nee | ja | | |
| a4 | Tussenscore: zijn de vragen a1 t/m a3 allemaal met ja beantwoord? | ja: a4 = 3<br>nee: a4 = 0 | ja | | |
| | **antwoord** | | **a4 = 3** | | |
| b | Zijn er mogelijkheden tot herstel en zijn die opgenomen in de sluitprocedure?<br>NB1: als vraag a1, a2 of a3 met 'nee' is beantwoord, dan is ook geen herstel mogelijk<br>NB2: voor een kunstwerk in het kust- of merengebied alleen van toepassing als er een permanent keermiddel aanwezig is | ja: b = 2<br>nee/nvt: b = 0 | ja | | Goed uitdenken en vastleggen, mag in principe niet meegenomen worden binnen gebied Vecht-Ijsseldelta |
| | **antwoord** | | **b = 2** | | |
| E3 | Kunstwerk niet sluiten door falen bediening | $E_3 = a4+b$ | **E3 = 5** | | |

| E | score |
|---|---|
| $E_1$ | 6 |
| $E_2$ | 5 |
| $E_3$ | 5 |
| $E_4$ | 4 |
| $P_{ns}$ | 1,21E-04 |

**Toelichting vragen:**

**a. Draaiboek inclusief gebruik en beheer van het draaiboek**

De drie vragen die onder a zijn genoemd, betreffen de sluitprocedure, het oefenen daarmee en het verwerken van ervaringen die bij de oefeningen worden opgedaan. Indien alle drie de vragen met "ja" beantwoord worden, is het antwoord "ja", anders is het antwoord "nee".

*a1. Sluitprocedure*

Om voldoende betrouwbaarheid te verkrijgen moeten alle handelingen die nodig zijn bij de bediening zijn vastgelegd in een draaiboek. Verwezen wordt naar de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] voor een overzicht van aspecten die minimaal vastgelegd moeten zijn.

*a2. Jaarlijkse oefening*

Een jaarlijkse oefening is nodig om bij het betrokken personeel voldoende routine te verkrijgen en om onvolkomenheden in het systeem of veranderingen in de omgeving op te merken.

Ook personeel van andere organisaties die betrokken zijn bij de sluiting moeten aan de oefening mee doen. Dit kunnen aannemers zijn die personeel, materiaal of materieel leveren, maar ook bijvoorbeeld gemeenten of provincies die een taak hebben bij het sluiten van een kunstwerk.

Alle sleutelfunctionarissen moeten mee doen met de oefening en het moet duidelijk zijn dat de overige betrokkenen eenvoudig aangestuurd kunnen worden, ook als deze niet of minder geoefend hebben.

Bij de jaarlijkse oefening moeten alle handelingen die in het draaiboek zijn opgenomen worden betrokken. Als er in een organisatie meerdere identieke kunstwerken5 aanwezig zijn, dan kan daaruit een selectie gemaakt worden voor de oefening. Wel moet gerouleerd worden, zodat steeds een ander kunstwerk bij een oefening betrokken wordt.

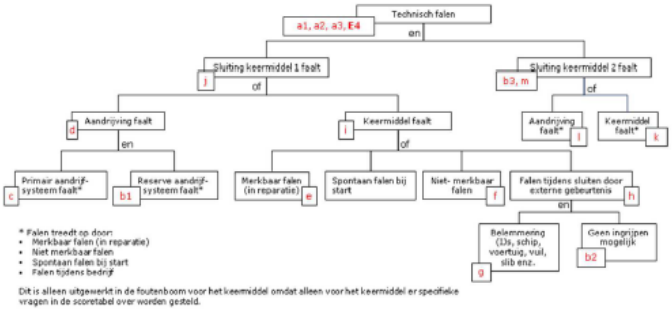
*a3 Terugkoppeling ervaringen*

Het is van belang dat de ervaringen die bij de oefeningen of daadwerkelijke sluitingen zijn opgedaan worden teruggekoppeld en in het draaiboek worden verwerkt. Hiermee worden kennelijke fouten of onvolkomenheden in de bediening gecorrigeerd en wordt de regeling aangepast aan veranderde omstandigheden.

**b. Mogelijkheden tot herstel**

Er zijn mogelijkheden tot herstel als opgemerkt wordt dat een stap in de bediening niet goed is verlopen én er mogelijkheden zijn om deze stap alsnog uit te voeren. Mogelijkheden tot herstel kunnen alleen in rekening gebracht worden als deze in de sluitprocedure zijn opgenomen.

**Tabel 4: Scoretabel falen als gevolg van technische storing**




Dit is alleen uitgewerkt in de foutenboom voor het keermiddel omdat alleen voor het keermiddel er specifieke vragen in de scoretabel over worden gesteld.

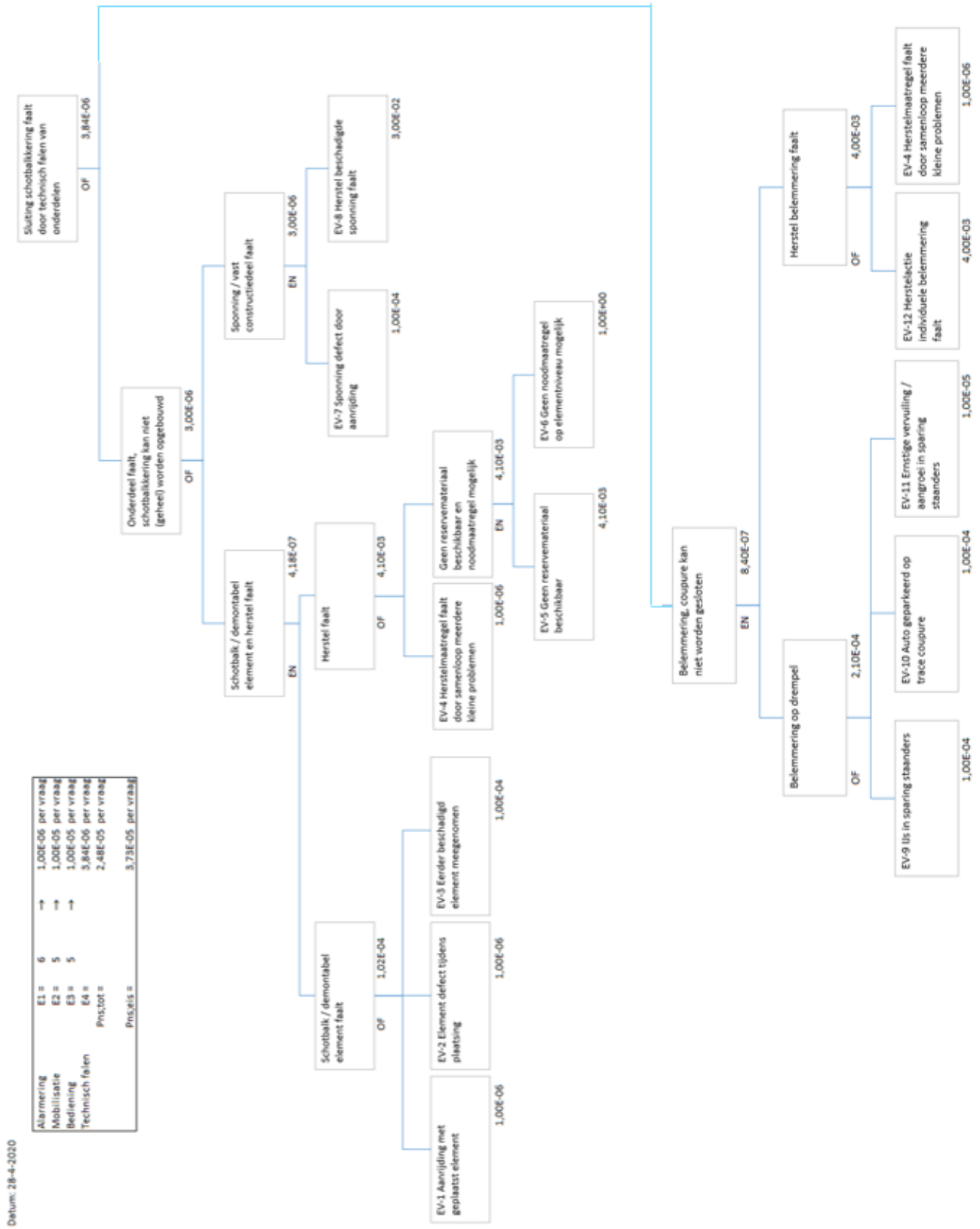
| Vraag | | Score | Antwoord | Punten | Opmerking |
|---|---|---|---|---|---|
| a1 | Is er een onderhoudsplan voor het keermiddel en wordt dat nageleefd? | ja : a1=0,5<br>nee: a1=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **a1 =** | | 0,5 | |
| a2 | Wordt het primaire en indien van toepassing het secundaire keermiddel minstens tweemaal per jaar gecontroleerd en de sluiting minstens eenmaal per jaar getest, inclusief alle daarbij behorende 'aandrijfmechanismen'? | ja: a2=1,5<br>nee: a2=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **a2 =** | | 1,5 | |
| a3 | Worden de ervaringen van de controles, tests en daadwerkelijke sluitingen teruggekoppeld en verbeteringen doorgevoerd in de mobilisatiegeling en bedieningsprotocol of zonodig aan het sluitmiddel zelf? | ja: a3=0,5<br>nee: a3=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **a3 =** | | 0,5 | |
| c | Is het eerste afsluitmiddel op handkracht te sluiten? | ja: c=0,5<br>nee: c=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **c =** | | 0,5 | |
| b1 | Is er een tweede aandrijfsysteem? | ja: b1=1<br>nee: b1=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **b1 =** | | 1 | |
| d | **tussenscore (aandrijving faalt)** | **d = c+b1 =** | | 1,5 | |
| e | Is er een risico van bekenis op merkbaar falen van het keermiddel? | ja: e=1<br>nee: e=1,5 | nee | | |
| | **antwoord** | **e =** | | 1,5 | |
| f | Is er een risico van bekening op niet-merkbaar falen van het keermiddel? | ja: f=1,25<br>nee: f=1,5 | nee | | |
| | **antwoord** | **f =** | | 1,5 | |
| g | Is er een risico van bekenis op belemmering waardoor de sluiting faalt? | ja: g=0,5<br>nee: g=1 | nee | | |
| | **antwoord** | **g =** | | 1 | |
| b2 | Is er in het sluitprotocol geanticipeerd op dit risico van belemering? | ja/nvt: b2=0,5<br>nee: b2=0 | ja | | |
| | **antwoord** | **b2 =** | | 0,5 | |
| h | **tussenscore (falen tijdens sluiting: belemmering)** | **h = g+b2 =** | | 1,5 | |
| i | **tussenscore (keermiddel 1 faalt)** | **i = min(e,f,h) =** | | 1,5 | |
| j | **tussenscore (sluiting keermiddel 1 faalt)** | **j = min(d,i)** | | 1,5 | |
| b3 | Is er een tweede onafhankelijk keermiddel, dat operationeel is indien het eerste keermiddel niet gesloten kan worden? | ja: b3=0,75<br>nee: b3=0 | nee | Slavragen k en l over | |
| | **antwoord** | **b3 =** | | 0 | |
| k | Is er een risico van bekenis op falen van het tweede keermiddel? | ja/nvt: k=0<br>nee: k=0,25 | ja | | |
| | **antwoord** | **k =** | | 0 | |
| l | Is dit tweede afsluitmiddel op handkracht te sluiten? | ja: l=0,25<br>nee/nvt: l=0 | nee | | |
| | **antwoord** | **l =** | | 0 | |
| m | tussenscore (keermiddel 2 faalt) | **m = min(b3+k,b3+l) =** | | 0 | |
| E4 | Eindscore: kunstwerk sluis niet door rechnisch falen en falen horstolacties | **E4 = a1+a2+a3+j+m =** | E4= | 4 | |

| E | score |
|---|---|
| $E_1$ | 6 |
| $E_2$ | 5 |
| $E_3$ | 5 |
| $E_4$ | 4 |
| $P_{ns}$ | 1,21E-04 |

**Toelichting vragen:**

**a. Draaiboek inclusief gebruik en beheer van het draaiboek**
De vragen bij onderdeel A betreffen beheer en onderhoud en de maatregelen om deze up te date te houden. Het gaat hierbij vooral om in standhouden en operationeel houden van het kunstwerk en de afsluitmiddelen. Het betreft met name preventie van falen.
*a1. Onderhoudsplan*
Zoals ook in de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] staat verwoord, moet een adequaat onderhoudsplan aanwezig zijn, waarin tenminste de voorschriften van de fabrikant, leverancier of ontwerper zijn verwerkt. De activiteiten die in dit kader zijn uitgevoerd en de bevindingen daarbij moeten in een bijbehorend logboek zijn opgenomen. Hiermee wordt de kans op falen aanzienlijk verkleind. Verwezen wordt naar de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] voor een volledig overzicht van aspecten die minimaal vastgelegd moeten zijn.
*a2. Controle en testen*
Controles en tests zijn vaak onderdeel van een beheer- en onderhoudsplan. In navolging van de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] wordt de vraag hier separaat gesteld, omdat het belang ervan groot is. Bij een controle wordt het keermiddel visueel geïnspecteerd en wordt nagegaan of het intact is en alle onderdelen aanwezig zijn. Bij een test wordt daadwerkelijk gecontroleerd of het keermiddel gesloten kan worden.
Kunstwerken met identieke keermiddelen hoeven niet allemaal getest te worden. Wel moet een redelijk percentage getest worden en moeten alle sponningen en sluitmiddelen tenminste visueel gecontroleerd worden op beschadigingen en blokkades. Voor schotbalken kunnen de sponningen bijvoorbeeld met een pasblok worden gecontroleerd.
Bij de controles en testen moet ook worden nagegaan of het kunstwerk onder maatgevende omstandigheden gesloten kan worden. Hiertoe moeten ook oefeningen gedaan worden bij slecht weer en slecht zicht. Dat is niet jaarlijks nodig. Als sluiting bij maatgevende omstandigheden niet mogelijk is, dan moet de hoogwateralarmering en mobilisatie daarop worden aangepast zodat preventief gesloten wordt òf het kunstwerk (de afsluitmiddelen) moet worden aangepast. Dit is geen onderdeel van de gedetailleerde toets, maar van de toets op maat of van een verbetermaatregel.
Eveneens moet worden nagegaan of het afsluitmiddel daadwerkelijk sluit. Indien het afsluitmiddel niet zichtbaar is, is aan te bevelen hier een controlemiddel voor uit te werken. Aan de stand van een aandrijfstang kan bijvoorbeeld worden afgelezen of een keermiddel al dan niet is gesloten.
*a3. Terugkoppeling ervaringen*
Zoals verwoord in de Handreiking borging betrouwbaarheid sluiting in draaiboeken [Ref. 4] dienen ervaringen die worden opgedaan bij de onderhoudswerkzaamheden, controles, tests, oefeningen en daadwerkelijke sluitingen te worden teruggekoppeld en verwerkt in het beheer- en onderhoudssysteem. Zo nodig moeten verbeteringen aan het kunstwerk worden doorgevoerd. Hierdoor wordt het systeem continu verbeterd en worden zaken die bij het ontwerp en de uitvoering over het hoofd zijn gezien gecorrigeerd.
*Zie voor vervolg op volgende pagina!*
**Vragen t.a.v. de aandrijving eerste keermiddel**
*c. Complexiteit afsluitmiddel*
In het algemeen geldt dat meer complexe mechanismen een grotere faalkans (spontaan, merkbaar en niet-merkbaar falen en op falen tijdens missie) hebben. Voor deze toets is een tweedeling gemaakt in keermiddelen die met handkracht gesloten worden en andere keermiddelen. Handkracht gesloten keermiddelen hebben weinig afzonderlijke onderdelen en de faalkans daarvan is daarom relatief gering. Hetzelfde geldt voor keermiddelen die met behulp van zwaartekracht of stromingsdruk 'vanzelf' gesloten worden nadat middels een eenvoudige handeling de sluiting in gang is gezet. Voorbeelden van dergelijke kunstwerken zijn:
· Coupures met schotbalken.
· Terugslagkleppen (indien een handmatige actie nodig is om deze te ontgrendelen).
· Handbediende spindelschuiven (ook als deze met behulp van eenvoudig elektrisch handgereedschap gesloten worden).
· Hevelleidingen waar de vacuümverbreker moet worden losgedraaid
Als het aandrijfsysteem niet kan falen en er dus geen tweede aandrijfsysteem aanwezig en benodigd is, zoals bij volledig handmatig opgebouwde coupures, kan zowel vraag c. als b1. met 'ja' beantwoord worden.
*b1. Tweede aandrijfsysteem*
Een tweede aandrijfsysteem mag alleen worden meegenomen wanneer deze in grote mate onafhankelijk functioneert ten opzichte van het eerste aandrijfsysteem. Het gaat om alle voorzieningen die nodig zijn om het afsluitmiddel in de opening te plaatsen. Voorbeelden van een tweede aandrijfsysteem zijn:
· Handkracht, als handkracht ingezet kan worden ter vervanging van een defecte motor of falende energievoorziening.
· Een tweede mobiele kraan.
· Een generator voor het opwekken van elektriciteit bij het uitvallen van het openbare stroomnet.
Het tweede aandrijfsysteem mag alleen in rekening gebracht worden als het in het draaiboek is opgenomen, inclusief mobilisatie, oefeningen en tests. Tevens dient er voldoende tijd beschikbaar te zijn na het constateren van falen van het primaire aandrijfsysteem om het tweede systeem operationeel te krijgen.
**Vragen t.a.v. het eerste keermiddel:**
De vragen met betrekking tot het eerste keermiddel hebben betrekking op de inschatting van de risico's op spontaan, merkbaar en niet-merkbaar falen en op falen tijdens missie. In algemene zin wordt een risico van betekenis geacht indien de kans op het optreden van de gebeurtenis als reëel wordt ingeschat en het gevolg is dat het keermiddel in onbruik raakt. Onderstaand worden enkele voorbeelden gegeven van mogelijk relevante risico's.
*e. Is er een risico van merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?*
Voorbeelden van merkbaar falen zijn:
· Aanvaring of aanrijding van zichtbare keermiddelen wat vanuit de dagelijkse functie direct wordt opgemerkt of zo in het oog springt dat vast personeel of gebruikers er melding van maakt.
· Schotbalken die tijdens transport of opslag beschadigd zijn geraakt
*Aanrijdings- of aanvaringsrisico voorafgaand aan sluiting*
Door aanrijdingen of aanvaringen kunnen sponningen vervormen of ontzet raken, waardoor de sluitmiddelen niet meer geplaatst kunnen worden of niet meer voldoende sluiten. Ook keermiddelen zelf kunnen beschadigd raken wanneer ze niet gesloten zijn (bijvoorbeeld een schutsluis met speciale stormvloeddeuren die normaal niet gesloten zijn). Als het kunstwerk, met name de sponningen en aanslagen, beschermd zijn tegen aanvaren of aanrijden, of als er geen verkeer of scheepvaart nabij het kunstwerk mogelijk is, dan kan dit niet optreden. Mocht bij het dagelijks beheer blijken dat relatief vaak schade optreedt, dan is het nodig dat maatregelen getroffen worden om het te voorkomen.
*f. Is er een risico van niet-merkbaar falen van het keermiddel van betekenis?*
Voorbeelden van niet-merkbaar falen zijn:
· Vallende of krabbende ankers op de drempelconstructie in het geval van een roldeur, waarbij er sprake is (zeer) veel scheepspassages vanuit regulier gebruik. Deze situatie zal in het geval van andere typen keermiddelen niet leiden tot dusdanig falen dat een hoogwatersluiting niet lukt.
· Diefstal of vandalisme in het geval van niet frequent sluitende objecten
· Niet-zichtbare aantasting door biologische of andere oorzaak, waardoor de sluitingsoperatie faalt.
Er zijn ook andere oorzaken voor potentiële schade, zoals vorst, ongelijkmatige zettingen, te grote externe belastingen etc. Als het goed is, is hier bij het ontwerp rekening mee gehouden. Zo niet, dan zal dit bij de regelmatige controles blijken en moet aanpassing of herstel plaatsvinden.
Schade aan een gesloten keermiddel door externe belastingen (incl. aanrijdingen en aanvaringen) wordt hier niet onder verstaan. Dat betreft niet de sluitprocedure, maar de sterkte van het keermiddel in gesloten toestand. Beoordeling daarvan vindt daarom plaats als onderdeel van de beoordeling op sterkte.
*g. Is er een risico van betekenis op belemmering waardoor de sluiting faalt?*
Deze vorm van falen betreft falen tijdens missie waarbij het gaat om belemmeringen die een sluiting verhinderen en die een kans van betekenis hebben in relatie tot de totale kans op niet sluiten. Idealiter wordt middels een risicoanalyse aangetoond of de kans op de belemmering van belang is in relatie tot de totale kans op niet sluiten, maar vaak kan met gezond boerenverstand ook een adequate inschatting gemaakt worden. Voorbeelden van een fysieke belemmering zijn: een geparkeerde auto op de drempel van een coupure, het vastlopen van een deur in zand of wegdek, ijsgang, schepen in de deuropening, voorwerpen op de bodem.
*b2. Is er in het sluitprotocol geanticipeerd op dit risico van belemmering?*
Wanneer in het sluitprotocol rekening wordt gehouden met het in vraag g. geïdentificeerde risico(s) en daaruit voortvloeiend maatregelen zijn getroffen die in de beschikbare tijd de belemmering kunnen opheffen, kan deze vraag positief beantwoord worden. Zo moet het materieel dat benodigd is voor het verwijderen van een belemmering in het draaiboek zijn opgenomen, inclusief mobilisatie en oefening.

# Bijlage 2: foutenboom technisch falen



# Bijlage 3: logboek faalkansen foutenboom

**Logboek bij foutenboom Technisch falen coupures bij Leenman en Triferto; 1 sponning**
Datum: 23-4-2020

| Code | Gebeurtenis (event) | Faalkans (per vraag) | Onderbouwing inschatting faalkans | Bron | Aandachtspunt ter afstemming met beheer/input voor protocollen. | Aandachtspunt voor ontwerp | Overige opmerkingen |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EV-1 | Aanrijding met geplaatst element | 1,00E-06 | Wordt voorkomen door plaatsen wegafzetting voor coupure. Kans betreft de kans dat de plaatsing van de wegafzetting wordt vergeten i.c.m. de kans dat de geplaatste schotbalken vervolgens zodanig hard worden aangereden dat ze falen. Hiervoor is een botsing met forse snelheid nodig. Inschatting is dat deze gecombineerde kans erg klein is. | Den Oever & Berkelkade | Plaatsen wegafzetting/ bigbags om aanrijding te voorkomen. | | |
| EV-2 | Element defect tijdens plaatsing | 1,00E-06 | In de situatie bij Den Oever worden de volgende afwegingen gemaakt: schotbalken kunnen beschadigd raken doordat ze uit de kraan vallen met zodanige schade dat de schotbalk niet meer te plaatsen is. Betreft dus de kans dat het schot uit de kraan valt tijdens plaatsing (geschat: 1,0E-2) i.c.m. de kans dat de beschadiging zodanig is dat het niet meer geplaatst kan worden (geschat: 1,0E-1), totaal 1,0E-3. Bovendien moet dit meerdere malen gebeuren, anders ontbreken alleen de bovenste balken. De kans dat er een zodanig groot aantal balken beschadigd raakt tijdens plaatsing dat de waterstand hoger wordt dan de kerende hoogte en de kerende hoogte dus tekort schiet is verwaarloosbaar klein (Pf=0). Bij de Berkelkade wordt ook gewerkt met staanders. De staanders kunnen alleen beschadigd worden tijdens plaatsing als het schot uit de kraan valt op de staander. Het moet dan gaan om een zodanige beschadiging dat de staander zodanig vervormt dat het schot niet meer te plaatsen is. De kans dat het schot uit de kraan valt, is geschat op 1,0E-2 (net als bij Den Oever), de kans dat die precies op de staander valt op 1,0E-1 en de kans dat de staander vervolgens zodanig beschadigd dat het schot niet meer past eveneens op 1,0E-1. Totaal 1,0E-4. De totale faalkans wordt 1,1E-3.<br>Aangezien er bij de coupures bij Leenman en Triferto gebruik wordt gemaakt van relatief korte en lichte schotten die met de hand geplaatst worden, wordt geen kraan gebruikt. Dat maakt dat de kans op vallen mét serieuze schade kleiner is dan bij Den Oever en de Berkelkade. Ingeschat wordt dat de faalkans zeer klein is. Daarom wordt een faalkans van 1E-6 aangehouden.<br>Het proces kan nog robuuster worden ingericht door standaard een (of twee?) reserve staanders mee te nemen in de initiele mobilisatie om de kans op falen te verkleinen. Voor de schotbalken is dat niet direct nodig en kan bij een defect materiaal op afroep uit het magazijn aangeleverd worden. Immers, een deel van de schotbalkkering kan wel worden opgebouwd, waardoor er meer tijd beschikbaar is om de/het laatste element(en) op locatie te laten komen. Dat ligt bij de staanders anders: bij een defect van een staander, kan de kering niet via de standaardwijze worden opgebouwd. Dit kan worden ondervangen door meteen extra staanders mee te nemen. | Den Oever & Berkelkade | Ter overweging: extra staanders direct meenemen bij initiele mobilisatie | | |
| EV-3 | Eerder beschadigd element meegenomen | 1,00E-04 | Bij Den Oever wordt deze faalkans niet meegenomen. Berkelkade: Elementen worden bij terugkomst en voorafgaand aan uitgifte gecontroleerd. Enkel mogelijk bij controlefout, beschadiging in loods of ongeval tijdens transport. Kans betreft de kans op een beschadiging tijdens de vorige missie of in de loods zelf i.c.m. de kans op controlefout. De kans op een niet-opgemerkte beschadiging tijdens de vorige missie betreft feitelijk niet-merkbaar (dormant) falen, er is echter geen goede indicatie van kans/uur dus daarom is een kans/vraag gehanteerd. Als voor kans op beschadiging tijdens vorige missie / beschadiging in de loods tijdens uitgifte 1E-2 wordt aangehouden en voor de kans op het maken van een controlefout ook dan resulteert een faalkans van 1E-4. Dit wordt in de situatie bij deze Zwolsche coupures ook aangehouden. Door de elementen door twee personen onafhankelijk te controleren, kan de faalkans nog kleiner en de situatie daarmee nog robuster worden gemaakt. | Berkelkade | Evt controle van teruggekeerde elementen onafhankelijk controleren door 2 personen, waardoor de faalkans in werkelijkheid nog lager is dan hier meegenomen. | | |
| EV-4 | Herstelmaatregel faalt door samenloop meerdere kleine problemen | 1,00E-06 | In overleg met de beheerder moet er een sluitpeil gekozen worden, waarbij voldoende tijd beschikbaar is tussen het sluitpeil en het overschrijden van het drempelniveau door de buitenwaterstand. Op basis daarvan kan de faalkans door een samenloop van kleine gebeurtenissen als verwaarloosbaar klein verondersteld. | Berkelkade | Sluitpeil kiezen met voldoende tijd tussen sluiten en overschrijden drempelniveau. | | |
| EV-5 | Geen reservemateriaal beschikbaar | 4,10E-03 | Zoals beschreven bij de Berkelkade, zijn er twee mogelijkheden waarom reservemateriaal niet (tijdig) beschikbaar is:<br>1) Reserveonderdeel wordt niet geleverd, er gaat iets mis met communicatie met loods (menselijk handelen). Dit is menselijk handelen en de faalkans daarvan is bij de Berkelkade bepaald met het OPSCHEP-model (zie meer info over het OPSCHEP-model in Bijlage memo), hiervoor wordt dezelfde faalkans aangehouden als voor herstel na falen levering materiaal (4,1E-3).<br>2) De reserve-onderdelen zijn "op", omdat er bij meerdere coupures elementen beschadigd zijn geraakt. Vanwege de kleine kans hierop zal het eerste aspect maatgevend zijn en is daarom meegenomen in de analyse, mits voor voldoende reserve elementen wordt gezorgd. | Berkelkade | Bepalen hoeveelheid reservemateriaal | | |
| EV-6 | Geen noodmaatregel op elementniveau mogelijk | 1,00E+00 | Bij falen op elementniveau ontstaat vaak inventiviteit bij de bedienaars om toch tot sluiting van de coupure te komen: indien de staander beschadigd raakt, kan bij een staalbedrijf een stalen profiel besteld worden en worden toegepast en een beschadigd schot kan worden vervangen door een stapeling van op maat gezaagde houten balken. Echter, deze inventiviteit wordt niet meegenomen in het ontwerp. | Berkelkade | | | |

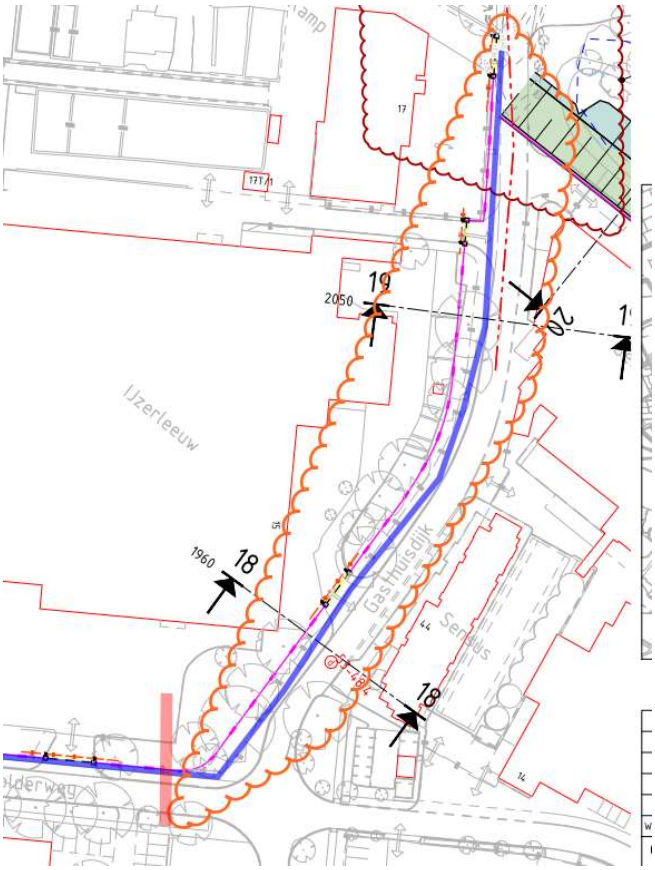
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EV-7 | Sponning defect door aanrijding | 1,00E-04 | Bekend is dat er af en toe een sponning wordt beschadigd. Deze worden over het algemeen ook vrij snel gerepareerd mits de beschadiging gemeld wordt. Er is daarnaast nog een kans op niet-merkbaar falen, maar, zoals beschreven bij de Berkelkade, is er geen goede indicatie van kans/uur dus er ontbreekt data voor toepassing van het model. Bij de Berkelkade is een kans aangehouden van 1,0E-2 per vraag die is gebaseerd op een risicosessie voor de demontabele keringen in Limburg [1]. Dat gaat om een enkele sponning en wordt hier ook aangehouden.<br><br>Op dit event wordt in het ontwerp geanticipeerd door de sponning verzonken aan te brengen in de vleugelmuur, waardoor de kans dat de sponning beschadigd raakt door een aanrijding afneemt. Daarnaast is de sponning halverwege verzonken in een vleugelmuur aangebracht en niet op een hoek van een muur, zoals bij de Berkelkade het geval is. Dat maakt dat de kans gevoelsmatig kleiner is dan 1,0E-2. Echter, voor het ontwerp wordt conservatief 1,0E-2 aangehouden. | Berkelkade | | - Verzonken plaatsing van de sponning (maar wel vervangbaar ivm herstel?!)<br>- aanrijbeveiliging (zwaar verkeer, bijv https://ak-bouw.nl/diversen/aanrijbeveiliging/) | Gevoelsmatig is dit een hele conservatieve inschatting. Bij de Berkelkade zitten de sponningen op nagenoeg het uiteinde (is een coupure van een muur). Echter, bij Den Oever wordt uitgegaan van 1E-3 op basis van robuustere en dubbele uitvoering. Hier ligt de faalkans gevoelsmatig dichter bij de situatie van Den Oever, omdat de sponning halverwege een vleugelmuur zit en niet op een hoek, maar de sponningen zijn niet dubbel uitgevoerd (in de basis). Opmerking daarbij: ook bij Den Oever zitten de sponningen in een muur en relatief dicht bij een hoek, dat maakt gevoelsmatig kans op aanrijding groter dan hier (in het midden van de vleugelmuur) |
| EV-8 | Herstel beschadigde sponning faalt | 3,00E-02 | Berkelkade: Voorafgaand aan hoogwater worden coupures geïnspecteerd. Indien een beschadigde sponning wordt waargenomen, wordt deze direct hersteld. Reparatie is eenvoudig (vervangen sponning) en betreft een 'standaard' maatregel. Indien sponning wordt aangereden tussen moment van inspectie en plaatsen coupure (kleine kans) dan is het nodig om voldoende hersteltijd te hebben. Bij de Berkelkade is een faalkans berekend van 3,0E-2 op basis van het OPSCHEP-model, deze faalkans wordt overgenomen. Aandachtspunt is de beschikbare tijd voor herstel. | Berkelkade | Het is van belang te kiezen voor relatief eenvoudig te vervangen sponningen. Ook moeten voldoende reservesponningen (voldoende lengte voor coupure met grootste kerende hoogte) op voorraad zijn in de opslag. | vervangbare sponning | |
| EV-9 | Ijs in sparing staanders | 1,00E-04 | De situatie dat de straatpot waarin de staander wordt geplaatst helemaal vol met ijs zit komt alleen voor na strenge vorst. De kans dat dit gelijktijdig optreedt met hoog water is klein. Inschatting obv Berkelkade: 1,0E-4. | Berkelkade | | | |
| EV-10 | Auto geparkeerd op trace coupure | 1,00E-04 | De coupures vormen doorgaande wegverbindingen, het is extreem onlogisch om hier te parkeren, ook gezien de ruimte op de achterliggende terreinen. Inschatting: 1,0E-4. | Berkelkade | | | |
| EV-11 | Ernstige vervuiling / aangroei in sparing staanders | 1,00E-05 | Wordt voorkomen door afdekplaten, mee te nemen in het ontwerp. Dit wordt daarnaast deels afgevangen door inspectie voorafgaand aan hoogwaterseizoen. Kans bestaat dus uit kans op optreden vervuiling (zodanig dat hierdoor staander niet geplaatst kan worden) i.c.m. kans dat dit tijdens inspectie gemist wordt. Inschatting obv Berkelkade: 1,0E-3*1,0E-2=1,0E-5. | Berkelkade | inspectie op ernstige vervuiling / aangroei voorafgaand aan hoogwaterseizoen, meenemen bij proefsluiting vooraf aan hoogwaterseizoen. | Afdekplaten over sparing staanders | |
| EV-12 | Herstelactie individuele belemmering faalt | 4,00E-03 | Ijs in straatpot kan eenvoudig worden verwijderd door uit te hakken/boren/wegbranden/ wegsmelten met water. Auto kan eenvoudig worden weggesleept/weggeduwd doordat materiaal wordt aangevoerd met groot materieel en anders door gemaakte afspraken met afsleepdiensten door beheerder. Vervuiling kan worden weggeschraapt of weggebrand. Alle herstelmaatregelen zijn eenvoudige maatregelen. De faalkans voor Berkelkade is bepaald met OPSCHEP-model op 4,0E-3 (herstel na bedienfout). Dat lijkt hier ook realistisch. | Berkelkade | Herstelacties vastleggen in draaiboek, incl eventueel benodigd materieel | | |

***[1] WTI 2017 Kunstwerken: achtergrondrapport toetsspoor Betrouwbaarheid Sluiting IV - Toets op Maat voor demontabele keringen.*** **Deltares, Versie D1, 2016.**

# Bijlage 10. Berekening ontgrondingskuil waterleiding Gasthuisdijk

## Inleiding

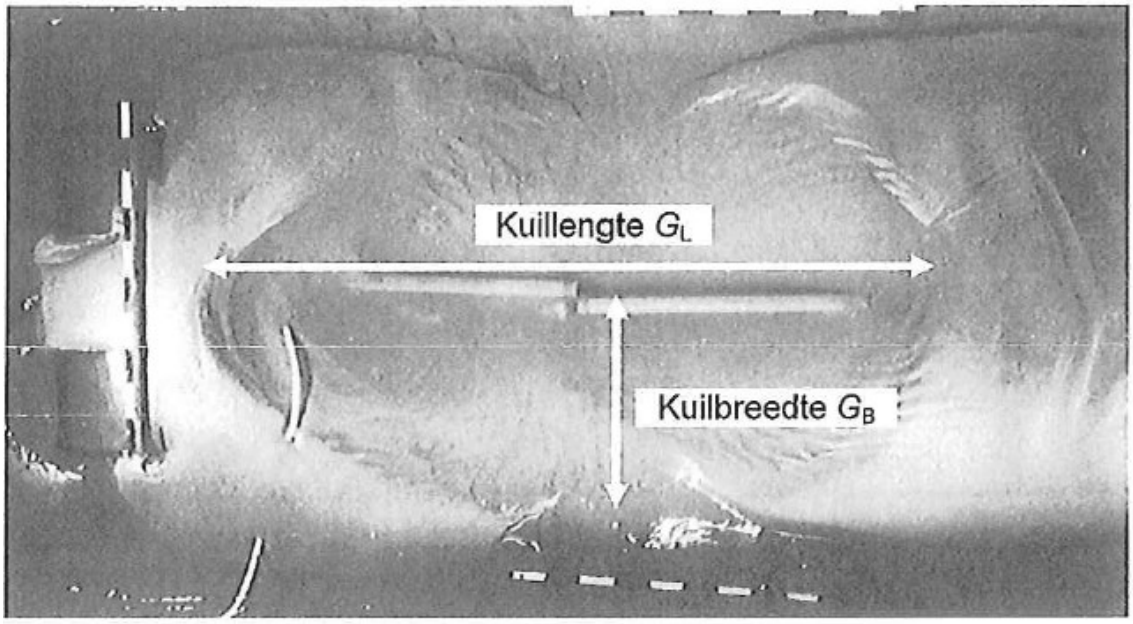
In deeltraject 2a ligt een waterleiding langs de waterkering. Hier moet rekening mee worden gehouden in het ontwerp van waterkering: er kan immers een ontgrondingskuil ontstaan bij het knappen van de waterleiding, wat invloed heeft op de veiligheid van de waterkering. In deze memo wordt kort beschreven wat de afmetingen van de ontgrondingskuil zijn (lengte, breedte en diepte) conform de NEN 3651. Daarnaast wordt beschreven hoe deze ontgrondingskuil mee genomen wordt bij het ontwerp van kwelschermen. Figuur 1 geeft de ligging van de waterleiding langs de kering aan de Gasthuisdijk weergegeven.




**Figuur 1 deeltraject 2a. De rode wolk omcirkeld het tracé waar de waterleiding langs de waterkering komt te liggen.**

## Uitgangspunten

In Figuur 2 is een ontgrondingskuil van een gasleiding te zien. Dit gedraagt zich anders dan een ontgrondingskuil bij een waterleiding, maar de parameters kuillengte $G_L$ en kuilbreedte $G_B$ geven een goed beeld van de berekende waardes.



Figuur 2: kuillengte en breedte bij een ontgrondingskuil

## Berekening afmetingen ontgrondingskuil

**Breedte**

De halve breedte van de geërodeerde kuil, Rb, gemeten loodrecht op de lengte-as van de buisleiding, wordt als volgt geformuleerd [1]:

$$R_B = 7{,}8 \times d_g \times \left( \frac{P}{\rho \times g^{1{,}5} \times \mu \times d_g^{3{,}5}} \right)^{0{,}243}$$

$R_B$ is de halve breedte van de ontgrondingskuil, in m;

$d_g$ is de middellijn van het door lek of breuk veroorzaakte gat in de leiding ($0 \leq d_g \leq D_i$), in m;

$D_i$ is de inwendige middellijn van de leiding, in m;

$\rho$ is de dichtheid van de vloeistof in kg/m$^3$;

$g$ is de versnelling van de zwaartekracht in m/s$^2$;

$\mu$ is de afvoercoëfficiënt van het door lek of breuk veroorzaakte gat (= 0,6 voor een klein gat bij hoge druk en 1 voor een groot gat bij lage druk);

$P$ is het hydraulisch vermogen van de uitstroming = $\rho \times g \times Q \times h$, in W;

$h$ is de maatgevende drukhoogte ter plaatse van het gat, in m;

$Q$ is het debiet door het gat, in m$^3$/s.

$\mu = 0{,}0002h^2 - 0{,}02h + 1$ of $\mu = 0{,}5$ indien geldt $h > 50$ mwk.

De gebruikte parameters, zoals van toepassing bij de ontgrondingskuil langs de Gasthuisdijk op deeltraject 2a, zijn weergegeven in Tabel 1.

**Tabel 1: gebruikte waardes voor de berekening van de ontgrondingskuil langs de Gasthuisdijk**

| Parameter | Waarde | Opmerking |
|---|---|---|
| $D_i = d_g$ [m] | 0,15 | Conservatieve aanname: Di=Dg. $D_0$ is gegeven en is 160mm. Uitgegaan wordt van een wanddikte van 5mm. [m] |
| H [mwk] | 30 | Meters water kolom. 10mwk = 1 bar |
| $\mu$ [-] | 0,58 | |
| g [m/s$^2$] | 9,81 | |
| $\rho$ [kg/m$^3$] | 1000 | Het geen invloed op Rb. Wordt weggestreept met P |
| $Q_g$ [m3/s] | 0,02 | $Q_g = \frac{v * \pi {D_i}^2}{4}$, met v= 1 m/s = snelheid vloeistof door de leiding |
| P [W] | 5917,3 | |

Dit geeft een halve breedte Rb van de ontgrondingskuil van 4,35m.

**Lengte**

Voor de lengte van de erosiekrater aan weerszijden van het lek geldt [1]:

- voor een klein gat: $R_L = 0{,}5\ R_B$;
- voor een groot gat: $R_L = R_B$.

Met volledige afschuiving geldt: $R_L = 2\ R_B$.

Bij tweezijdige uitstroming moet voor $R_L$ worden gerekend met 2*$R_b$. Dat geeft een $R_L$ van 8,7m.

**Diepte**

Voor de diepte van de ontgrondingskuil wordt gerekend met de volgende formules [1]:

Voor de diepte van de ontgrondingskuil kan worden aangehouden:

$$D_K = 1{,}2\ (D_o + H)$$

waarin:

$D_o$ is de uitwendige middellijn van de leiding, in m;

$H$ is de gronddekking op de kruin van de leiding, in m.

De kuildiepte wordt gerekend tot de onderzijde van de losgewoelde grond, dus zonder het eventueel weer in de kuil bezonken zand.

$D_0$ = 160mm= 0,16m. De leiding heeft een gronddekking van circa 1 meter (H=1m). Dit geeft een waarde voor de diepte van de ontgrondingskuil $D_k$ van:

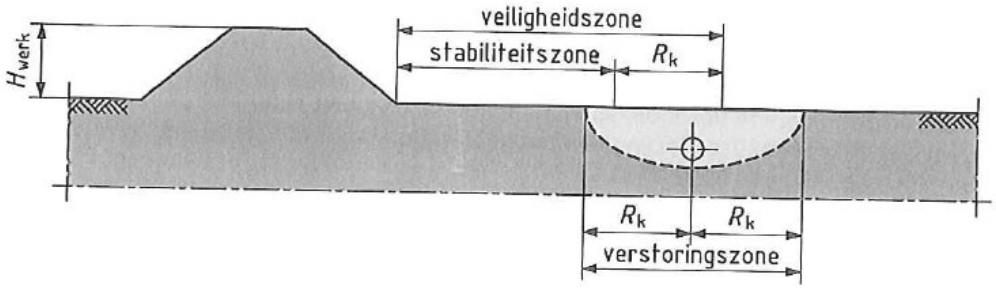
$$D_k = 1{,}2 * (D_0 + H) = 1{,}2 * (0{,}16 + 1) = 1{,}4\ m$$

**Totale afmetingen**

De totale afmetingen zijn dan dus 4,35m in de breedte aan weerszijden van het gat, een lengte van 8,7m aan weerszijden en een diepte van 1,4m.

## Wijze van meenemen ontgrondingskuil

In Figuur 3 is weergegeven hoe zich de veiligheidszone verhoudt tot de stabiliteitszone en verstoringszone bij leidingen. De eisen van NEN 3651 zijn van toepassing als de stabiliteitszone en de verstoringszone elkaar overlappen. NEN 3651 is niet van toepassing als de stabiliteitszone en de verstoringszone elkaar raken en voor leidingen buiten de veiligheidszone.




**Figuur 3: parallelle leiding binnen veiligheidszone**

Als er geen bijzondere omstandigheden zijn die aanleiding geven tot evenwichtsverlies van de grondlaag, kan voor de breedte van de stabiliteitszone op $4*H_{werk}$ worden aangehouden. Hier zijn geen bijzondere omstandigheden om aanleiding te geven tot evenwichtsverlies. $H_{werk}$ is 1 meter op dit traject: het verschil tussen de kruinhoogte van de dijk (NAP +3,40m bij de coupures op deeltraject 1b) en de maaiveldhoogte (NAP +2,40m bij coupures op deeltraject 1b). Dit geeft een stabiliteitszone van 4m. De waterleiding komt binnen deze 4 meter van de waterkering te liggen. Daarom wordt in het ontwerp van de kwelschermen rekening gehouden met deze ontgrondingskuil, door de diepte van de ontgrondingskuil van de maaiveldhoogte ter plaatse af te trekken.

## Referenties

[1] NEN 3651-2012 Bijlage 1: aanvullende eisen voor buisleidingen in of nabij belangrijke waterstaatswerken, juni 2012

# Bijlage 11. Kwelschermen coupures (PKW)

| | Coupure 1 | Coupure 2 | Coupure 3 | Coupure 4 | Coupure 5 | Coupure 6 | Coupure 7 | Coupure 8 | Coupure 9 | Coupure 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Horizontale kwelweglengte, achterloops [m] | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Huidige Maaiveldhoogte [NAP +m] | 2,50 | 2,42 | 2,38 | 2,40 | 2,37 | 2,50 | 1,47 | 1,52 | 1,45 | 1,55 |
| Maaiveldhoogte met bodemdaling 2125 [NAP +m]* | | | | 2,17 | 2,14 | 2,27 | | | | |
| Maaiveldhoogte met ontgrondingskuil [NAP +m]** | | | | | 0,74 | 0,87 | | | | |
| Ontwerpwaterstand 2125 [NAP +m] | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,83 | 2,84 | 2,84 | 2,84 |
| Verval [m] | 0,49 | 0,57 | 0,61 | 0,59 | 0,62 | 0,49 | 1,36 | 1,32 | 1,39 | 1,29 |
| Verval met bodemdaling 2125 [m] | | | | 0,82 | 0,85 | 0,72 | | | | |
| Verval ontgrondingskuil | | | | | 2,25 | 2,12 | | | | |
| Punt in hydra_nl: ZW_1_53-3_ | dk_00315 | dk_00315 | dk_00315 | dk_00315 | dk_00315 | dk_00315 | dk_00306 | dk_00306 | dk_00306 | dk_00306 |
| Boring/sonderingtype | B53-48.11B | B53-48.11B | B53-48.21B | B53-48.21B | B53-48.21B | B53-48.52C | B53-49.04C | B53-90.47C | B53-90.47C | B53-90,47C |
| Type bodem | Zand, matig fijn, zwak siltig | Zand, matig fijn, zwak siltig | Zand, zeer fijn, zwak siltig | Zand, zeer fijn, zwak siltig | Zand, zeer fijn, zwak siltig | Zand, zeer fijn, zwak siltig | Zand, matig fijn, zwak siltig | Zand, matig fijn, zwak siltig | Zand, matig fijn, zwak siltig | Zand, matig fijn, zwak siltig |
| C,creep (bligh) | 15 | 15 | 18 | 18 | 18 | 18 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| Bligh kwelschermlengte achterloopsheid [m] | 3,68 | 4,28 | 5,49 | 7,39 | 20,26 | 19,09 | | 9,90 | 10,43 | 9,68 |
| Heave Kwelschermlengte | 0,98 | 1,14 | 1,22 | 1,64 | 4,50 | 4,24 | 2,72 | 2,64 | 2,78 | 2,58 |
| **Bligh minimale lengte achterloops kwelscherm [m]** | **3,7** | **4,3** | **5,5** | **7,4** | **7,7** | **6,5** | | **9,9** | **10,5** | **9,7** |
| **Heave kwelschermlengte [m]** | **1,0** | **1,2** | **1,3** | **1,7** | **4,5** | **4,3** | **2,8** | **2,7** | **2,8** | **2,6** |

* bodemdaling van 23cm, zoals beschreven in de TUN

** diepte ontgrondingskuil 1,4m

# Bijlage 12. Analyse bouwbesluit vs waterwet (STKWp)

## Algemeen kader

Voor het ontwerp van kunstwerken in primaire waterkeringen werd tot voor kort gebruik gemaakt van de Leidraad Kunstwerken 2003. Najaar 2018 is de Leidraad Kunstwerken 2003 vervangen door de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken. Voor het afleiden van de ontwerpbelastingen wordt daarom gebruik gemaakt van de Werkwijzer Ontwerpen Waterkerende Kunstwerken, kortweg WOWK.

Algemeen geldt dat kunstwerken in primaire waterkeringen geldt:

- voor belastingsituaties die kunnen leiden tot een overstroming moeten deze kunstwerken voldoen aan zowel de betrouwbaarheidseisen uit het Bouwbesluit als uit de Waterwet.
- voor alle overige belastingsituaties is alleen het Bouwbesluit van toepassing.

Deze memo gaat in op de hoogwaterbelastingsituatie voor de te ontwerpen waterkerende kunstwerken, specifiek de coupures, waarbij dus een Waterwet- en Bouwbesluitverificatie moet worden uitgevoerd.

Onderdeel van de semi-probabilistische verificatie van beide eisen is het bepalen van de rekenwaarden van de belastingen. In de WOWK is op dit punt een belangrijke wijziging doorgevoerd. De hydraulische belasting in deze belastingsituatie wordt niet meer bepaald middels een representatieve waarde van de hydraulische belasting en een belastingfactor van 1,25. In plaats daarvan wordt direct **de rekenwaarde** van de hydraulische belasting (waterstand, golfhoogte, golfperiode) voorgeschreven. Dit wordt in hoofdstuk 3 nader uitgewerkt. **Let op: hierop hoeft dus geen belastingfactor meer te worden toegepast!**

In het geval van de coupures is in de hoogwaterkerende belastingsituatie de hydraulische belasting dominant boven de eigen gewichtsbelasting. Daarom kan in voor deze situatie worden volstaan met enkel een verificatie volgens formule 6.10b uit de NEN-EN 1990 (zie ook WOWK pag 127):

| | | |
|---|---|---|
| Eigen gewicht dominant: | $E_{d,a} = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot G_k + \Psi_0 \cdot S_d$ | 6.10a |
| Hydraulische belasting dominant: | $E_{d,b} = k_{FI} \cdot \gamma_G \cdot \xi \cdot G_k + S_d$ | 6.10b |

Waarbij:

| | |
|---|---|
| $E_{d,a}$ | Rekenwaarde van het belastingeffect als het eigengewicht dominant is |
| $E_{d,b}$ | Rekenwaarde van het belastingeffect als de hydraulische belasting dominant is |
| $G_k$ | Karakteristieke waarde eigengewichtsbelasting |
| $K_{FI}$ | Factor die in geval van de toetsing conform het Bouwbesluit afhangt van de gekozen gevolgklasse CC1, CC2, of CC3 en in geval van verificatie conform de Waterwet gelijk gesteld is aan 1,0 |
| $\gamma_G$ | Partiële factor voor permanente belastingen |
| $\xi$ | Reductiefactor voor ongunstige eigengewichtsbelasting |
| $S_d$ | Rekenwaarde van de hydraulische belasting bij hoogwater |
| $\Psi_0$ | Belastingcombinatiefactor |

Conform de WOWK geldt dat wanneer wordt ingeschat dat het eigengewicht 80% of meer van de totale belasting beslaat, tevens de verificatie in het eerste levensjaar dient te worden uitgevoerd, waarbij het belastingeffect middels 6.10a wordt bepaald. Dit is echter in dit geval niet aan de orde.

In volgende hoofdstukken worden de betrouwbaarheidseisen afgeleid (hoofdstuk 2) en de rekenwaarde van de hydraulische belasting nader bepaald (hoofdstuk 3).

## Betrouwbaarheidseisen

**Bepalen betrouwbaarheidseisen behorend bij Bouwbesluit**

Voor de beschouwing van de sterkte van de coupure bij de hoogwatersituatie wordt gekozen voor gevolgklasse CC3, wat neerkomt op β=4,3 over de referentieperiode van 50 jaar. Conform Tabel 12 uit paragraaf 7.10.2.4 van de WOWK geldt bij een verificatie volgens het Bouwbesluit bij CC3: $P_{db}$ = 1,0E-5 per jaar ofwel 1/100.000 per jaar. Hierin is $P_{db}$ de overschrijdingskans van de rekenwaarde van de verval- en golfbelasting in het geval dit de dominante belasting betreft.

Tabel 12 Voorgeschreven overschrijdingskansen en parameterwaarden volgens 6.10b bij verificatie Bouwbesluit

| Gevolg-klasse | $\beta_{eis,BB}$ voor referentie-periode gelijk aan levensduur | $P(S>S_d) = P_{db}$ [-] Betrekken op 1-jaarsstatistiek in het laatste levensjaar | $P_{ndb}$ [-] Betrekken op 1-jaarsstatistiek in het laatste levensjaar | $K_{FI}$* | ξ* | $\gamma_G$* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CC1 | 3,3 | $5{,}0\cdot10^{-4}$ | $9{,}4\cdot10^{-2}$ | 0,9 | 0,89 | 1,35 of 0,9** |
| CC2 | 3,8 | $9{,}0\cdot10^{-5}$ | $6{,}7\cdot10^{-2}$ | 1,0 | 0,89 | 1,35 of 0,9** |
| CC3 | 4,3 | $1{,}0\cdot10^{-5}$ | $4{,}4\cdot10^{-2}$ | 1,1 | 0,89 | 1,35 of 0,9** |

* waarde conform NEN-EN 1990/NB
** 1,35 in geval van ongunstig werkend en 0,9 in geval van gunstig werkend eigen gewicht
De overschrijdingskansen in de tabel zijn gekalibreerd met in acht name van modelonzekerheden

Voorts volgt uit het Bouwbesluit dat (zie Eurocode en bovenstaande tabel uit de WOWK):

- Vermenigvuldigingsfactor $K_{FI}$ = 1,1,
- Reductiefactor voor ongunstige eigengewichtsbelasting ξ = 0,89 en
- Partiele factor voor permanente belastingen $\gamma_G$ = 1,35.

**Bepalen betrouwbaarheidseisen behorend bij Waterwet**

De betrouwbaarheidseis behorend bij de Waterwet wordt bepaald aan de hand van de volgende formule uit de WOWK (pag 111):

$$P_{eis,KW,CON} = \frac{P_{max} \cdot \omega_{CON} \cdot c}{N_{dsn}} \qquad 7.6$$

Waarin:

| | |
|---|---|
| $P_{eis,KW,CON}$ | Faalkanseis voor *constructief falen en geen falen door overloop/overslag* van een individueel kunstwerk afgeleid van trajecteis uit de Waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref}$ = 1 jaar [-] |
| $P_{max}$ | Faalkanseis voor gehele dijktraject (normtraject) uitgaande van de maximaal toelaatbare overstromingskans uit de waterwet voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref}$ = 1 jaar [-] |
| $\omega_{CON}$ | Faalkansruimtefactor voor *constructief falen* [-] |
| c | Correctiefactor voor de correlatie tussen *constructief falen* en *falen door overloop/overslag* [-] |
| $N_{dsn}$ | Lengte-effectfactor voor *constructief falen* [-] |

De waarde van de correctiefactor c volgt uit tabel 9 van de WOWK en is afhankelijk van de overstromingskansnorm van het dijktraject:

Tabel 9 Correctiefactor c voor de correlatie tussen constructief falen en falen door overloop/overslag [Ref. 7.4]

| $P_{max}$ [-] | 1/100 | 1/300 | 1/1.000 | 1/3.000 | 1/10.000 | 1/30.000 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| c [-] | 7 | 5 | 4 | 3 | 3 | 3 |

Met een $P_{max}$ van 1/3.000 per jaar voor dit normtraject, volgt een waarde voor de correctiefactor c van 3. Met een default faalkansruimtefactor $\omega_{CON}$ van 0,02 voor constructief falen en een default waarde voor de lengte-effectfactor voor constructief falen van 3 (beide conform OI2014v4 en WOWK) volgt een faalkanseis voor constructief falen $P_{eis,KW,CON}$ = 6,67E-6 ofwel 1/150.000 per jaar. Dit moet worden omgerekend naar een betrouwbaarheidsindex β om een betrouwbaarheidseis af te kunnen leiden uit figuur 37 van de WOWK. Dit kan met formule 7.3 uit de WOWK:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \qquad 7.3$$

Waarbij:

$P_f$ Faalkans kunstwerk *constructief falen* voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref}$ [-]
β Betrouwbaarheidsindex voor een referentieperiode gelijk aan $t_{ref}$ [-]
Φ(...) Standaardnormale verdeling

Een faalkanseis voor constructief falen $P_{eis,KW,CON}$ = 6,67E-6 per jaar komt overeen met β = 4,35 per jaar[1].

Uit tabel 13 van de WOWK volgt voor een verificatie Waterwet: $K_{FI}$ = 1,0 en ξ = 0,89.

Tabel 13 Aanbevolen overschrijdingskansen en parameterwaarden volgens 6.10b bij verificatie Waterwet

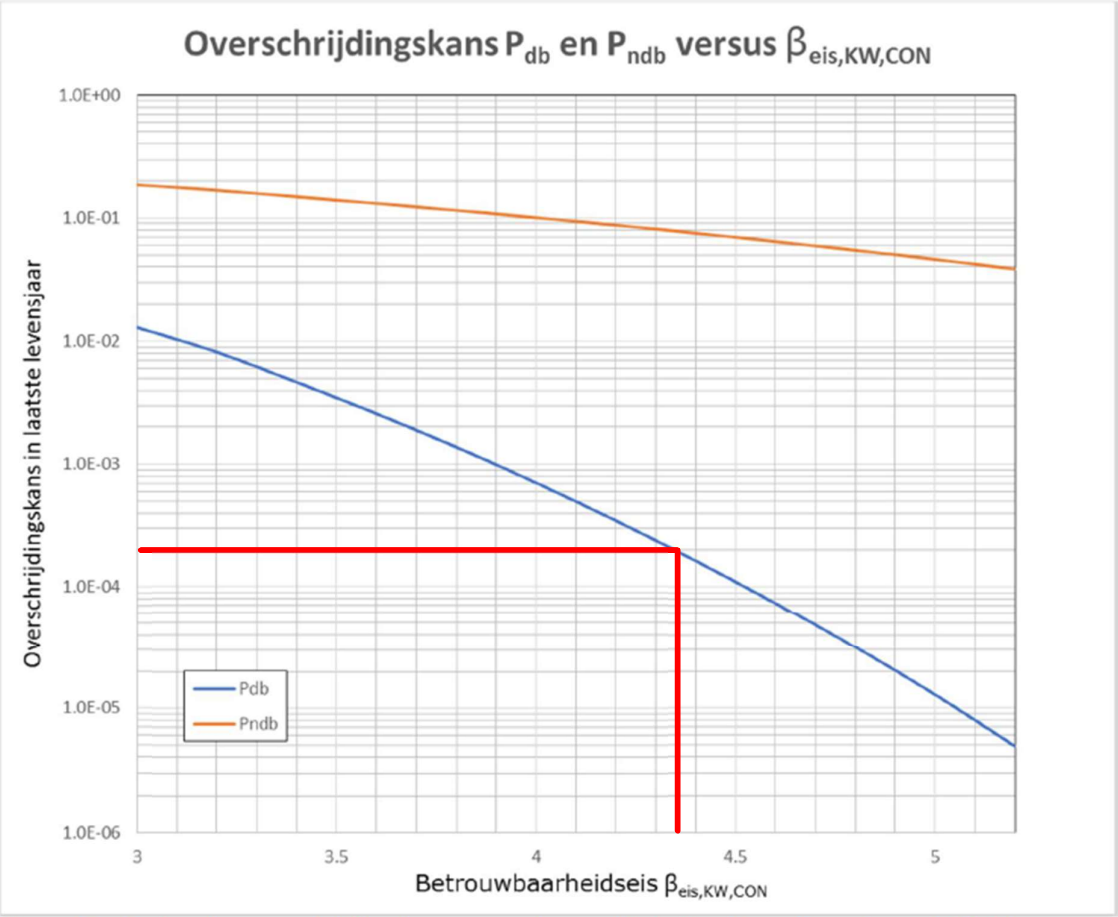
| Parameters | Aanbevolen waarden |
|---|---|
| $K_{FI}$ | 1,0 |
| ξ | 0,89 |
| $\Psi_0$ | 0,6 |
| $\gamma_G$ | Zie Figuur 38 |
| $P_{db}$ en $P_{ndb}$ [-] Betrekken op 1-jaarsstatistiek in het laatste levensjaar | Zie Figuur 37 |

NB1: De overschrijdingskansen en de belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting zijn gekalibreerd rekening houdend met modelonzekerheden.
NB2: In de $P_{db}$ en $P_{ndb}$ is de correctie van de materiaalfactoren verwerkt. De materiaalfactoren in NEN-EN 1992-1999 zijn namelijk gebaseerd op CC2.

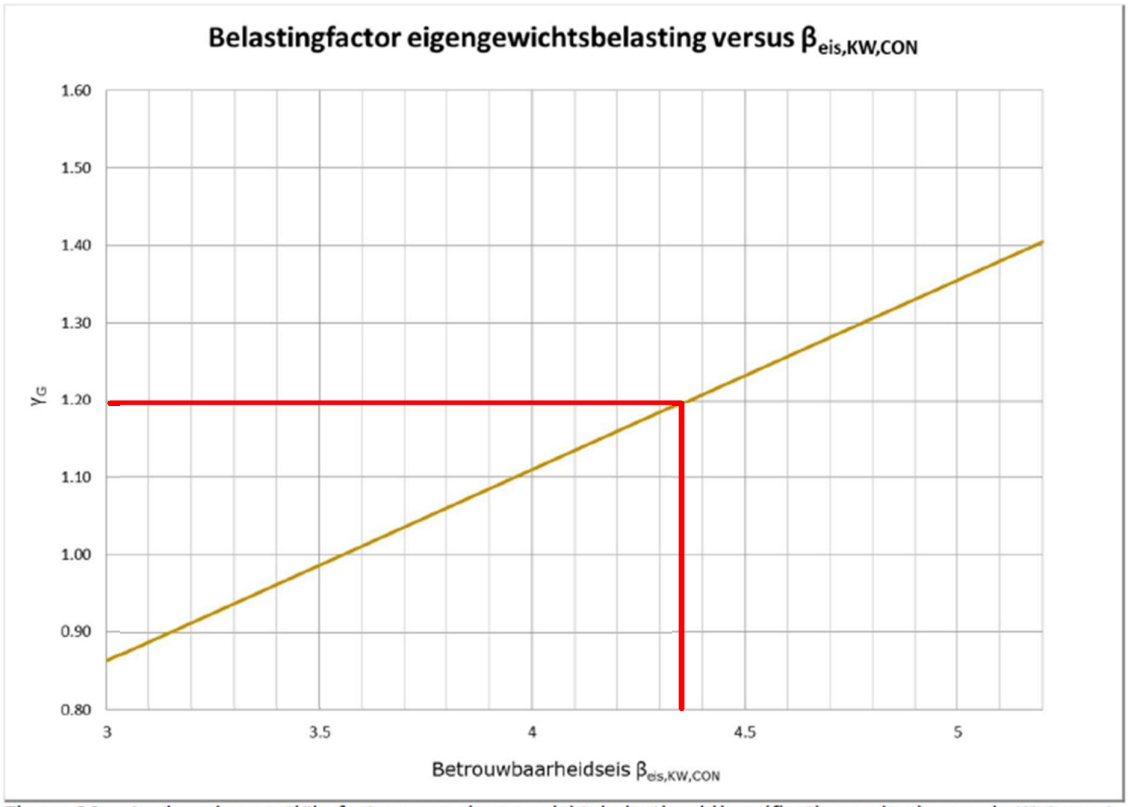
Uit figuur 37 van de WOWK (hieronder opgenomen) kan worden afgelezen dat bij β = 4,35 per jaar een overschrijdingskans van de rekenwaarde van de hydraulische belasting $P_{db}$ volgt van 2,0E-4 per jaar.

Uit figuur 38 van de WOWK (hieronder opgenomen) kan worden afgelezen dat bij β = 4,35 per jaar een belastingfactor voor de eigengewichtsbelasting $\gamma_G$ volgt van 1,20.

[1] Middels excelformule NORM.INV(1-6,67E-6;0;1). Deze formule berekent de inverse van de cumulatieve normale verdeling bij het opgegeven gemiddelde en standaarddeviatie.




Figuur 37 Aanbevolen overschrijdingskansen verval- en golfbelasting $P_{db}$ en $P_{ndb}$ volgens 6.10b bij verificaties op basis van de Waterwet




Figuur 38 Aanbevolen partiële factor voor eigengewichtsbelasting bij verificaties op basis van de Waterwet in geval van een dominante hydraulische belasting.

**Bepalen maatgevende betrouwbaarheidseis**

Uit bovenstaande paragraaf blijkt dat de overschrijdingskans van de rekenwaarde van de hydraulische belasting $P_{db}$ behorend bij het Bouwbesluit met 1,0E-5 (1/100.000) per jaar kleiner is dan de overschrijdingskans $P_{db}$ behorend bij de Waterwet van 2,0E-4 (1/5.000) per jaar. Als daarnaast de factoren $\gamma_g$, $K_{FI}$ en $\xi$ vergeleken worden (zie onderstaande tabel) volgt dat deze bij toetsing aan de Waterwet gelijk of strenger zijn dan conform het Bouwbesluit.

| | | Bouwbesluit | Waterwet |
|---|---|---|---|
| $P_{db}$ | Overschrijdingskans van de rekenwaarde van de hydraulische belasting (per jaar) | 1,0E-5 | 2,0E-4 |
| $\gamma_g$, | Partiële factor voor permanente belastingen (-) | 1,35 | 1,20 |
| $K_{FI}$ | Vermenigvuldigingsfactor | 1,1 (bij CC3) | 1,0 |
| $\xi$ | Reductiefactor voor ongunstige eigengewichtsbelasting (-) | 0,89 | 0,89 |

Het Bouwbesluit is dus maatgevend als gekozen wordt voor gevolgklasse CC3, wat neerkomt op β=4,3 over de referentieperiode van 50 jaar.

# Bijlage 13. Achtergrondrapport bij sterkte en stabiliteit coupures (STKWp)

Tauw

# VO ontwerp coupures Stadsdijken Zwolle

**28 mei 2020**

# Verantwoording

| | |
|---|---|
| **Titel** | VO ontwerp coupures Stadsdijken Zwolle |
| **Opdrachtgever** | Dijkteam Zwolle |
| **Projectleider** | Gerard Pragt |
| **Auteur(s)** | Bouwe van Ens |
| **Tweede lezer** | Mathijs Wiggers |
| **Projectnummer** | 1273406 |
| **Aantal pagina's** | 26 |
| **Datum** | 28 mei 2020 |
| **Handtekening** | Ontbreekt in verband met digitale verwerking. |
| | Dit rapport is aantoonbaar vrijgegeven. |

# Colofon

Tauw bv
Handelskade 37
Postbus 133
7400 AC Deventer
T +31 57 06 99 91 1
E info.deventer@tauw.com

# Inhoud

1 Inleiding ..... 5
1.1 Algemeen ..... 5
1.2 Doel van dit document ..... 5
1.3 Coupures binnen het project Stadsdijken Zwolle ..... 5
1.4 Versiebeheer ..... 7
2 Uitgangspunten ..... 8
2.1 Normen en richtlijnen ..... 8
2.2 Documenten ..... 8
2.3 Gebruikte software en rekenprogramma's ..... 8
2.4 Materialen ..... 8
2.5 Uitgangspunten damwandberekening ..... 8
2.6 Veiligheidsfilosofie en rekenwijze ..... 12
2.6.1 Veiligheidsfilosofie ..... 12
2.6.2 Rekenwijze ..... 12
2.7 Bodemopbouw ..... 13
2.7.1 Bodemopbouw C&I 1 ..... 16
2.7.2 Bodemopbouw Leenman 1 ..... 16
2.8 Fasering ..... 16
2.9 Belastingen ..... 17
2.10 Sterkte damwand na corrosie ..... 19
2.11 Ontwerpkeuzes ..... 20
3 Berekening krachtswerking ..... 21
3.1 C&I 1 ..... 21
3.1.1 Hoog water (RC3) ..... 21
3.1.2 Verkeer (RC1) ..... 21
3.2 Leenman 1 ..... 22
3.2.1 Hoog water (RC3) ..... 22
3.2.2 Verkeer (RC1) ..... 23
4 Toetsing ..... 24
4.1 C&I 1 ..... 24

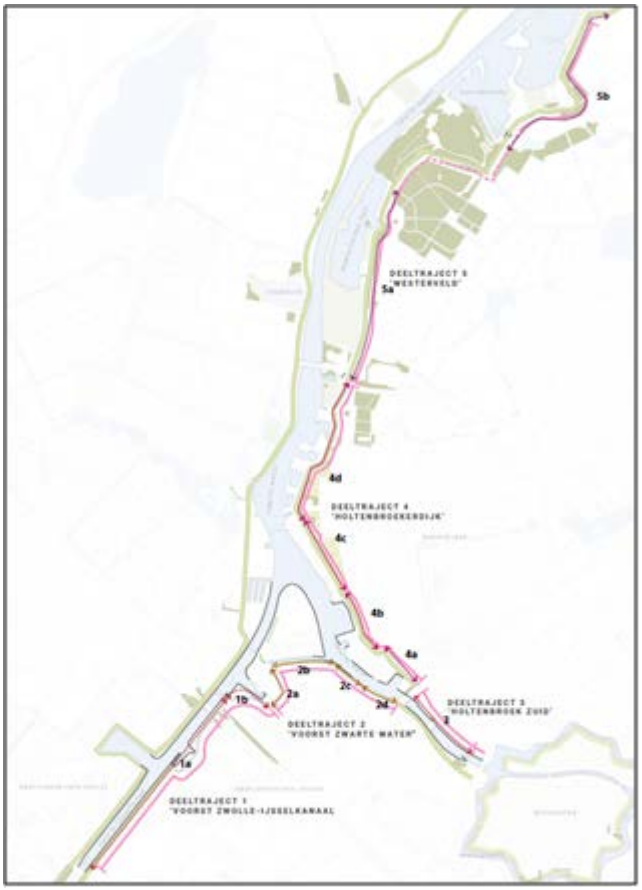
4.2 Leenman 1 ..... 24
5 Résumé en aandachtspunten ..... 26

Bijlage 1 Grondonderzoek en DSheet C&I 1
Bijlage 2 Grondonderzoek C&I 2
Bijlage 3 Grondonderzoek IJzerleeuw 1
Bijlage 4 Grondonderzoek IJzerleeuw 2
Bijlage 5 Grondonderzoek IJzerleeuw 3
Bijlage 6 Grondonderzoek Van der Kamp
Bijlage 7 Grondonderzoek en DSheet Leenman 1
Bijlage 8 Grondonderzoek Leenman 2
Bijlage 9 Grondonderzoek Triferto
Bijlage 10 Gegevens schotbalksysteem DSP2000
Bijlage 11 Durability gekozen damwandtype
Bijlage 12 Voor piping vereiste damwandlengte
Bijlage 13 Corrosie damwanden
Bijlage 14 Constructieprincipe coupure C&I 1

# 1 Inleiding

## 1.1 Algemeen

De derde landelijke toetsronde hoogwaterveiligheid heeft uitgewezen dat een groot deel van het traject Stadsdijken Zwolle (HWBP-projectnummer 15E) niet voldoet aan de in de Waterwet vastgelegde veiligheidsnorm. Het traject is daarom vervolgens opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Beheerder Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) heeft de opgave om de afgekeurde delen van het traject op orde te brengen. Daarvoor heeft WDODelta in 2014 en 2015 de preverkenning en in 2016 en 2017 de verkenningsfase voor dijkversterking Stadsdijken Zwolle doorlopen, met als resultaat een vastgesteld voorkeursalternatief (VKA). Nu bevindt het project zich in de volgende fase: de planuitwerkingsfase. Het traject binnen het HWBP-project Stadsdijken Zwolle omvat de waterkering aan de zuidoostzijde langs het Zwolle-IJsselkanaal, vanaf de Spooldersluis (hectometer 53-46.8), via keersluis Zwolle1, tot aan hectometer 53-95.2+50m aan de oostzijde van het Zwarte Water nabij de Noorderkolk. Het traject is opgenomen in figuur 1.1.




*Figuur 1.1 Projectgebied met Trajectindeling*

## 1.2 Doel van dit document

In dit rapport is het ontwerp van de **schotbalken** besproken en zijn de resultaten van de berekeningen van de **stalen damwanden onder de coupures** gepresenteerd. Gekeken is of de damwanden welke benodigd zijn voor onderloopsheid (zie bijlage 12) voldoende lang zijn of dat er om constructieve redenen langere damwanden vereist zijn. Voor zover nodig worden de constructies uitgewerkt tot het niveau wat verwacht mag worden in het VO.

Dit document is een bijlage van het hoofddocument ontwerp waterveiligheid.

## 1.3 Coupures binnen het project Stadsdijken Zwolle

Op dit moment worden de volgende coupures genoemd in de Excel-lijst Paspoort-Loop 1-coupures (voorkeursalternatief):

*Tabel 1.1 Overzicht alle coupures*

| Omschrijving locatie | Deel-traject | Locatie | | Lengte | Peil dijk | Peil weg | Kerend |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Hm van | Hm tot | m | m NAP | m NAP | m |
| 1 C&I 1 | 1b | 1571 | 1599 | 28 | 3,4 | 2,7 | 0,70 |
| 2 C&I 2 | 1b | 1640 | 1653 | 13 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 3 IJzerleeuw 1 | 1b | 1750 | 1758 | 8 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 4 IJzerleeuw 2 | 2a | 1864 | 1876 | 12 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 5 IJzerleeuw 3 | 2a | 1966 | 1981 | 15 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 6 van der Kamp | 2a | 2064 | 2074 | 10 | 3,4 | 2,7 | 0,70 |
| 7 VARO ** | 2c | 2445 | 2545 | n.v.t. | 3,4 | 2,5 | |
| 8 Leenman 1 * | 4a | 4447 | 4454 | 7 | 3,3 | 1,55 | 1,75 |
| 9 Leenman 2 * | 4a | 4541 | 4548 | 7 | 3,3 | 1,6 | 1,70 |
| 10 Triferto * | 4a | 4622 | 4629 | 7 | 3,3 | 1,6 | 1,70 |

* reeds bestaande (te slopen) coupure

** oplossing bestaat uit 3 waterkerende deuren in een damwand, tegen de waterdruk in openend, breed circa 1 meter. Het maaiveld ligt daar op circa NAP +2,5 meter. De kerende hoogte wordt daar dus circa 3,4-2,5 = 0,9 meter. De deuren in de damwand krijgen dus alleen een zij- en een onderaanslag (en geen bovenaanslag), zoals een deur in een bejaarden bad of in een verschansing van een schip.




In deze rapportage is het constructieve ontwerp van de damwandconstructie onder de coupures op VO niveau uitgewerkt. In bijlage 14 een constructieprincipe aangegeven van de coupure C&I 1, uitgaande van een fundering op staal. Indicatief zijn een paar palen aangegeven onder de vleugels ingeval die gefundeerd zou moeten worden op palen. Ook is het mogelijk dat de damwand welke benodigd is tegen onderloopsheid onvoldoende draagvermogen geeft tegen belastingen door verkeer. In dat geval moeten ook palen onder de drempel worden aangebracht.

## 1.4 Versiebeheer

Dit is versie 1 van deze rapportage.

# 2 Uitgangspunten

## 2.1 Normen en richtlijnen

Normen in de EUROCODE reeks (incl. correctiebladen en NB's):

| | |
|---|---|
| NEN-EN 1990 | Grondslagen voor het ontwerp |
| NEN-EN 1991 | Belastingen op constructies (7 delen) |
| NEN-EN 1992 | Betonconstructies |
| NEN-EN 1993 | Staalconstructies |
| NEN-EN 1997 | Geotechnisch ontwerp (2 delen) |
| NEN 9997-1 | Geotechnisch ontwerp van constructies |

Overige richtlijnen en publicaties:

| | |
|---|---|
| CUR-rapport 166 | Damwandconstructies |

## 2.2 Documenten

| | |
|---|---|
| [1] Tekening: | nog geen nadere tekeningen beschikbaar (zie bijlage 14) |
| [2] Grondonderzoek: | 1804499-00756 van Fugro d.d. 5-2-2020 |
| [3] Grondonderzoek: | R1800737-03 van Mos d.d. 8-2-2019 |
| [4] Grondonderzoek: | R1501350-RH_1 van Mos d.d. 7 juli 2015 |
| [5] Grondonderzoek: | WDOD 1804499-00756, versie 1.0, Werkplan geotechnisch onderzoek d.d. 4-12-2019 |
| [6] TUN: | WDOD 1804499-00330 versie 1.0, Technische uitgangpuntennotitie d.d. 7-10-2019 |
| [7] Paspoort: | Excel lijst paspoort loop 1 coupures versie april 2020 |

## 2.3 Gebruikte software en rekenprogramma's

Voor de berekening van de damwand wordt het volgende programma gebruikt:

- Dsheetpiling versie 19.3 (in afwijking van de TUN)

## 2.4 Materialen

Stalen damwand, warmgewalst: AZ12-770, S240

## 2.5 Uitgangspunten damwandberekening

In dit hoofdstuk zijn de randvoorwaarden en uitgangspunten samengevat zoals deze voor elke berekening gelden.

De constructie van de coupures bestaan hoofdzakelijk uit de volgende onderdelen:

- Standaard schotbalken en tussen- en eindstijlen van het door de opdrachtgever voorgeschreven systeem GOH DPS2000 (zie bijlage 10). De schotbalken zijn van aluminium en worden geproduceerd in lengtes van maximaal 6 meter. Een economische hoh afstand van de stijlen is daarom circa 3 meter. **Met de opdrachtgever dient afgesproken te worden wat de totale lengte van elke coupure en wat de lengte van de individuele schotbalken gaat**

**worden. Daarbij moet afgewogen worden wat de hoh afstand van de stijlen gaat worden en hoe belangrijk de uitwisselbaarheid van de schotten tussen de diverse coupures is.** Elk schot is 200 of 250 mm hoog. Hierdoor zijn hoogtes te maken van 200, 250, 400, 450, 500, 600 en vervolgens in elk hoogtemaat met stapjes van 50 mm. De tussenstijlen passen in een klemconstructie die ingestort is in de betonnen fundering. De tussenstijlen kunnen bij hoh afstanden van 3 meter tot maximaal vrij uitkragend 1,6 à 2,2 meter keren. Voor grotere kerende hoogtes zijn schoren toepasbaar

- Een in het werk gestorte betonnen funderingsbalk. Deze fundering zou minimaal circa 600 mm breed en 600 mm hoog kunnen zijn. De breedte wordt voornamelijk bepaald door de afmetingen van de stalen damwand onder de balk
- Een stalen damwand onder en ter weerszijden van de betonconstructie, mede tegen piping. Er worden om praktische geen andere damwand materialen overwogen. Ook worden geen koudgevormde stalen damwanden overwogen wegens hun grotere doorlatendheid en mindere vormvastheid. De lengte van de damwanden ter voorkoming van kwel, gerekend vanaf maaiveld, is gegeven in bijlage 11. Het blijkt dat de voor piping vereiste damwandlengte kleiner is dan die welke voor constructieve sterkte vereist is. NB: bij de berekening van de lengte van de damwanden tegen kwel is gerekend met iets andere maaiveldhoogtes dan waar de damwand op sterkte mee is berekend. De reden is dat voor kwel andere hoogtes maatgevend zijn dan voor sterkte. Te zijner tijd moeten deze waardes nader worden bepaald. Bij de hoogtes welke voor de berekening van de sterkte zijn gebruikt valt aan te tekenen dat de maaiveldhoogtes naar boven toe zijn afgerond. Dit om plasvorming en daardoor vervuiling rondom de drempel te voorkomen
- De damwand wordt momentvast met de balk verbonden door aan de damwand gelaste wapening
- Ingeval ter weerszijden van de coupure de kering wordt uitgevoerd als **dijk** moet een overgang tussen de coupure en de dijk worden ontworpen in de vorm van **vleugelwanden**. Deze worden in het werk gestort uitgevoerd. De vleugelwanden worden minimaal vorstvrij aangelegd (600 mm minus maaiveld volgens NEN9997 artikel 6.4 (6)c). Omdat er zowel een aandrijvende belasting als een weerstand biedende grondreactie kan optreden is het bij een kleine hoogte van de dijk (coupure 1 t/m 6 van tabel 1.1) vermoedelijk niet nodig om de wand als L-wand uit te voeren. Bij de andere coupures (8 t/m 10 van tabel 1.1) zal de wand vermoedelijk het beste als L-wand uitgevoerd kunnen worden.
  De eerste en laatste schotten van de coupure passen in een rvs profiel wat wordt **ingestort in de vleugelwand** (bijlage 10, bovenste profiel) of in een profiel wat **gemonteerd wordt in een inkassing en later wordt aangegrout**. Er bestaan ook oplossingen met een profiel wat wordt gebout op de vleugelwand. In het laatste geval hoeft er in de wand geen verzwaring te worden gemaakt ten behoeve van de inkassing. Laatst genoemde oplossing heeft niet de voorkeur wegens de kans dat de profielen beschadigd worden door het passerend verkeer. Daarom wordt gekozen voor ingestorte profielen. In bijlage 10 zijn daar 2 voorbeelden van gegeven. Het bovenste profiel wordt direct ingestort. Het onderste profiel wordt gemonteerd in een tijdelijke inkassing en aangevuld met grout. In het laatste geval is de maatvoering beter te garanderen.

De kering ter weerszijden van de coupure kan ook worden uitgevoerd als **damwand**. Hierbij is minder ruimte vereist dan bij een dijk. Ook in het geval de kering wordt doorgezet als dijk is het nodig dat de damwand een stuk doorloopt in het dijkprofiel om achterloopsheid te voorkomen.

- De aansluitende damwand of dijk wordt uitgevoerd zoals dat voor de aansluitende damwand of dijk is voorgeschreven.

Het centrale deel van elke coupure kan (afgezien van eigen gewicht) op 2 manieren worden belast:

1. In de **hoogwaterfase** grijpt er een **horizontaalkracht** en een **moment** aan op de bovenzijde van de balk als gevolg van de waterbelasting. Aanvullend werkt de hoogwaterbelasting tegen de damwand ook nog door in de grond onder de balk. Deze belasting moet door de damwand worden overgedragen naar de ondergrond.

| Omschrijving locatie | Peil dijk | Peil weg | Kerend | moment | dwarskracht |
|---|---|---|---|---|---|
| | m NAP | m NAP | m | kNm/m | kN/m |
| 1 C&I 1 | 3,4 | 2,7 | 0,7 | 0,57 | 2,45 |
| 2 C&I 2 | 3,4 | 2,6 | 0,8 | 0,85 | 3,20 |
| 3 IJzerleeuw 1 | 3,4 | 2,6 | 0,8 | 0,85 | 3,20 |
| 4 IJzerleeuw 2 | 3,4 | 2,6 | 0,8 | 0,85 | 3,20 |
| 5 IJzerleeuw 3 | 3,4 | 2,6 | 0,8 | 0,85 | 3,20 |
| 6 van der Kamp | 3,4 | 2,7 | 0,7 | 0,57 | 2,45 |
| 7 VARO ** | 3,4 | ? | | | |
| 8 Leenman 1 * | 3,3 | 1,55 | 1,75 | 8,93 | 15,31 |
| 9 Leenman 2 * | 3,3 | 1,6 | 1,7 | 8,19 | 14,45 |
| 10 Triferto | 3,3 | 1,6 | 1,7 | 8,19 | 14,45 |

**Er zijn dus eigenlijk 2 groepen kerende hoogtes: voor locatie 1 t/m 6 circa 0,8 meter en voor locatie 8 t/m 10 circa 1,75 meter.**

2. In de **gebruiksfase** (ingeval er geen schotbalken geplaatst zijn) kan de funderingsbalk neerwaarts worden belast door verkeer. Daarvoor geldt de NEN-EN 1991-2. Dit geeft om te beginnen een **neerwaartse** belasting. Door een excentrisch aangrijpen van de belasting op de rand van de balk treedt er een wringend moment in de balk op welke als buiging wordt overgedragen naar de kop van de damwand. Hiervoor is aangelaste wapening vereist. Deze belasting moet door de damwand worden overgedragen naar de ondergrond.
   Ook kan de damwand **horizontaal** worden belast door verkeersbelasting op het maaiveld ter weerszijden van de coupure.

De damwandberekening wordt uitgevoerd conform de laatste versie 6 van de CUR166. Het hierin voorgestelde stappenplan wordt aangehouden en is als volgt:

Stap 1: Bepaal de maatgevende uitgangspunten: dit gebeurt in het hierna volgende (en zonodig specifiek per locatie)

Stap 2: Bepaal de karakteristieke/representatieve waarden van de parameters: dit gebeurt in het hierna volgende (en zonodig specifiek per locatie)

Stap 3: Bepaal de rekenwaarden van de parameters. De rekenwaardes voor de hoogte van het maaiveld (zie stap 6.1 t/m 6.5) zijn gelijk aan de karakteristieke waarde van de hoogte. Immers: er is geen kans dat het maaiveld aan de waterzijde hoger of het maaiveld aan de landzijde lager ligt dan de ontwerphoogte. De rekenwaardes voor de hoogte van het water (zie stap 6.1 t/m 6.5) aan de waterzijde zijn gelijk aan de karakteristieke waarde van de hoogte. Aangehouden wordt aan de waterzijde de bovenzijde van het schot en aan de landzijde de reguliere grondwaterstand. Immers: er is geen kans dat het water aan de waterzijde hoger komt dan het schot.

Stap 4: Kies berekeningsschema A of B

- A: rekenwaarden in alle fasen (meestal gekozen, zo ook hier)
- B: rekenwaarden in de te toetsen fase(n) en representatieve/karakteristieke waarden in voorgaande fasen

Stap 5: Bereken de minimale inbeddingsdiepte (vrij opgelegde damwand) met de rekenwaarden van de parameters (lage rekenwaarde voor de beddingconstante)

Stap 6: Dimensioneringsberekeningen (in 5 substappen: 6.1 t/m 6.5). Varieer de inbeddingsdiepte om te komen tot de meest economische oplossing. Meestal wordt een diepte gekozen die circa 0,5 tot 1 meter langer is dan de minimale diepte.

Stap 7: Controle op het moment ($M_{s;d}<M_{r;d}$ in zowel de situatie van een ongecorrodeerde als een gecorrodeerde damwand)

Stap 8: Controle op dwarskracht (en normaalkracht indien van toepassing)

Stap 9: Controle op anker- en stempelkrachten (hier niet van toepassing)

Stap 10: Controle op vervormingen (BGT): dit is lastig omdat de normen geen maximale verplaatsing voorschrijven. Voorgesteld wordt om een arbitraire waarde te kiezen van 25 mm op maaiveldniveau. Dit is de helft van wat RWS toelaatbaar acht voor permanente damwanden ingeval de eis kerende hoogte gedeeld door 200 niet maatgevend is. Wanneer de vervormingen op dat niveau tot 25 mm beperkt blijven wordt de constructie geacht nog goed te kunnen functioneren. Formeel zou voor de hoogwaterfase volgens de waterwet geen toets op vervorming nodig zijn en alleen maar een toets van niet falen (probabilistisch). De toets zou dan alleen op de gebruiksfase van toepassing zijn.

Stap 11: Controleer overige mechanismen (Kranz, grondbreuk, totale stabiliteit, piping en hydraulische grondbreuk, verticale draagkracht) voor zover van toepassing. In dit geval (geen ankers) behoeft Kranz-stabiliteit niet getoetst te worden. Piping en hydraulische grondbreuk wordt door de waterveiligheidsmensen getoetst.

Stap 12: Bespreek uitvoeringsaspecten (trillingen, zwaarte van inbrengen)

Stap 13: Verifieer de keuzes

De krachtswerking wordt berekend met een niet gecorrodeerde damwand. Na corrosie zullen de momenten en dwarskrachten rekentechnisch afnemen en de vervorming rekentechnisch toenemen. Hier wordt op dit moment verder geen aandacht aan besteed.

| | |
|---|---|
| Maaiveldbelasting in gebruiksfase: | verkeersbelasting LM1, zie NEN-EN1991-2 |
| Maaiveldbelasting in hoog water fase: | water conform tabel 1.1 |
| Grondwaterstand in gebruiksfase: | NAP0,0, afgeleid uit hoofdstuk 7.3 van [3] |
| Grondwaterstand in hoog water fase: | Aan de buitenzijde conform tabel 1.1<br>Aan de binnenzijde gelijk aan maaiveld |
| Reliability Class: | CC3 in de hoogwaterfase, CC1 in de gebruiksfase |
| Ontwerplevensduur: | 100 jaar |
| Corrosiesnelheid: | conform NEN-EN 1993-5 tabel 4.1 (grond) en 4.2 (water), zie bijlage 11 en 13: 0,012 mm per zijde per jaar. Dit levert totaal 2,4 mm corrosie. |

*Corrosie na 100 jaar:*

Corrosiesnelheid is conform NEN-EN1993-5 genomen.

| | | |
|---|---|---|
| Grondzijde: | ongeroerde grond: | 1,20 mm |
| Waterzijde: | ongeroerde grond: | 1,20 mm |
| Totaal: | | 2,40 mm |

## 2.6 Veiligheidsfilosofie en rekenwijze

### 2.6.1 Veiligheidsfilosofie

De constructie wordt ontworpen op basis van zowel de Waterwet als het Bouwbesluit. Voor de veiligheidsfilosofie wordt verwezen naar het hoofddocument. Daarin is aangegeven dat **voor wat betreft de coupures gerekend kan worden met de rekenregels uit het Bouwbesluit omdat die maatgevend zijn boven die van de Waterwet.**

Daarom wordt in deze berekening alleen gekeken naar de rekenwijze volgens het Bouwbesluit zoals die geïmplementeerd is in het programma DSheet van Deltares. Daarin wordt in de hoogwatersituatie de waterstand vooralsnog ingevoerd gelijk aan de bovenzijde van de dijk en de schotbalken. Vooralsnog is aangehouden dat de schotbalken even hoog komen als de dijk en dat een eventuele staande golf niet hoger komt dan bovenzijde dijk/schotbalk. Op de geometrie worden de toeslagen toegepast volgens NEN9997-1 artikel 9.3.2.2 voor **grond** en volgens artikel 9.3.2.3 voor **water** (zie tabel 9.a). Hiermee is dan toch enigszins rekening gehouden met golfslag en een waterstand die iets boven de dijk/schotbalk uit komt. Er wordt in de hoogwatersituatie gerekend met CC3. In de gebruiksfase wordt gerekend met CC1.

### 2.6.2 Rekenwijze

Er worden 2 rekenmodellen gemaakt: één voor de hoog water situatie (model 1 met RC3) en één voor de verkeersbelasting (model 2 met RC1). Allereerst wordt bekeken wat de minimaal vereiste

lengte van de damwand is op basis van de hoog water situatie. De waterstand aan de landzijde wordt daarbij gesteld op maaiveldniveau. In dat model wordt aan de actieve zijde een negatieve wateroverspanning gerekend vanaf het maaiveld tot onderzijde damwand en aan de passieve zijde wordt een positieve wateroverspanning gerekend tot aan het maaiveld. Deze wateroverspanning is er voor bedoeld om er voor te zorgen dat de waterdruk aan de onderzijde van de damwand aan beide zijden van de wand gelijk is. De wateroverspanning is rechtlijnig ingevoerd als het waterdrukverschil tussen actieve en passieve zijde op maaiveldniveau gedeeld door twee maal de lengte van de damwand.
Vervolgens wordt gekeken wat de minimale lengte van de damwand is op basis van de verkeersbelasting (model 2).
Als gevolg van de verkeersbelasting zal de damwand aan de kop willen verplaatsen. Direct naast de belaste zone (3 meter) zou de verplaatsing als gevolg van verkeer dan 0 zijn. De aanwezige gording maakt echter dat de damwand naast de belaste zone van de gording ook mee zal verplaatsen. Met andere woorden: de belasting wordt gespreid over een grotere breedte dan alleen de verkeerszone (breed 3 meter). Dit kan worden benaderd door in model 2 een verende oplegging aan de bovenzijde van de damwand in rekening te brengen. De veerstijfheid van deze veer moet iteratief worden bepaald. Grofweg kan gezegd worden dat de veer ongeveer zo groot moet zijn dat de verplaatsing ter plaatse van de belaste zone ongeveer de helft wordt van de verplaatsing zonder die veer. Het blijkt dat met deze rekenwijze de momenten iets groter worden. In het DO zal deze rekenwijze worden verfijnd en zullen ook horizontale momenten in de gording worden bepaald.
Nadat op deze manier de definitieve lengte van de damwand is bepaald worden beide modellen doorgerekend.
NB: vooralsnog is gerekend met een ongecorrodeerde damwand. Wanneer met een gecorrodeerde damwand wordt gerekend wijzigen de resultaten enigszins.

## 2.7 Bodemopbouw

In de **TUN** staan de hierna volgende rekenwaardes voor de grond aangegeven:

Tabel 6.4: Sterkteparameters Stadsdijken Zwolle, rekenwaarden

| Grondsoort | $\gamma$ / $\gamma_{sat}$ | $\varphi'_k$ [°] | $\Psi'_k$ [°] | $c'_k$ [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 18,5 / 18,5 | - | - | - | 0,28 | 0,81 | 12 / 5 | 1,36 |
| Veen | 10,5 / 10,5 | - | - | - | 0,30 | 0,81 | 23 / 5 | 1,47 |
| Zand, pleistoceen | 18,0 / 20,0 | 32,9 | 0 | 0 | - | - | - | - |
| Klei, dijksmateriaal | 17,0 / 17,0 | 26,9 | 0 | 0 | - | - | - | - |

In de **TUN** is ook nog bijgaande tabel opgenomen (NB hier is weer sprake van een andere hectometrering als die welke in tabel 1.1 wordt gebruikt):

Tabel B3-1 Dikte slappe lagen pakket langs het traject van Stadsdijken

| Deeltraject | Hectometrering | | Dikte slappe lagen pakket [m] |
|---|---|---|---|
| | Van [hm] | Tot [hm] | |
| 1 | 46,79 | 46,82 | Ca. 1 m (klei) |
| 1 | 46,82 | 46,99 | Ca. 2 m (klei) |
| 1 | 46,99 | 47,07 | Ca. 1 m (klei) |
| 1 | 47,07 | 47,13 | Geen slappe lagen pakket |
| 1 | 47,13 | 47,47 | Ca. 2 m (klei en veen) |
| 1 | 47,47 | 47,68 | Niet bekend* |
| 1 | 47,68 | 47,80 | Ca. 2 m (klei en veen) |
| 1 | 47,80 | 48,20 | Geen slappe lagenpakket |
| 2 | 48,53 | 49,20 | 2-3 m (klei en veen) |
| 3 | 89,74 | 90,88 | 2 m (klei en veen). |
| 4a/b | 90,25 | 90,88 | 2 m (klei en veen). De laatste 200 m neemt dikte toe en alleen klei. |
| 4c | 90,88 | 91,3 | 0,5-1 m (klei) |
| 4d | 91,3 | 91,93 | 1-2 m** |
| 4d | 91,93 | 92,3 | 3-4 m (klei) |
| 5a | 92,3 | 93,4 | 3-4 m (klei) |
| 5b | 94,33 | 94,70 | Zand |
| 5b | 94,70 | 95,13 | Afwisselend kleiig/zandig |
| 5b | 95,13 | 95,30 | 0,5-1 m (klei) |

*Geen grondonderzoek beschikbaar

**Op basis van geotechnisch lengteprofiel van het achterland

Bij de coupures 1 t/m 8 zitten we in deeltraject 1b, 2a en 2c.

Bij de coupures 9 t/m 11 zitten we in deeltraject 4a/b.

Bij de **berekening van de zetting** is gerekend met onderstaande gegevens:

- Locatie: hm 53-90.25
- Ophoging:
  - 0,4 m (verwachte gemiddelde kruinophoging)
  - 0,8 m (worst-case benadering)
- Bodemopbouw: zie Tabel B14.6
- Zettingsparameters conform NEN 9997-1 Tabel 2.b (zie Tabel B14.7)

**Tabel B14.6: Bodemopbouw t.b.v. indicatieve zettingsberekening**

| Van [m NAP] | Tot [m NAP] | Grondlaag |
|---|---|---|
| +2,4 | +0,0 | Dijksmateriaal (afwisselend zand- en kleilaagjes) |
| +0,0 | -0,8 | Klei, matig siltig |
| -0,8 | -2,0 | Veen |
| -2,0 | -10,0 | Zand |

**Tabel B14.7: Zettingsparameters ndicatieve berekening**

| Materiaal | $\gamma$ / $\gamma_{sat}$ | $C_p$ | $C'_p$ | $C_s$ | $C'_s$ | OCR | $c_v$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dijksmateriaal | 18/18 | 690 | 230 | 1020 | 340 | 1,1 | $1*10^{-7}$ |
| Klei matig siltig – matig humeus | 16/16 | 45 | 15 | 510 | 170 | 1,2 | $1*10^{-7}$ |
| Veen | 11/11 | 18 | 6 | 60 | 20 | 1,2 | $1*10^{-7}$ |
| Zand zwak-matig siltig | 18/20 | 1350 | 450 | Inf. | Inf. | 1,1 | Drained |

Op basis van het grondonderzoek [2] is in 2.7.1 en 2.7.2 de bodemopbouw geschematiseerd. De grondsoort met bijbehorend volumiek gewicht, hoek van inwendige wrijving en cohesie is bepaald aan de hand van de conuswaarde en het wrijvingsgetal door correlatie met tabel 2.b van NEN9997-1 rekening houdend met de effectieve verticale grondspanning $\sigma'_v$. De wandwrijvingshoek is gesteld op maximaal 2/3 maal de hoek van inwendige wrijving conform NEN9997-1 artikel 9.5. De beddingconstanten zijn bepaald aan de hand van tabel 3.3 van CUR166 versie 6 deel 1. Over de hoogte van de betonnen gording is per definitie overal los gepakt zand gerekend, mede omdat hier een (geroerd) zandbed aanwezig is voor de bestrating.

Voor pleistoceen zand is in de **TUN** boven water 18 kN/m$^3$ en onder water 20 kN/m$^3$ aangehouden. Onduidelijk is op welk niveau het pleistoceen zand begint. Voor zand beneden NAP-2 meter is boven water 18 kN/m$^3$ en onder water 20 kN/m$^3$ aangehouden. In de **TUN** is voor veen voor zowel onder als boven water 10,5 of 11 kN/m$^3$ aangehouden.

In de tabellen in 2.7.1 en 2.7.2 zijn hier en daar waarden gebruikt die licht afwijken van de TUN, mede omdat in de TUN ook geen volledige consistentie te vinden is. Dit geeft echter geen grote afwijkingen in rekenresultaat. Gepoogd zal worden om in het DO waardes te gebruiken die beter aansluiten bij de **TUN**.

### 2.7.1 Bodemopbouw C&I 1

Ter plaatse zijn sondering S53-48.01B en S53-48.02B representatief. Beide sonderingen zijn gelijkwaardig.

*Tabel 2.1 Bodemopbouw C&I 1*

| Grondsoort | Niveau Bovenkant | $\gamma$ | $\gamma_{sat}$ | $\Phi'_{rep}$ | $\delta'_{rep}$ | $C'_{rep}$ | Bedding constante $k_{h1,1}$ | Bedding constante $k_{h2,2}$ | Bedding constante $k_{h3,3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m NAP] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] | [°] | [°] | [°] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] |
| los gepakt zand | 2,70 | 17 | 19 | 30 | 20 | 0 | 12000 | 6000 | 3000 |
| matig gepakt zand | 2,10 | 17 | 19 | 32,5 | 21,66 | 0 | 20000 | 10000 | 5000 |
| los gepakt zand | 1,00 | 17 | 19 | 30 | 20 | 0 | 12000 | 6000 | 3000 |
| matig gepakt zand | 0,00 | 17 | 19 | 32,5 | 21,66 | 0 | 20000 | 10000 | 5000 |

### 2.7.2 Bodemopbouw Leenman 1

Ter plaatse zijn sondering S53-90.26C, S53-90.26E en S53-90.29E representatief (zie bijlage 8). Er is weinig verschil tussen genoemde sonderingen. Eerstgenoemde sondering is gebruikt voor de invoer van de bodemopbouw.

*Tabel 2.2 Bodemopbouw Leenman 1*

| Grondsoort | Niveau Bovenkant | $\gamma$ | $\gamma_{sat}$ | $\Phi'_{rep}$ | $\delta'_{rep}$ | $C'_{rep}$ | Bedding constante $k_{h1,1}$ | Bedding constante $k_{h2,2}$ | Bedding constante $k_{h3,3}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m NAP] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] | [°] | [°] | [°] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] | [kN/m$^3$] |
| los gepakt zand | 1,55 | 17 | 19 | 30 | 20 | 0 | 12000 | 6000 | 3000 |
| Zanderige klei | 0,95 | 18 | 18 | 22,5 | 15 | 0 | 4000 | 2000 | 800 |
| veen | -1,00 | 10 | 12 | 15 | 0 | 1 | 1000 | 500 | 250 |
| los gepakt zand | -2,00 | 17 | 19 | 30 | 20 | 0 | 12000 | 6000 | 3000 |

## 2.8 Fasering

De hieronder beschreven fasering is aangehouden. Indien hiervan wordt afgeweken dient dit te worden overlegd met de constructeur/ geotechnisch adviseur. Een andere fasering betekent namelijk gewijzigde krachtswerking in de damwandconstructie en mogelijk een onveilige situatie.

*Bouwfasering*

- Weg buiten gebruik stellen en verharding verwijderen tot zover noodzakelijk
- Tot zover nodig ontgraven en vervolgens aanbrengen damwand
- Aanbrengen betonbalk
- Grond aanvullen en aanbrengen wegconstructie

In DSheet wordt de volgende fasering aangehouden:

*Fase 1: gebruiksfase*

- Verkeersbelasting LM1 eenzijdig van de coupure en verkeer op de coupure

*Fase 2: hoog waterfase*

- Hoog water eenzijdig van de coupure (geen verkeersbelasting achter de coupure)

## 2.9 Belastingen

In H2.5 zijn belastingen gegeven die in de bouwfase en in de gebruiksfase werkzaam zijn. In de gebruiksfase is er sprake van verkeersbelasting op en nabij de coupures. Deze verkeersbelasting bestaat uit LM1 en LM2 conform NEN-EN 1991-2. De belasting kan naast en op de damwand staan. Voor de belasting **op** de damwand is LM2 maatgevend. De aslast bedraagt $\beta_q$*$Q_{ak}$ met $Q_{ak}$ = 400 kN. De wielen staan 2 meter uit elkaar en hebben een wielprent van 350*600 mm (350 mm in de rijrichting en 600 mm dwars daarop). Bij een breedte van de sloof van 600 mm is de excentriciteit van de aslast dan 600/2-350/2 = 125 mm. Het moment bedraagt dan 400*0,125 = 50 kNm. Dit moment werkt op 2,0+0,6 = 2,6 meter, maar door spreiding kan dit moment verdeeld worden over een grotere breedte. Voorlopig wordt hiervoor 5 meter aangehouden waardoor het moment 10 kNm/m wordt. In het DO kan hier zonodig nader aandacht aan worden besteed. Volgens de nationale bijlage geldt $\beta_q = \alpha_{Q1}$. De waarden voor $\alpha_{Q1}$ zijn te vinden in onderstaande tabel uit de nationale bijlage.

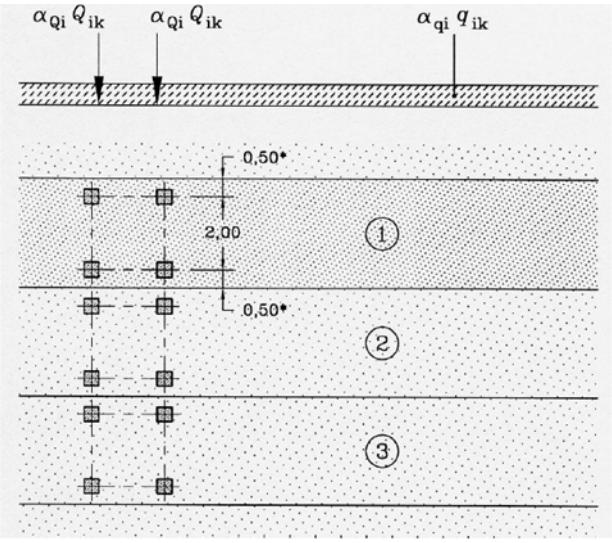
**Tabel NB.1 — Correctiefactoren $\alpha_{Q1}$, $\alpha_{q1}$ en $\alpha_{qr}$**

| Aantal vrachtwagens per jaar per rijstrook voor zwaar verkeer $N_{obs}$ [a] | $\alpha_{Q1}$ en $\alpha_{q1}$ | | | | $\alpha_{qr}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | Lengte van de overspanning of invloedslengte ($L$) | | | | |
| | 20 m | 50 m | 100 m | ≥ 200 m | |
| ≥ 2 000 000 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | |
| 200 000 | 0,97 | 0,97 | 0,95 | 0,95 | 0,90 |
| 20 000 | 0,95 | 0,94 | 0,89 | 0,88 | 0,80 |
| 2 000 | 0,91 | 0,91 | 0,82 | 0,81 | 0,70 |
| 200 | 0,88 | 0,87 | 0,75 | 0,74 | 0,60 |

[a] Tussengelegen waarden mogen worden geïnterpoleerd.

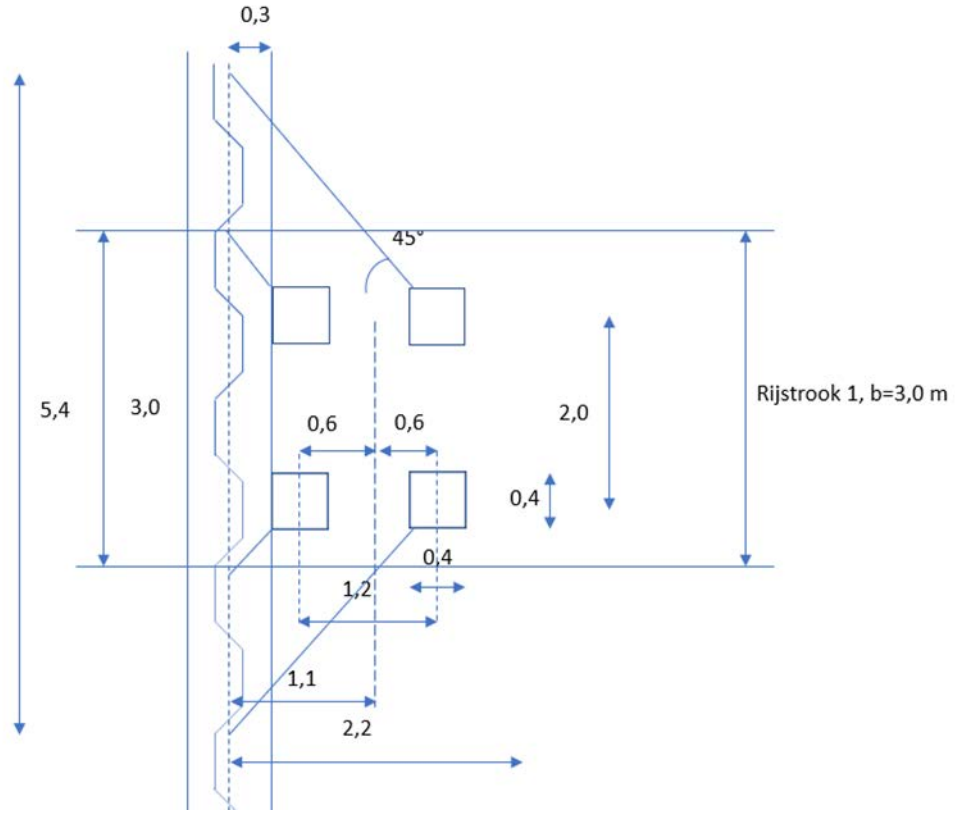
De situatie is niet voor elke coupure gelijk. Veiligheidshalve wordt daarom voor alle coupures aangehouden $\alpha_{Q1}$ = 1.

Voor de belasting **naast** de damwand geldt dat LM1 (**vlaklasten** $\alpha_{q1}$*$q_1$ en **aslasten** $\alpha_{Q1}$*$Q_1$) wordt aangehouden omdat deze een grotere totaalbelasting geeft dan LM2.




**Verklaring**

(1) rijstrook nummer 1 : $Q_{1k}$ = 300 kN ; $q_{1k}$ = 9 kN/m$^2$
(2) rijstrook nummer 2 : $Q_{2k}$ = 200 kN ; $q_{2k}$ = 2,5 kN/m$^2$
(3) rijstrook nummer 3 : $Q_{3k}$ = 100 kN ; $q_{3k}$ = 2,5 kN/m$^2$; tussenafstand assen in tandemstelsel = 1,2 m
* Voor $w_l$ = 3,00 m




Om de juiste gronddruk tegen de damwand te genereren zijn de aslasten gespreid gerekend. Voor de **aslasten** geldt op rijstrook 1: $\alpha_{Q1}*Q_1 = 1*300 = 300$ kN. Voor de **vlaklast** op rijstrook 1 geldt $\alpha_{q1}*q_1 = 1*9 = 9$ kPa. Rijstrook 2 en volgende zijn niet maatgevend. De volgende gespreide belasting is gebruikt in de D-sheetpiling van 0 tot 2,2 meter uit de wand: 600/(5,4*2,2) = 50,5 kPa. Over een oneindige lengte is tevens 9 kPa gerekend. Van 0 tot 2,2 meter is dat samen 59,9 kPa.

Voor coupure 8 is gebleken dat de waterbelasting maatgevend is boven de horizontale verkeersbelasting. Voor coupure 9 en 10 is dat waarschijnlijk ook het geval. Voor coupure 1 t/m 6 is dat niet het geval.

## 2.10 Sterkte damwand na corrosie

De ongecorrodeerde damwand in S240 valt (met $(b/t_f)/\varepsilon=42<45$) in klasse 2.

**Buiging:**

$W_{el}$ = 1245 $cm^3$/m. Scheve buiging is niet van toepassing bij Z profielen.

$M_{R,el}$ = 1245 * 240 = 299 kNm/m

**Dwarskracht:**

$V_{pl,R;d} = A_v*f_y/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$ conform NEN-EN1993-5 artikel 5.2.2 (4). Hierin geldt $A_v = t_w*(h-t^f)$ = 8,5*(344-8,5) = 2852 $mm^2$.

Er geldt dan $V_{pl,R;d}$ = 2*2852/1,54*240/($\sqrt{3}$*1,0) = 513 kN/m.

**Lokaal bezwijken (shear buckling), NEN-EN1993-5 artikel 5.2.2 (6)):**

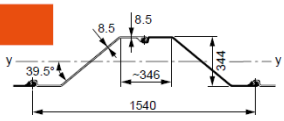
De flens moet worden getoetst op plooi ingeval geldt $c/t_w > 72*\varepsilon$. Er geldt $c/t_w$ = ongeveer $350*\sqrt{2}$ = 495/8,5 = 58 en $72*\varepsilon$ = 71. Aangezien 58<71 hoeft niet te worden getoetst op plooi.

*Corrosie na 100 jaar:*

Corrosiesnelheid is conform NEN-EN1993-5 genomen.

| | | |
|---|---|---|
| Grondzijde: | ongeroerde grond: | 1,20 mm |
| Waterzijde: | ongeroerde grond: | 1,20 mm |
| Totaal: | | 2,40 mm |

| Width | Height | Thickness | | Sectional area | Mass | | Moment of inertia | Elastic section modulus | Static moment | Plastic section modulus | Class[1] | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| b mm | h mm | t mm | s mm | cm²/m | single pile kg/m | wall kg/m² | cm⁴/m | cm³/m | cm³/m | cm³/m | S 240 GP | S 270 GP | S 320 GP | S 355 GP | S 390 GP | S 430 GP | S 460 AP |
| 770 | 344 | 8.5 | 8.5 | 120 | 72.6 | **94** | 21430 | **1245** | 740 | 1480 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |

| Section | S = Single pile D = Double pile | Sectional area | Mass | Moment of inertia | Elastic section modulus | Radius of gyration | Coating area[1] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | cm² | kg/m | cm⁴ | cm³ | cm | m²/m |
| AZ®-700 and AZ®-770 | | | | | | | |
| AZ 12-770  | Per S | 92.5 | **72.6** | 16500 | **960** | 13.36 | 0.93 |
| | Per D | 185.0 | **145.2** | 33000 | **1920** | 13.36 | 1.85 |
| | Per m of wall | 120.1 | **94.3** | 21430 | **1245** | 13.36 | 1.20 |



Na corrosie valt5 de damwand (met $(b/t_f)/\varepsilon = 58 < 66$) in klasse 3 (zie bijlage 11). Na corrosie is het elastisch weerstandmoment nog 975 $cm^3/m$. Het opneembaar **moment** is dan $M_{R,el}$ = 975 * 240 = 234 kNm/m.

Opneembare **dwarskracht** na corrosie: stel $V_{pl,R;d}$ = (8,5-2,4)/8,5*513 = 368 kN/m.

**Shear buckling**: na corrosie geldt $c/t_w$ = 58*8,5/(8,5-2,4) = 81. Aangezien 81>71 moet worden getoetst op shear buckling. Vooralsnog is dit niet gedaan gezien de nu aanwezige ruime marges. Dit wordt zonodig verder in het DO wel uitgewerkt.

## 2.11 Ontwerpkeuzes

- De damwandconstructie wordt opgebouwd met warmgewalste stalen damwandprofielen
- Damwanden kunnen hoog frequent trillend (met variabel momentblok) worden aangebracht. Trillingen en hieruit voortkomend risico op schade aan bebouwing worden op deze manier beperkt. Bestaande bebouwing staat per locatie op nader te bepalen afstand van de aan te brengen damwand. Indien de damwand trillingsvrij aangebracht moet worden kan worden gekozen om de damwanden te drukken. Hiervoor is in de regel een zwaarder damwandprofiel noodzakelijk dan wat uit oogpunt van onderloopsheid of stabiliteit vereist is

# 3 Berekening krachtswerking

## 3.1 C&I 1

Gerekend is met een AZ12-770 van 3 meter.

### 3.1.1 Hoog water (RC3)

**2.1 Overview per Stage and Test**

| Stage nr. | Verification type | Displace-ment [mm] | Moment [kNm] | Shear force [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. resistance [%] | Vertical balance |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | | -4,91 | -4,88 | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | | -4,91 | -4,88 | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 | **0,7** | -3,05 | -3,19 | **0,0** | 14,6 | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 * 1,350 | | -4,11 | -4,30 | | | |
| Max | | **0,7** | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Sufficient |

**2.2 Overall Stability per Stage**

| Stage name | Stability factor [-] |
|---|---|
| hoog water fase | 6,42 |

### 3.1.2 Verkeer (RC1)

Voorlopig is gerekend met een arbitrair gekozen veerconstante voor de werking van de gording van 10.000 kN/m (zie hoofdstuk 2.6). De veerconstante is dusdanig bepaald dat de verplaatsing aan de kop van de damwand ongeveer de helft is van de verplaatsing zonder een verende oplegging aan de kop.

**2.1 Overview per Stage and Test**

| Stage nr. | Verification type | Displace-ment [mm] | Moment [kNm] | Shear force [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. resistance [%] | Vertical balance |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | | -3,15 | -19,86 | 33,2 | 38,4 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | | -3,99 | -14,10 | **33,3** | **40,2** | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | | -3,15 | -19,90 | 33,0 | 38,2 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | | -4,13 | -14,16 | 33,1 | 39,9 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 | **2,0** | -3,77 | -15,18 | 17,3 | 22,2 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 * 1,350 | | **-5,08** | **-20,50** | | | |
| Max | | **2,0** | **-5,08** | **-20,50** | **33,3** | **40,2** | Sufficient |

**2.2 Supports**

| Stage nr. | Verification type | Support veer gording | |
|---|---|---|---|
| | | Force [kN] | Moment [kNm] |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | **-32,01** | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | -17,46 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | -31,89 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | -17,40 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 x 1,350 | -25,15 | - |
| Max | | **-32,01** | - |

**2.3 Overall Stability per Stage**

| Stage name | Stability factor [-] |
|---|---|
| gebruiksfase | 2,19 |

De neerwaartse belasting op de gording uit LM2 bedraagt (zonder spreiding door de gording te rekenen) 1,35*400/3 = 180 kN/m (eigen gewicht verwaarloosd).

## 3.2 Leenman 1

Gerekend is met een AZ12-770 van 6 meter.

### 3.2.1 Hoog water (RC3)

| Fase nr. | Verificatie type | Verplaat-sing [mm] | Moment [kNm] | Dwars-kracht [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. weerstand [%] | Verticaal evenwicht |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | | -91,32 | 67,32 | **0,0** | 52,9 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | | -91,32 | 67,32 | **0,0** | 52,9 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 | **23,4** | -44,49 | 29,40 | **0,0** | 28,5 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 * 1,350 | | -60,06 | 39,70 | | | |
| Max | | **23,4** | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Voldoet |

**2.2 Totale Stabiliteit per Fase**

| Fase naam | Stabiliteitsfactor [-] |
|---|---|
| hoog water fase | 3,61 |

### 3.2.2 Verkeer (RC1)

Voorlopig is gerekend met een arbitrair gekozen veerconstante voor de werking van de gording van 2500 kN/m (zie hoofdstuk 2.6). De veerconstante is dusdanig bepaald dat de verplaatsing aan de kop van de damwand ongeveer de helft is van de verplaatsing zonder een verende oplegging aan de kop.

| Fase nr. | Verificatie type | Verplaat-sing [mm] | Moment [kNm] | Dwars-kracht [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. weerstand [%] | Verticaal evenwicht |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | | 16,32 | -22,05 | 19,9 | 26,0 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | | -9,44 | -20,37 | 20,3 | **27,3** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | | **17,64** | -22,64 | 20,2 | 26,0 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | | -9,21 | -20,85 | **20,5** | 27,2 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 | **4,5** | 14,19 | -20,11 | 14,2 | 19,2 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 * 1,200 | | 17,03 | **-24,13** | | | |
| Max | | **4,5** | **17,64** | **-24,13** | **20,5** | **27,3** | Voldoet |

**2.2 Steunpunten**

| Fase nr. | Verificatie type | Steunpunt veer gording | |
|---|---|---|---|
| | | Kracht [kN] | Moment [kNm] |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | -16,20 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | -8,19 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | **-16,54** | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | -8,31 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 x 1,200 | -13,11 | - |
| Max | | **-16,54** | - |

**2.3 Totale Stabiliteit per Fase**

| Fase naam | Stabiliteitsfactor [-] |
|---|---|
| gebruiksfase | 6,23 |

De neerwaartse belasting op de gording uit LM2 bedraagt (zonder spreiding door de gording te rekenen) 1,35*400/3 = 180 kN/m (eigen gewicht verwaarloosd).

# 4 Toetsing

## 4.1 C&I 1

*Opneembaar moment na corrosie*: verkeer is (net) maatgevend
Unity check: 5,08 / 234 = 0,02 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Opneembare dwarskracht na corrosie*: verkeer is maatgevend
Unity check: 20,5 / 368 = 0,06 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Doorbuiging voor corrosie*: verkeer is maatgevend
Unity check: 2,0 / 25 = 0,04 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Stabiliteit volgens Bishop:* verkeer is maatgevend
Unity check: 1,0 / 2,19 = 0,46 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Bezwijken van de grond*: verkeer is maatgevend
Het grootste percentage mobilisatie passieve weerstand bedraagt 40,2 %.
Toelaatbaar is 100*1/1,7 = 59% in veiligheidsklasse III ($\beta$ = 4,2).
Unity check: 40,2 / 59 = 0,68 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Verticaal draagvermogen:*
Gerekend wordt met $q_c$ is gemiddeld 5 MPa in het draagkrachtige zand.
Omtrek damwand 2*1,2 = 2,4 $m^2/m^2$.
Inheidiepte in draagkrachtig zand 2,4 m (planklengte minus hoogte gording)
$\alpha$ = 0,006 (palen met weinig grondverdringing)
Bezwijkwaarde draagkracht: 5*2,4*2,4*0,006*1000 = 173 kN/m.
Rekenwaarde draagkracht = bezwijkwaarde draagkracht gedeeld door $\xi$ en gedeeld door $\gamma$ = 1,2.
Bij 2 sonderingen en een stijve fundering geldt $\xi$ = 1,32. De rekenwaarde van de draagkracht wordt dan 173/(1,2*1,32) = 109 kN/m.
Rekenwaarde belasting zonder spreiding door de gording 180 kN/m.

**Conclusie:** ingeval spreiding van de bovenbelasting gerekend kan worden over 6 in plaats van 3 meter is de rekenwaarde van de belasting 90 kN/m en voldoet de verticale draagkracht. Aangenomen wordt dat dit in het DO verder aangetoond kan worden, mede doordat de grond direct onder de gording draagkrachtig is.

## 4.2 Leenman 1

*Opneembaar moment na corrosie:* hoog water is maatgevend
Unity check: 92,32 / 234 = 0,39 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Opneembare dwarskracht na corrosie:* hoog water is maatgevend
Unity check: 69,03 / 368 = 0,19 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Doorbuiging voor corrosie:* hoog water is maatgevend
Unity check: 23,4 / 25 = 0,94 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Stabiliteit volgens Bishop*: hoog water is maatgevend
Unity check: 1,0 / 3,61 = 0,28 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Bezwijken van de grond*: hoog water is maatgevend
Het grootste percentage mobilisatie passieve weerstand bedraagt 53,4.
Toelaatbaar is 100*1/1,7 = 59% in veiligheidsklasse III ($\beta$ = 4,2).
Unity check: 53,4 / 59 = 0,91 < 1,0 ⇒ voldoet.

*Verticaal draagvermogen*: verkeer is maatgevend
Gerekend wordt met $q_c$ is gemiddeld 5 MPa in het draagkrachtige zand.
Omtrek damwand 2*1,2 = 2,4 $m^2/m^2$.
Inheidiepte in draagkrachtig zand 4,45-2 = 2,45 m
$\alpha$ = 0,006 (palen met weinig grondverdringing)
Bezwijkwaarde draagkracht: 5*2,4*2,45*0,006*1000 = 176 kN/m.
Rekenwaarde draagkracht = bezwijkwaarde draagkracht gedeeld door $\xi$ en gedeeld door $\gamma$ = 1,2.
Bij 2 sonderingen en een stijve fundering geldt $\xi$ = 1,32. De rekenwaarde van de draagkracht wordt dan 176/(1,2*1,32) = 111 kN/m.
Rekenwaarde belasting zonder spreiding door de gording 180 kN/m.

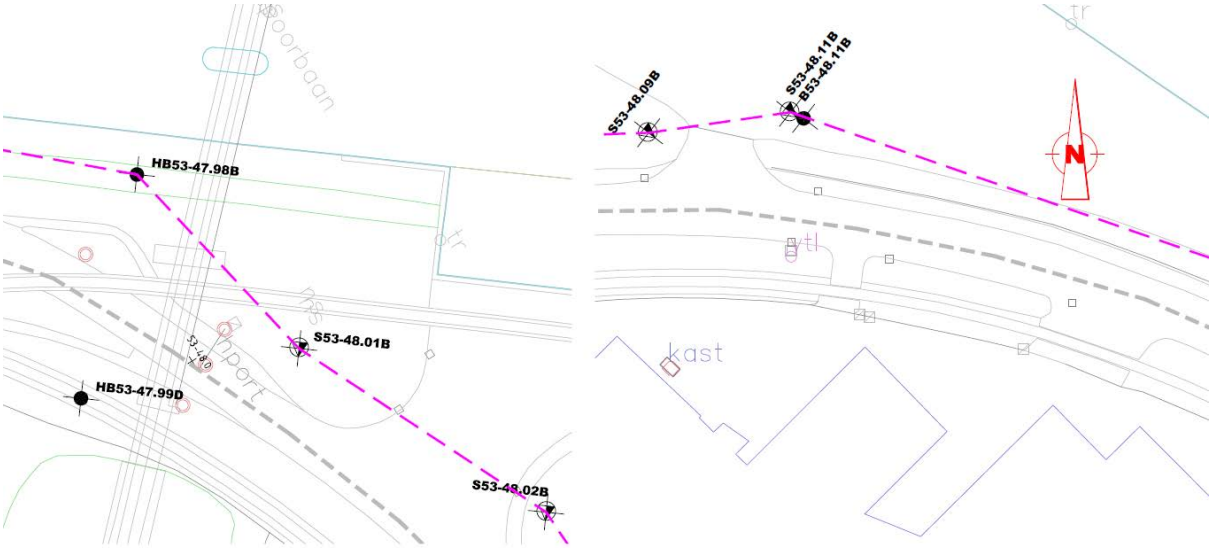
**Conclusie:** ingeval spreiding van de bovenbelasting gerekend kan worden over 6 in plaats van 3 meter is de rekenwaarde van de belasting 90 kN/m en voldoet de verticale draagkracht. Aangenomen wordt dat dit in het DO verder aangetoond kan worden. Zonodig moet daarvoor de damwand iets langer gekozen worden of moeten stalen palen opgenomen worden tussen de damwanden (bijvoorbeeld zoals bij een combiwand) of in damwandkassen waarvoor de balk aan de onderzijde plaatselijk verzwaard moet worden.

# 5 Résumé en aandachtspunten

In de dit VO is aangetoond wat de lengte van de stalen damwanden onder de drempel van de coupure moet gaan worden. Voorlopig alleen nog voor C&I 1 en Leenman1. De coupures 2 t/m 6 worden aangehouden als coupure 1 (C&I 1) en de coupures 9 en 10 worden aangehouden als coupure 8 (Leenman 1).

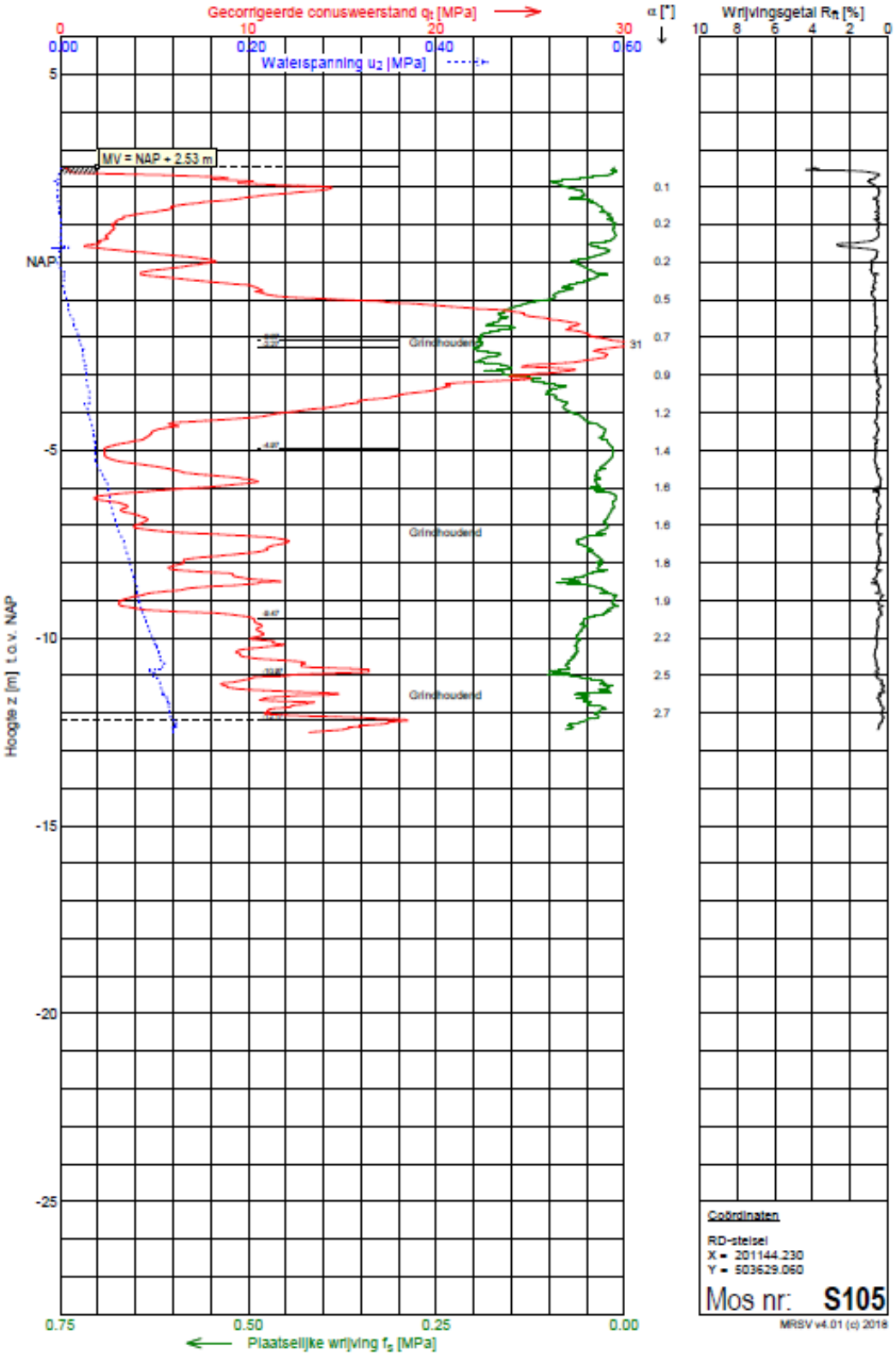
1. C&1, obj 47: moet het bestaande rolhek terugkomen. Ik neem aan van wel. Waar dan? Het bestaande hek loopt schuin door de locatie van de coupure. Rolhek is zo niet mogelijk (tussen de vleugelwanden). Is hier lokaal ook de damwandoplossing interessant (in plaats van de dijkoplossing)?
2. C&2, obj 48: moet het bestaande rolhek terugkomen. Ik neem aan van wel. Waar dan? Het bestaande hek loopt ongeveer ter plaatse van de coupure. Rolhek is zo niet mogelijk (tussen de vleugelwanden). Is hier lokaal ook de damwandoplossing interessant (i.p.v. de dijkoplossing)?
3. IJzerleeuw1, obj 49: het hek kan zo blijven (met kleine aanpassing).
4. IJzerleeuw2, obj 58: het hek kan zo blijven (met kleine aanpassing)
5. IJzerleeuw3, obj 59: is hier voor variant 2 (damwand) gekozen i.p.v. dijk? Hek kan dan vlak achter damwand lopen. Let op risico trillen i.v.m. nabijgelegen pand.
6. Van der Kamp, obj 60: is hier voor variant 2 (damwand) gekozen i.p.v. dijk? Let op risico trillen i.v.m. nabijgelegen pand.
7. VARO:
8. Leenman1, obj80: bestaande coupure slopen. Bestaand rolhek is zo niet meer mogelijk (tussen de vleugelwanden). Is hier lokaal ook de damwandoplossing interessant (i.p.v. de dijkoplossing)? Let op: “Waterveiligheidsscherm”. Let op risico trillen i.v.m. nabijgelegen pand.
9. Leenman2, obj 81: bestaande coupure slopen. Wat gebeurt er met de portaalconstructie (indoor ski)? Nieuw draaihek maken (2*3 meter)? Let op: “Waterveiligheidsscherm”. NB: aan de NW zijde van de coupure staat een (fietsen?)hokje. Dat staat in het nu ontworpen talud.
10. Triferto, obj 82: bestaande coupure slopen. Let op: “Waterveiligheidsscherm”. Let op risico trillen i.v.m. nabijgelegen pand.

# Bijlage 1 Grondonderzoek en DSheet C&I 1



## Sondering S53-48.01B

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Opdracht | : 1800737 | Conus nummer | : S10-CFIIP.1414 | NEN-EN-ISO-22476-1 | |
| Plaats | : Zwolle | Soort conus | : Elektrisch | Klasse 2, type TE2 | |
| Datum | : 30-08-2018 | Opp. conuspunt | : 1000 mm$^2$ | Sondeerunit | : SW10 |
| Project | : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken | | | Blad | : 1 van 1 |

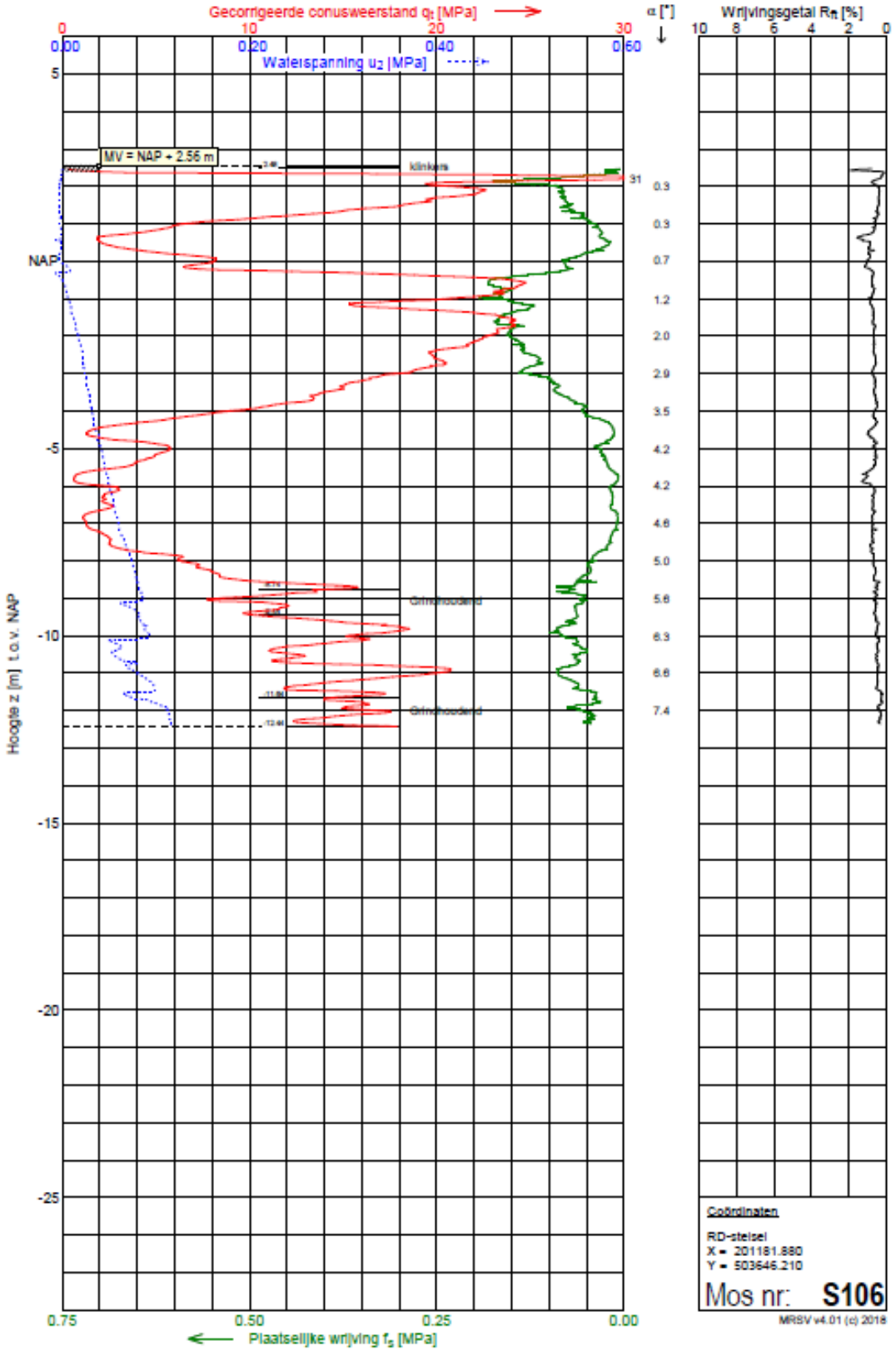


## Sondering S53-48.02B

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 09-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1468
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1



# Report for D-Sheet Piling 19.3

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares




| | |
|---|---|
| Company: | Tauw B.V. |
| Date of report: | 5/26/2020 |
| Time of report: | 3:33:48 PM |
| Report with version: | 19.3.2.28346 |
| Date of calculation: | 20-4-2020 |
| Time of calculation: | 09:29:55 |
| Calculated with version: | 19.3.2.28346 |
| File name: | C&I 1 hoog water |
| Project identification: | Berekening damwanden onder coupures<br>C&I 1 hoog water |

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

# 1 Table of Contents


1 Table of Contents 2
2 Summary 3
2.1 Overview per Stage and Test 3
2.2 Overall Stability per Stage 3
2.3 Warnings 3
2.4 CUR Verification Steps 3
3 Input Data for all Stages 4
3.1 General Input Data 4
3.2 Sheet Piling Properties 4
3.2.1 General Properties 4
3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour) 4
3.2.3 Maximum Allowable Moments 4
3.2.4 Properties for Vertical Balance 4
3.3 Calculation Options 4
4 Outline Stage 1: hoog water fase 6
5 Overall Stability Stage 1: hoog water fase 7
5.1 Overall Stability 7
6 Step 6.1 Stage 1: hoog water fase 8
6.1 Calculation Results 8
6.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 8
6.1.2 Charts of Stresses 8
6.1.3 Vertical Force Balance 8
7 Step 6.2 Stage 1: hoog water fase 9
7.1 Calculation Results 9
7.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 9
7.1.2 Charts of Stresses 9
7.1.3 Vertical Force Balance 9
8 Step 6.3 Stage 1: hoog water fase 10
8.1 Calculation Results 10
8.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 10
8.1.2 Charts of Stresses 10
8.1.3 Vertical Force Balance 10
9 Step 6.4 Stage 1: hoog water fase 11
9.1 Calculation Results 11
9.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 11
9.1.2 Charts of Stresses 11
9.1.3 Vertical Force Balance 11
10 Step 6.5 Stage 1: hoog water fase 12
10.1 Calculation Results 12
10.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 12
10.1.2 Charts of Stresses 12
10.1.3 Vertical Force Balance 12

# 2 Summary

## 2.1 Overview per Stage and Test

| Stage nr. | Verification type | Displace-ment [mm] | Moment [kNm] | Shear force [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. resistance [%] | Vertical balance |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | | -4,91 | -4,88 | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | | -4,91 | -4,88 | **0,0** | **21,9** | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 | **0,7** | -3,05 | -3,19 | **0,0** | 14,6 | Upwards |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 * 1,350 | | -4,11 | -4,30 | | | |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Max | | **0,7** | **-5,04** | **-4,92** | **0,0** | **21,9** | Sufficient |

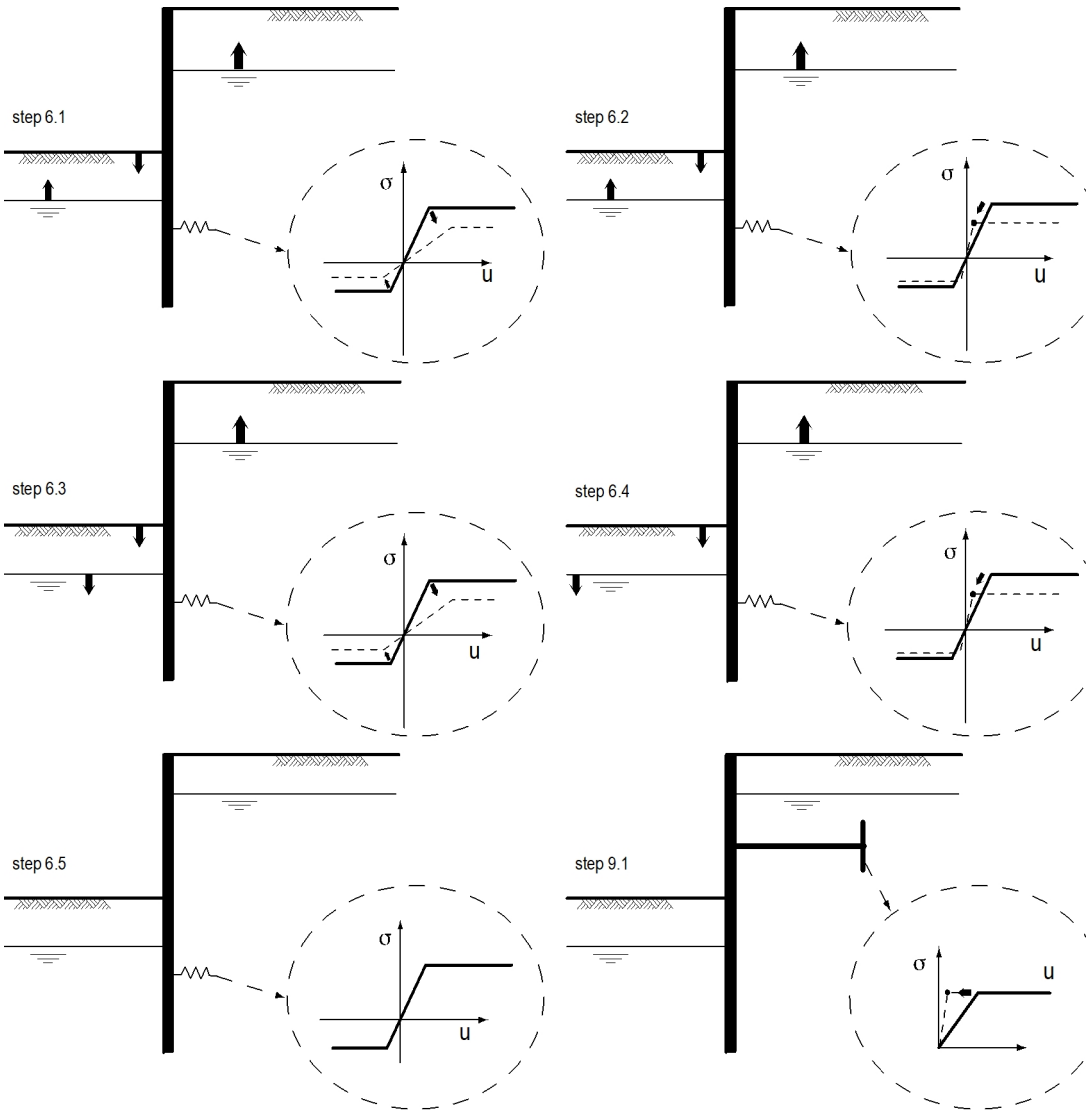
## 2.2 Overall Stability per Stage

| Stage name | Stability factor [-] |
|---|---|
| hoog water fase | 6,42 |

## 2.3 Warnings

* Vertical balance: The resultant vertical friction force is directed upward in stage 1
because the friction force on the passive side exceeds that on the active side.
This might be prevented by reducing the friction angle Delta on the passive side.

## 2.4 CUR Verification Steps



# 3 Input Data for all Stages

## 3.1 General Input Data

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

| | |
|---|---|
| Model | Sheet piling |
| Check vertical balance | Yes |
| Number of construction stages | 1 |
| Unit weight of water | 9,81 kN/m³ |
| Number of curves for spring characteristics | 3 |
| Unloading curve on spring characteristic | No |
| Elastic calculation | Yes |

## 3.2 Sheet Piling Properties

| | |
|---|---|
| Length | 3,00 m |
| Level top side | 2,70 m |
| Number of sections | 1 |
| q_b;max | 5,00 MPa |
| Xi factor | 1,39 |

### 3.2.1 General Properties

| Section name | From [m] | To [m] | Material type | Acting width [m] |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -0,30 | 2,70 | Steel | 1,00 |

### 3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

| Section name | Elastic stiffness EI [kNm²/m'] | Red. factor on EI [-] | Corrected elas. stiffness EI [kNm²] | Note to reduction factor |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 4,5003E+04 | 1,00 | 4,5003E+04 | |

### 3.2.3 Maximum Allowable Moments

| Section name | Mr;char;el [kNm/m'] | Modification factor [-] | Material factor [-] | Red. factor allow. moment [-] | Mr;d;el [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 299,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 299,00 |

### 3.2.4 Properties for Vertical Balance

| Section name | From [m] | To [m] | Height [mm] | Coating area [m²/m² wall] | Section area [cm²/m'] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -0,30 | 2,70 | 344,00 | 1,20 | 120,00 |

## 3.3 Calculation Options

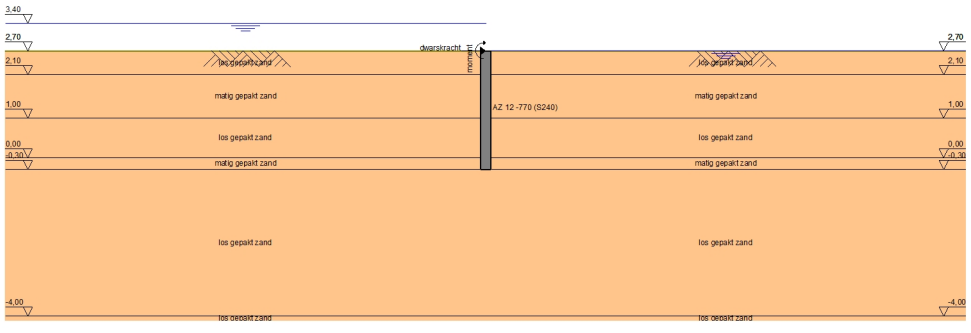
| | |
|---|---|
| First stage represents initial situation | No |
| Calculation refinement | Coarse |
| Reduce delta(s) according to CUR | Yes |
| Verification | EC7 NA NL - method A:<br>Partial factors (design values) in all stages.<br>Eurocode 7 using the factors as described in the National Annex of the Netherlands. It is basically design approach III. |
| Used partial factor set | RC 3 |
| Factors on loads - Geotechnical loads | |
| - Permanent load, unfavourable | 1,000 |
| - Permanent load, favourable | 1,000 |
| - Variable load, unfavourable | 1,250 |
| - Variable load, favourable | 0,000 |
| Factors on loads - Constructive loads | |
| - Permanent load, unfavourable | 1,485 |
| - Permanent load, favourable | 0,900 |
| - Variable load, unfavourable | 1,650 |
| - Variable load, favourable | 0,000 |
| Material factors | |
| - Cohesion | 1,400 |
| - Tangent phi | 1,200 |
| - Delta (wall friction angle)* | 1,200 |
| - Modulus of low representative subgrade reaction | 1,300 |
| Geometry modification | |
| - Increase retaining height | 10,00 % |
| - Maximum increase retaining height | 0,50 m |
| - Reduction in phreatic line on passive side ** | 0,25 m |
| - Raise in phreatic line on passive side ** | 0,25 m |
| - Raise in phreatic line on active side | 0,05 m |
| Factors on representative values | |
| - Partial factor on M, D and Pmax | 1,350 |
| Overall stability factors | |
| - Cohesion | 1,600 |
| - Tangent phi | 1,300 |
| - Factor on unit weight soil | 1,000 |
| Vertical balance factors | |

- Partial factor base resistance (gamma_b) 1,250 User defined

* For delta (wall friction angle), the input value of tangent phi is used
** This modification of the phreatic level does not apply when the sheet piling is completely submerged.

# 4 Outline Stage 1: hoog water fase

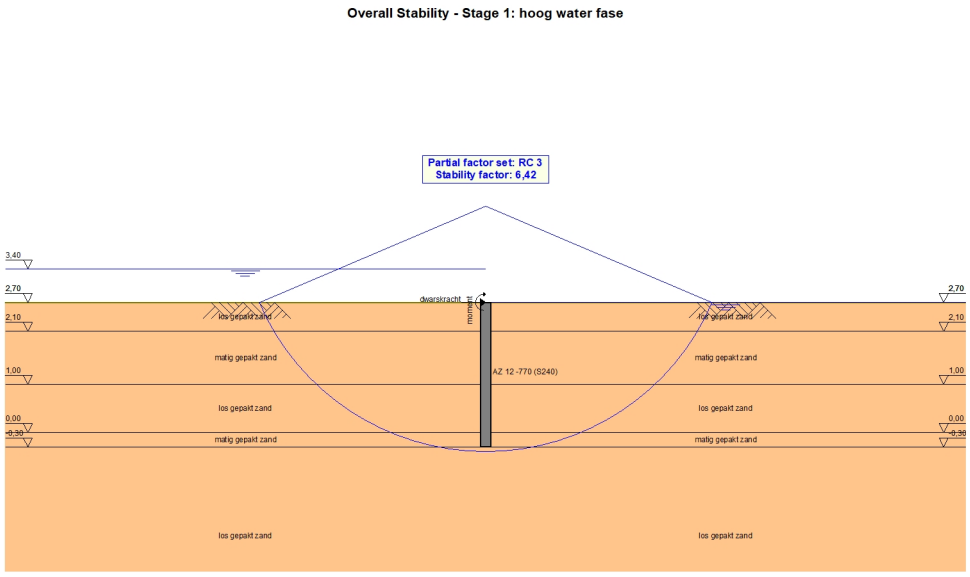
**Outline - Stage 1: hoog water fase**



# 5 Overall Stability Stage 1: hoog water fase

Stability factor : 6,42

## 5.1 Overall Stability

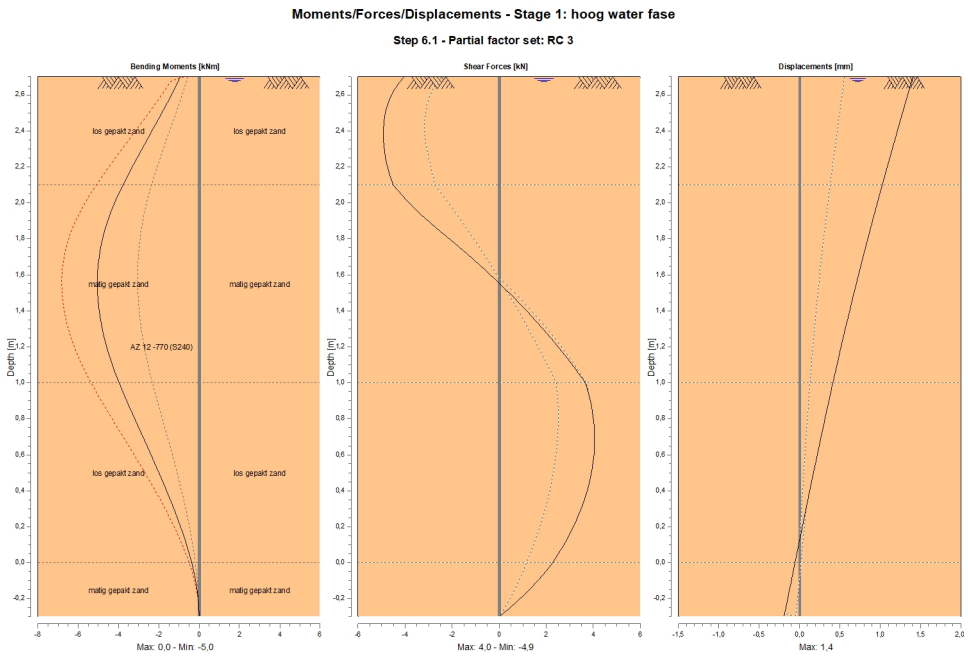


# 6 Step 6.1 Stage 1: hoog water fase

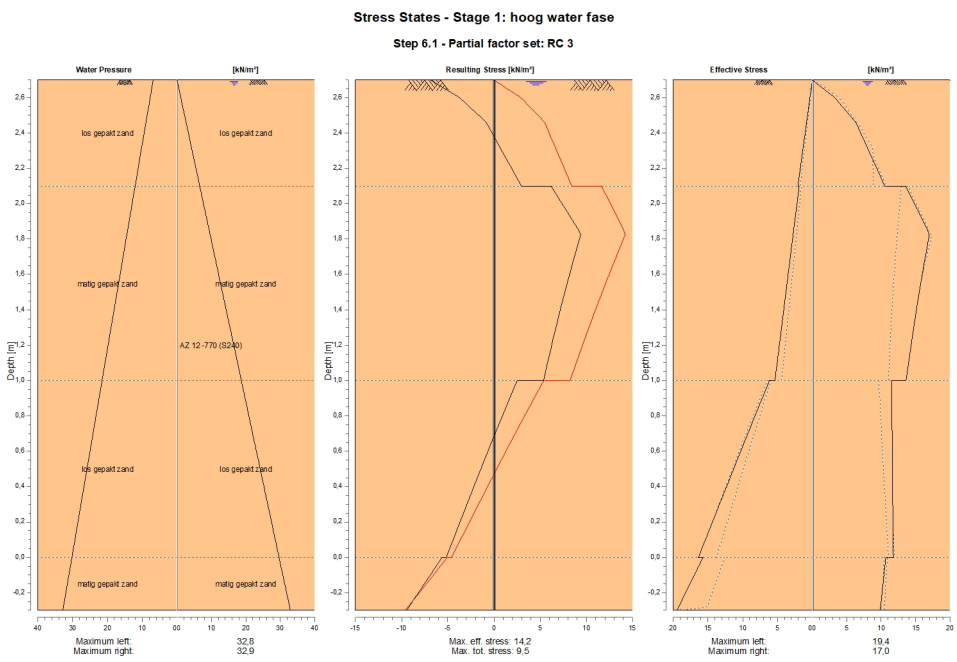
## 6.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 6.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 6.1.2 Charts of Stresses




### 6.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,65 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Resultant goes up | |

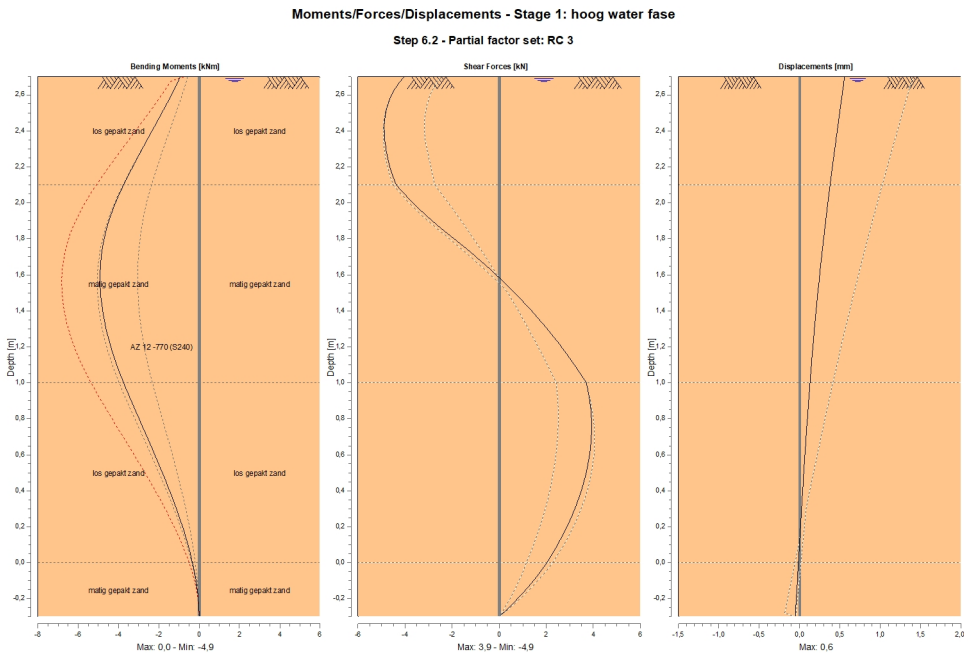
| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,65 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Resultant goes up | |

# 7 Step 6.2 Stage 1: hoog water fase

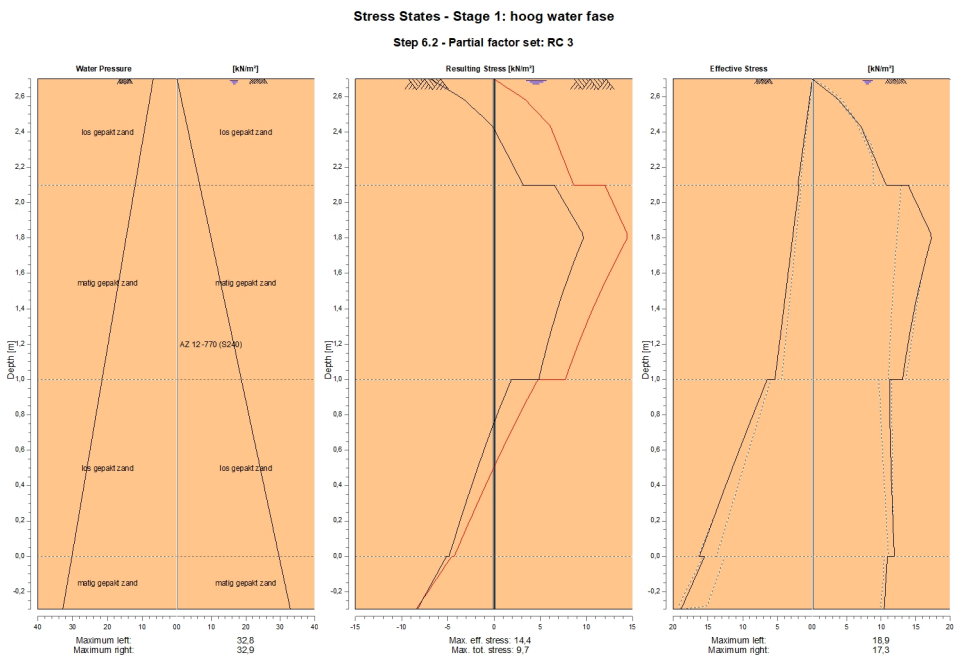
## 7.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 7.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 7.1.2 Charts of Stresses




### 7.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,46 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Resultant goes up | |

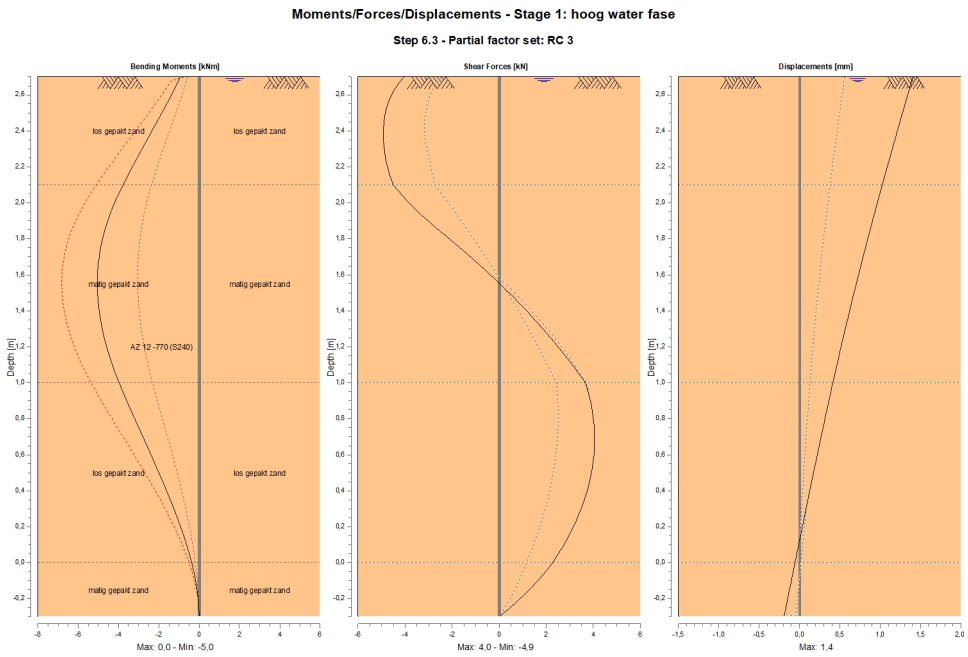
| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,46 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Resultant goes up | |

# 8 Step 6.3 Stage 1: hoog water fase

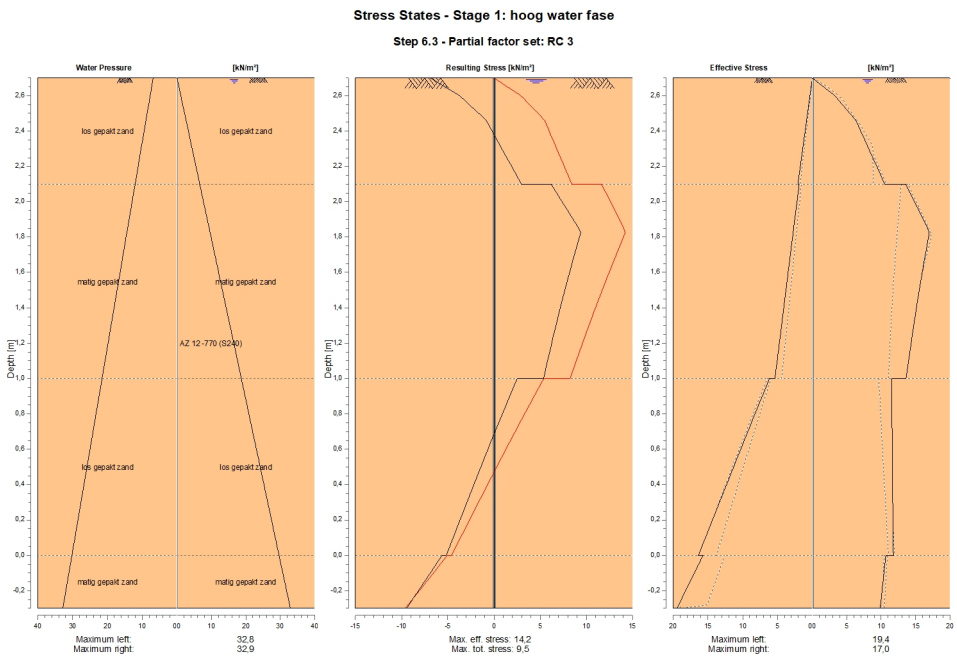
## 8.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 8.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 8.1.2 Charts of Stresses




### 8.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,65 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Resultant goes up | |

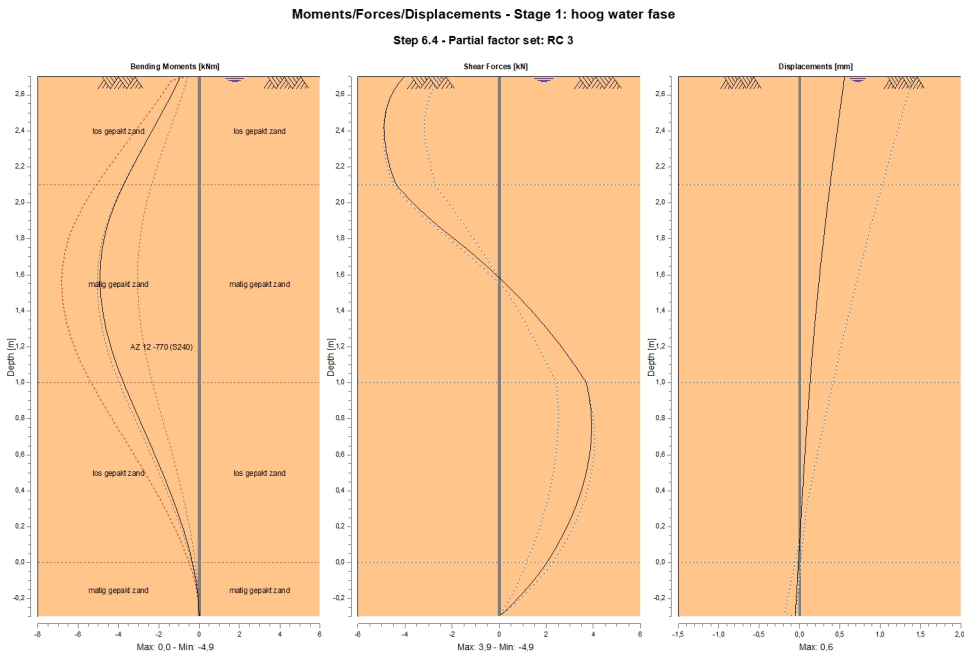
| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,65 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Resultant goes up | |

# 9 Step 6.4 Stage 1: hoog water fase

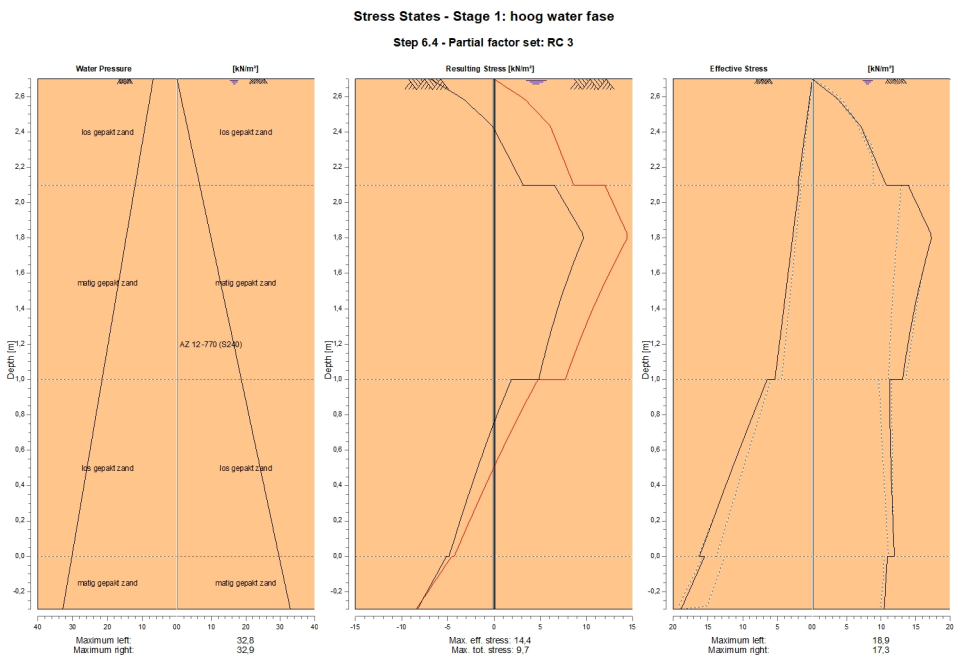
## 9.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 9.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 9.1.2 Charts of Stresses




### 9.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,46 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Resultant goes up | |

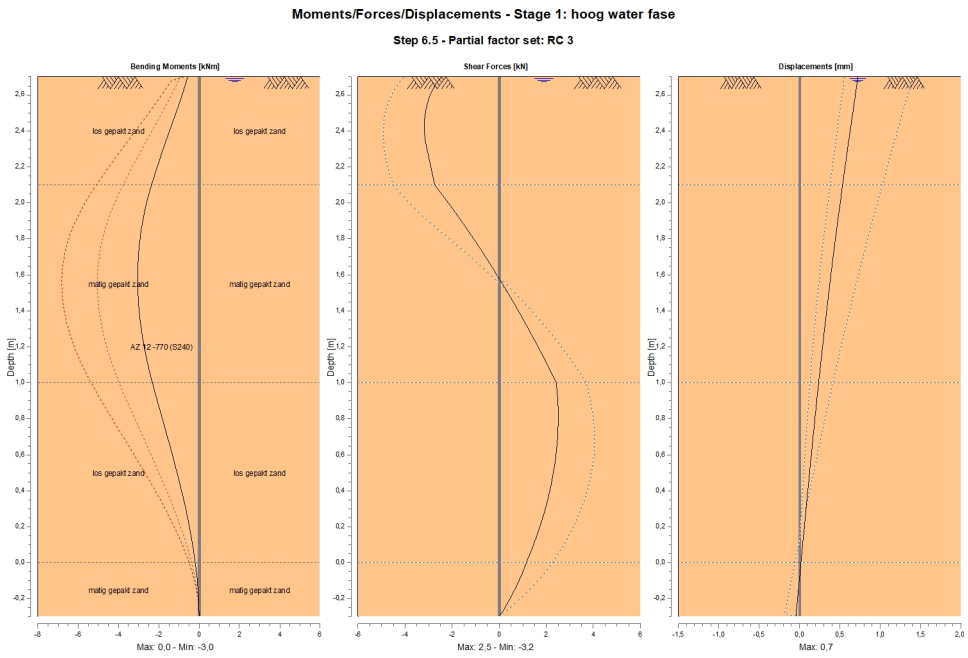
| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,80 |
| Vertical force passive | 11,46 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Resultant goes up | |

# 10 Step 6.5 Stage 1: hoog water fase

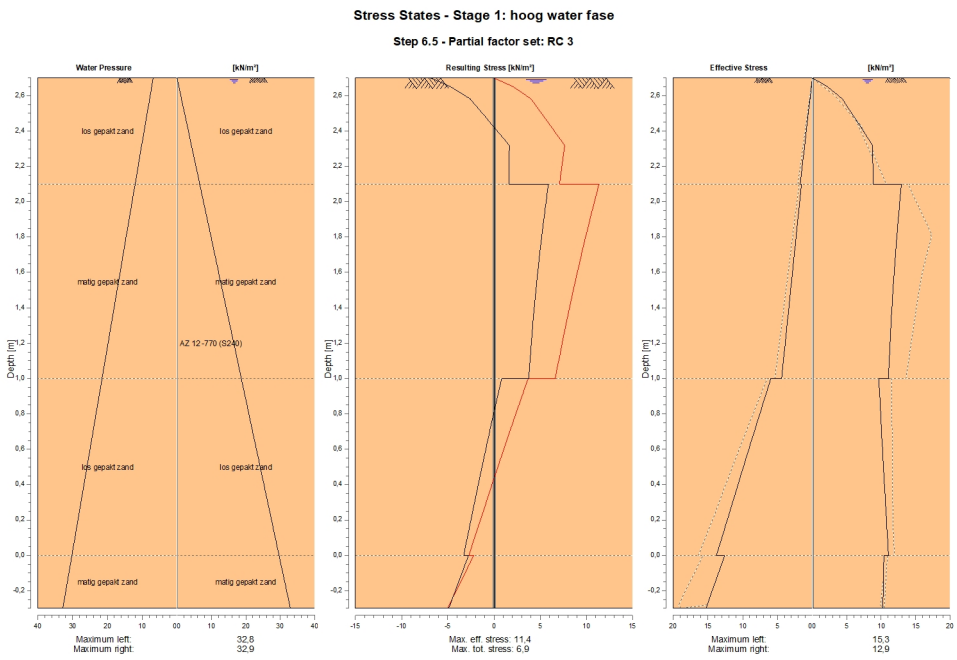
## 10.1 Calculation Results

Number of iterations: 3

### 10.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 10.1.2 Charts of Stresses




### 10.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,75 |
| Vertical force passive | 11,60 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,85 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Resultant goes up | |

| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -6,75 |
| Vertical force passive | 11,60 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | 4,85 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Resultant goes up | |

# End of Report

# Report for D-Sheet Piling 19.3

Design of Diaphragm and Sheet Pile Walls
Developed by Deltares

| | |
|---|---|
| Company: | Tauw B.V. |
| Date of report: | 5/26/2020 |
| Time of report: | 3:31:18 PM |
| Report with version: | 19.3.2.28346 |
| Date of calculation: | 4/20/2020 |
| Time of calculation: | 8:52:52 AM |
| Calculated with version: | 19.3.2.28346 |
| File name: | C&I 1 verkeer met veer |
| Project identification: | Berekening damwanden onder coupures<br>C&I 1 verkeer met veer |

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

# 1 Table of Contents


1 Table of Contents 2
2 Summary 3
2.1 Overview per Stage and Test 3
2.2 Supports 3
2.3 Overall Stability per Stage 3
2.4 CUR Verification Steps 3
3 Input Data for all Stages 4
3.1 General Input Data 4
3.2 Sheet Piling Properties 4
3.2.1 General Properties 4
3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour) 4
3.2.3 Maximum Allowable Moments 4
3.2.4 Properties for Vertical Balance 4
3.3 Calculation Options 4
4 Outline Stage 1: gebruiksfase 6
5 Overall Stability Stage 1: gebruiksfase 7
5.1 Overall Stability 7
6 Step 6.1 Stage 1: gebruiksfase 8
6.1 Calculation Results 8
6.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 8
6.1.2 Charts of Stresses 8
6.1.3 Vertical Force Balance 8
6.1.4 Rigid and Spring Supports 9
7 Step 6.2 Stage 1: gebruiksfase 10
7.1 Calculation Results 10
7.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 10
7.1.2 Charts of Stresses 10
7.1.3 Vertical Force Balance 10
7.1.4 Rigid and Spring Supports 11
8 Step 6.3 Stage 1: gebruiksfase 12
8.1 Calculation Results 12
8.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 12
8.1.2 Charts of Stresses 12
8.1.3 Vertical Force Balance 12
8.1.4 Rigid and Spring Supports 13
9 Step 6.4 Stage 1: gebruiksfase 14
9.1 Calculation Results 14
9.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 14
9.1.2 Charts of Stresses 14
9.1.3 Vertical Force Balance 14
9.1.4 Rigid and Spring Supports 15
10 Step 6.5 Stage 1: gebruiksfase 16
10.1 Calculation Results 16
10.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements 16
10.1.2 Charts of Stresses 16
10.1.3 Vertical Force Balance 16
10.1.4 Rigid and Spring Supports 17

# 2 Summary

## 2.1 Overview per Stage and Test

| Stage nr. | Verification type | Displace-ment [mm] | Moment [kNm] | Shear force [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. resistance [%] | Vertical balance |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | | -3,15 | -19,86 | 33,2 | 38,4 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | | -3,99 | -14,10 | **33,3** | **40,2** | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | | -3,15 | -19,90 | 33,0 | 38,2 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | | -4,13 | -14,16 | 33,1 | 39,9 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 | **2,0** | -3,77 | -15,18 | 17,3 | 22,2 | Sufficient |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 * 1,350 | | **-5,08** | **-20,50** | | | |
| Max | | **2,0** | **-5,08** | **-20,50** | **33,3** | **40,2** | Sufficient |

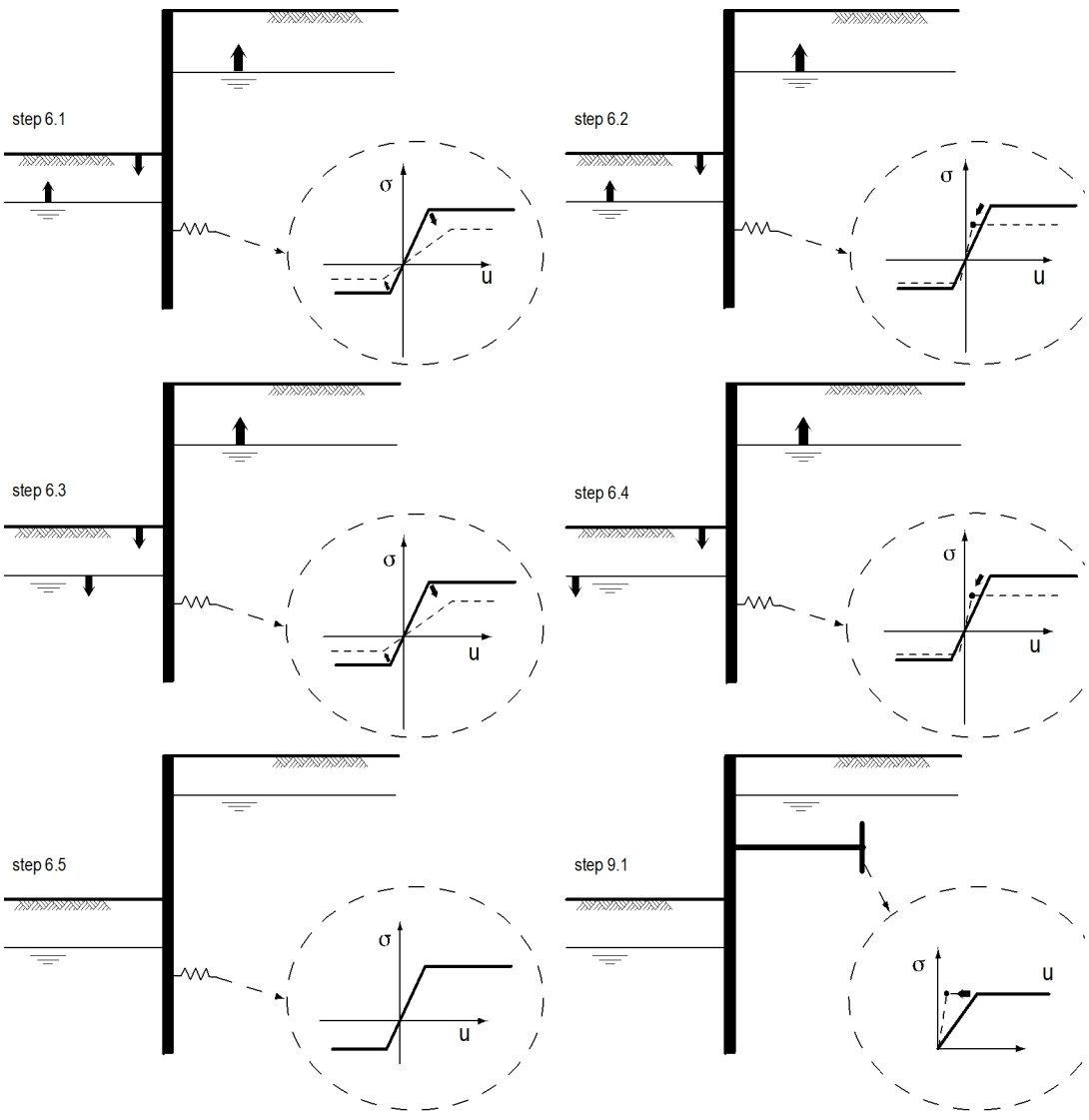
## 2.2 Supports

| Stage nr. | Verification type | Support veer gording | |
|---|---|---|---|
| | | Force [kN] | Moment [kNm] |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.1 | **-32,01** | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.2 | -17,46 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.3 | -31,89 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.4 | -17,40 | - |
| 1 | EC7(NL)-Step 6.5 x 1,350 | -25,15 | - |
| Max | | **-32,01** | **-** |

## 2.3 Overall Stability per Stage

| Stage name | Stability factor [-] |
|---|---|
| gebruiksfase | 2,19 |

## 2.4 CUR Verification Steps



# 3 Input Data for all Stages

## 3.1 General Input Data

Verification according to National Annex of Eurocode 7 in the Netherlands (NEN 9997-1:2016)

| | |
|---|---|
| Model | Sheet piling |
| Check vertical balance | Yes |
| Number of construction stages | 1 |
| Unit weight of water | 9,81 kN/m³ |
| Number of curves for spring characteristics | 3 |
| Unloading curve on spring characteristic | No |
| Elastic calculation | Yes |

## 3.2 Sheet Piling Properties

| | |
|---|---|
| Length | 3,00 m |
| Level top side | 2,70 m |
| Number of sections | 1 |
| q_b;max | 5,00 MPa |
| Xi factor | 1,39 |

### 3.2.1 General Properties

| Section name | From [m] | To [m] | Material type | Acting width [m] |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -0,30 | 2,70 | Steel | 1,00 |

### 3.2.2 Stiffness EI (elastic behaviour)

| Section name | Elastic stiffness EI [kNm²/m'] | Red. factor on EI [-] | Corrected elas. stiffness EI [kNm²] | Note to reduction factor |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 4,5003E+04 | 1,00 | 4,5003E+04 | |

### 3.2.3 Maximum Allowable Moments

| Section name | Mr;char;el [kNm/m'] | Modification factor [-] | Material factor [-] | Red. factor allow. moment [-] | Mr;d;el [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 299,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 299,00 |

### 3.2.4 Properties for Vertical Balance

| Section name | From [m] | To [m] | Height [mm] | Coating area [m²/m² wall] | Section area [cm²/m'] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -0,30 | 2,70 | 344,00 | 1,20 | 120,00 |

## 3.3 Calculation Options

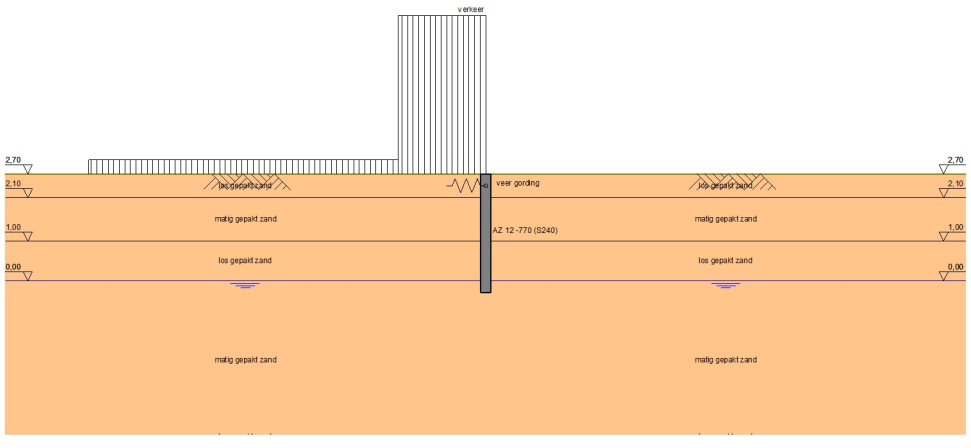
| | |
|---|---|
| First stage represents initial situation | No |
| Calculation refinement | Coarse |
| Reduce delta(s) according to CUR | Yes |
| Verification | EC7 NA NL - method A:<br>Partial factors (design values) in all stages.<br>Eurocode 7 using the factors as described in the National Annex of the Netherlands. It is basically design approach III. |
| Used partial factor set | RC 3 |
| Factors on loads - Geotechnical loads | |
| - Permanent load, unfavourable | 1,000 |
| - Permanent load, favourable | 1,000 |
| - Variable load, unfavourable | 1,250 |
| - Variable load, favourable | 0,000 |
| Factors on loads - Constructive loads | |
| - Permanent load, unfavourable | 1,485 |
| - Permanent load, favourable | 0,900 |
| - Variable load, unfavourable | 1,650 |
| - Variable load, favourable | 0,000 |
| Material factors | |
| - Cohesion | 1,400 |
| - Tangent phi | 1,200 |
| - Delta (wall friction angle)* | 1,200 |
| - Modulus of low representative subgrade reaction | 1,300 |
| Geometry modification | |
| - Increase retaining height | 10,00 % |
| - Maximum increase retaining height | 0,50 m |
| - Reduction in phreatic line on passive side ** | 0,25 m |
| - Raise in phreatic line on passive side ** | 0,25 m |
| - Raise in phreatic line on active side | 0,05 m |
| Factors on representative values | |
| - Partial factor on M, D and Pmax | 1,350 |
| Overall stability factors | |
| - Cohesion | 1,600 |
| - Tangent phi | 1,300 |
| - Factor on unit weight soil | 1,000 |
| Vertical balance factors | |

- Partial factor base resistance (gamma_b) 1,250 User defined

* For delta (wall friction angle), the input value of tangent phi is used
** This modification of the phreatic level does not apply when the sheet piling is completely submerged.

# 4 Outline Stage 1: gebruiksfase

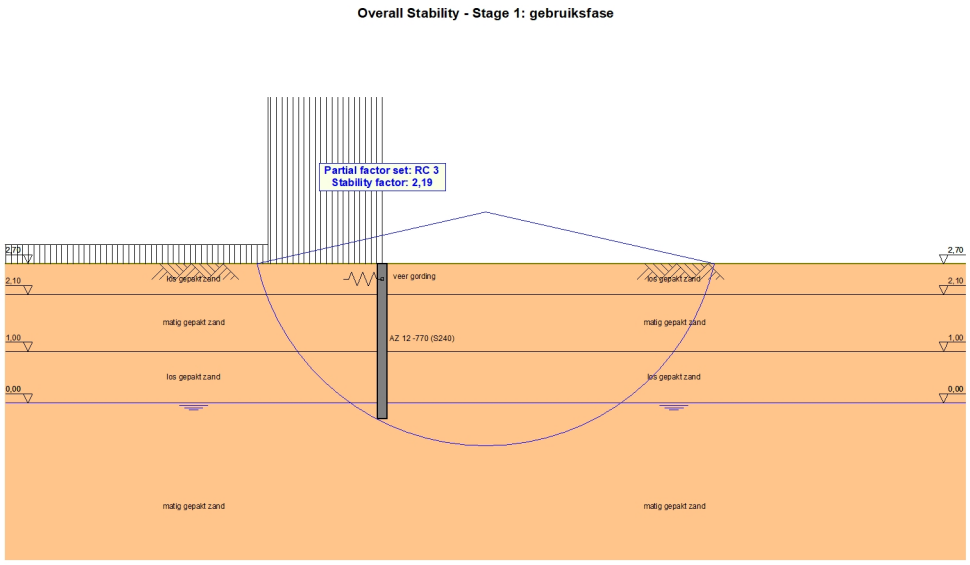
**Outline - Stage 1: gebruiksfase**



# 5 Overall Stability Stage 1: gebruiksfase

Stability factor : 2,19

## 5.1 Overall Stability

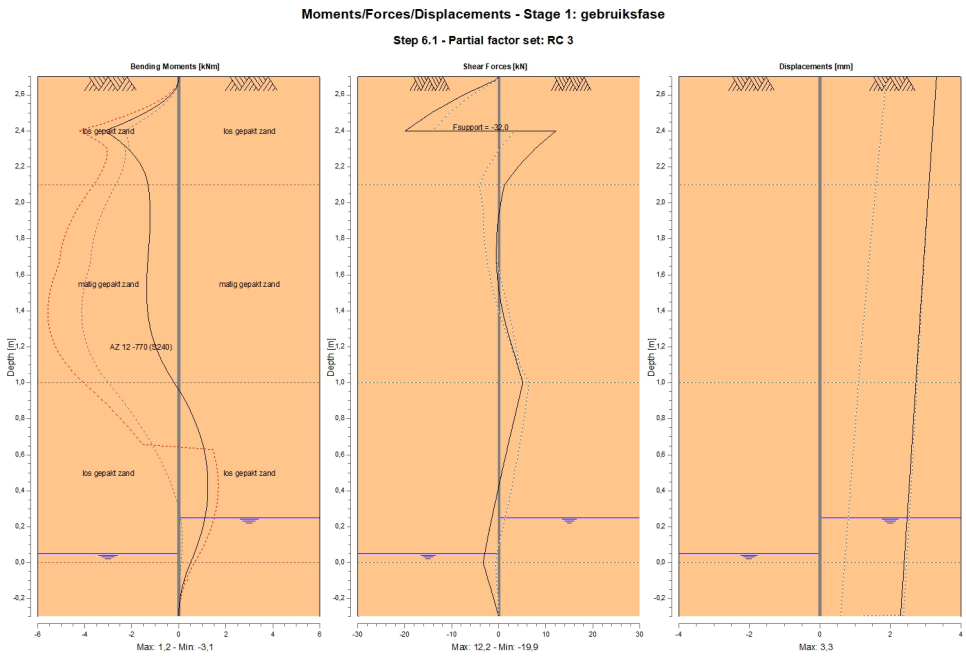


# 6 Step 6.1 Stage 1: gebruiksfase

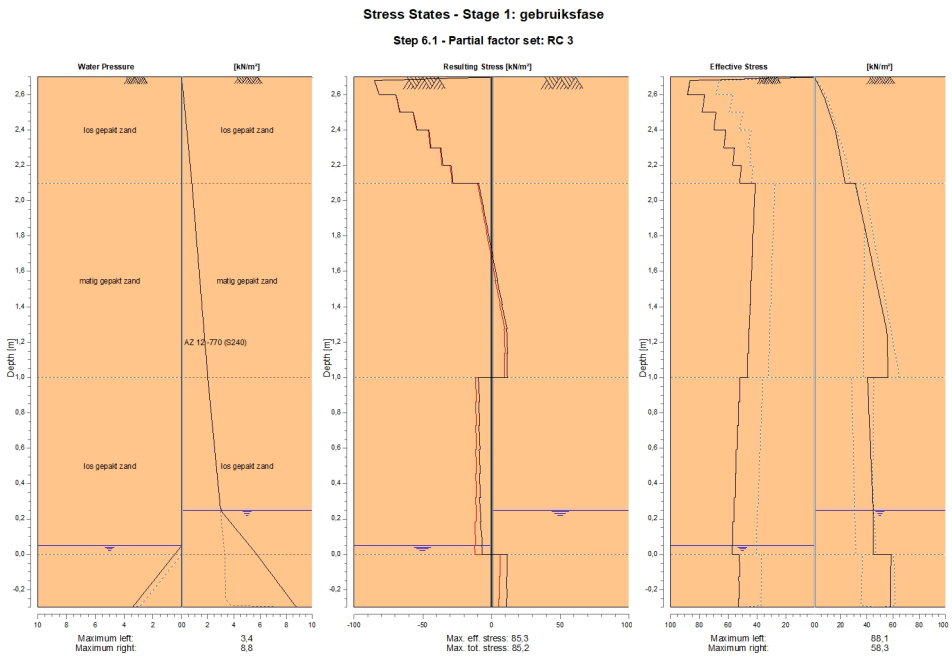
## 6.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 6.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 6.1.2 Charts of Stresses




### 6.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -50,57 |
| Vertical force passive | 38,91 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -11,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Vertical toe capacity is sufficient (12 <= 35) | |

| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -50,57 |
| Vertical force passive | 38,91 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -11,66 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Vertical toe capacity is sufficient (12 <= 990) | |

### 6.1.4 Rigid and Spring Supports

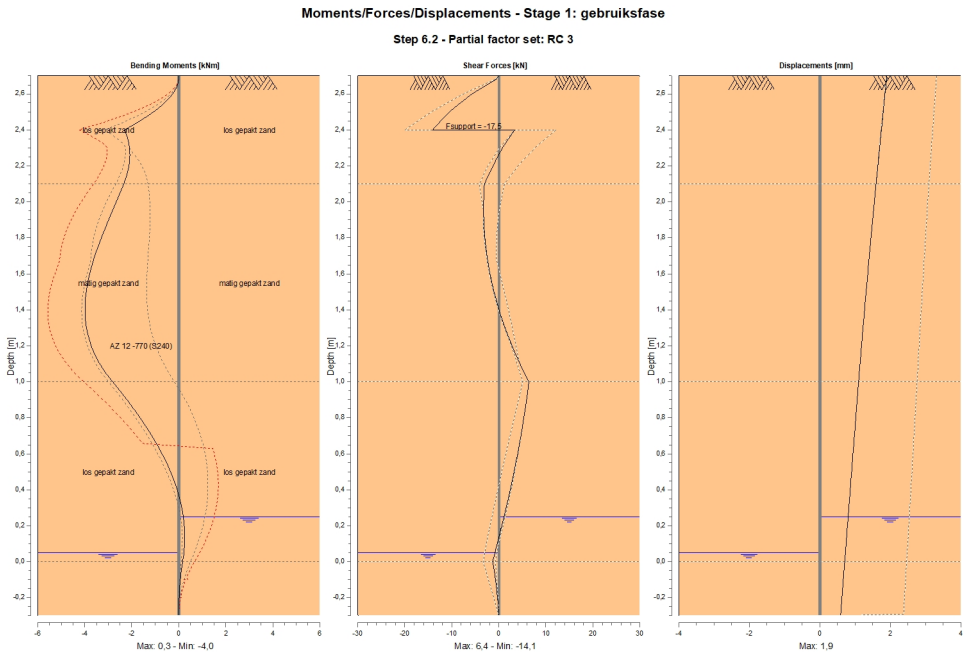
| Node number | Level [m] | Force [kN] | Moment [kNm] |
|---|---|---|---|
| 4 | 2,40 | -32,01 | 0,00 |

# 7 Step 6.2 Stage 1: gebruiksfase

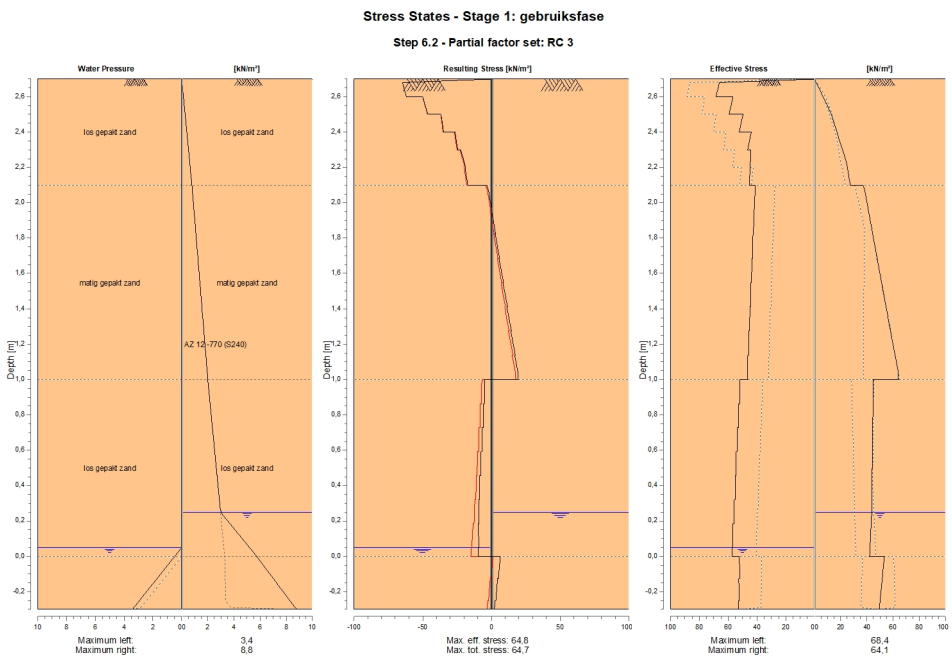
## 7.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 7.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 7.1.2 Charts of Stresses




### 7.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -47,78 |
| Vertical force passive | 40,70 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -7,08 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Vertical toe capacity is sufficient (7 <= 35) | |

| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -47,78 |
| Vertical force passive | 40,70 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -7,08 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Vertical toe capacity is sufficient (7 <= 990) | |

### 7.1.4 Rigid and Spring Supports

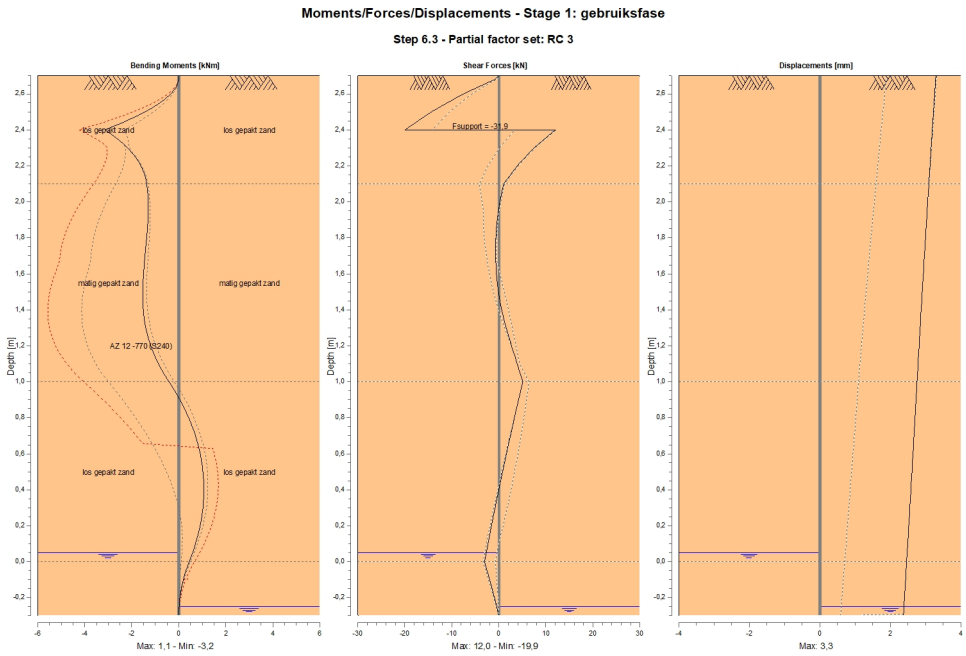
| Node number | Level [m] | Force [kN] | Moment [kNm] |
|---|---|---|---|
| 4 | 2,40 | -17,46 | 0,00 |

# 8 Step 6.3 Stage 1: gebruiksfase

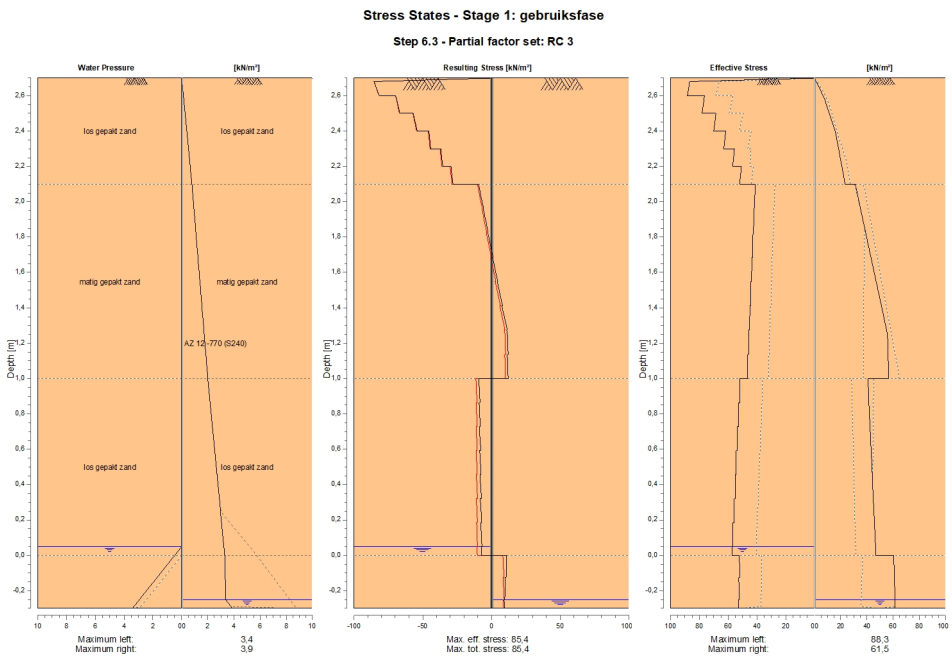
## 8.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 8.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 8.1.2 Charts of Stresses




### 8.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -50,59 |
| Vertical force passive | 39,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -11,14 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Vertical toe capacity is sufficient (11 <= 35) | |

| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -50,59 |
| Vertical force passive | 39,45 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -11,14 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Vertical toe capacity is sufficient (11 <= 990) | |

### 8.1.4 Rigid and Spring Supports

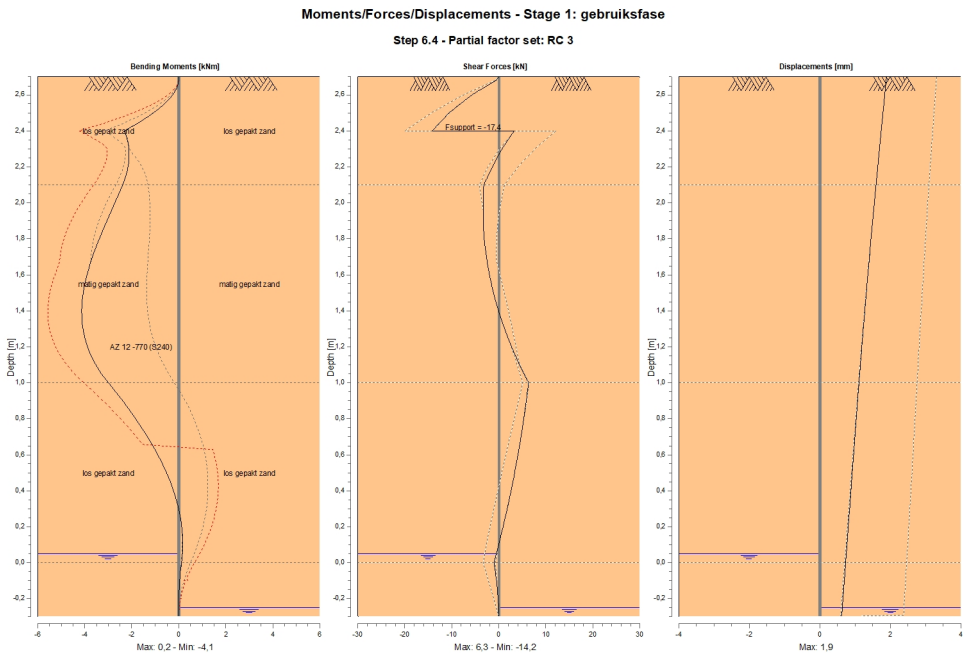
| Node number | Level [m] | Force [kN] | Moment [kNm] |
|---|---|---|---|
| 4 | 2,40 | -31,89 | 0,00 |

# 9 Step 6.4 Stage 1: gebruiksfase

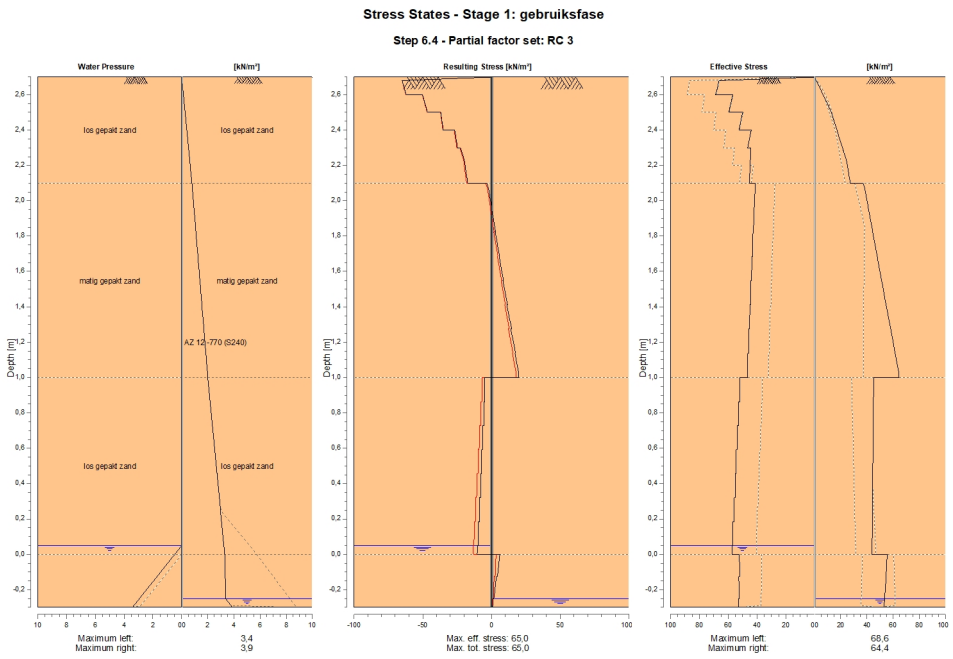
## 9.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 9.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 9.1.2 Charts of Stresses




### 9.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -47,80 |
| Vertical force passive | 41,22 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -6,58 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Vertical toe capacity is sufficient (7 <= 35) | |

| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -47,80 |
| Vertical force passive | 41,22 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -6,58 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Vertical toe capacity is sufficient (7 <= 990) | |

### 9.1.4 Rigid and Spring Supports

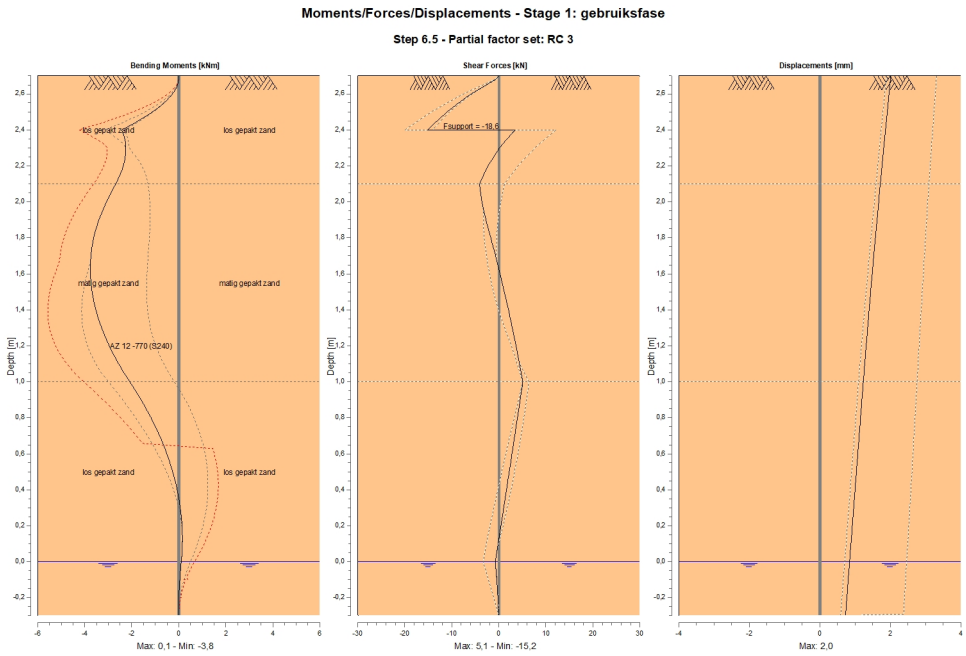
| Node number | Level [m] | Force [kN] | Moment [kNm] |
|---|---|---|---|
| 4 | 2,40 | -17,40 | 0,00 |

# 10 Step 6.5 Stage 1: gebruiksfase

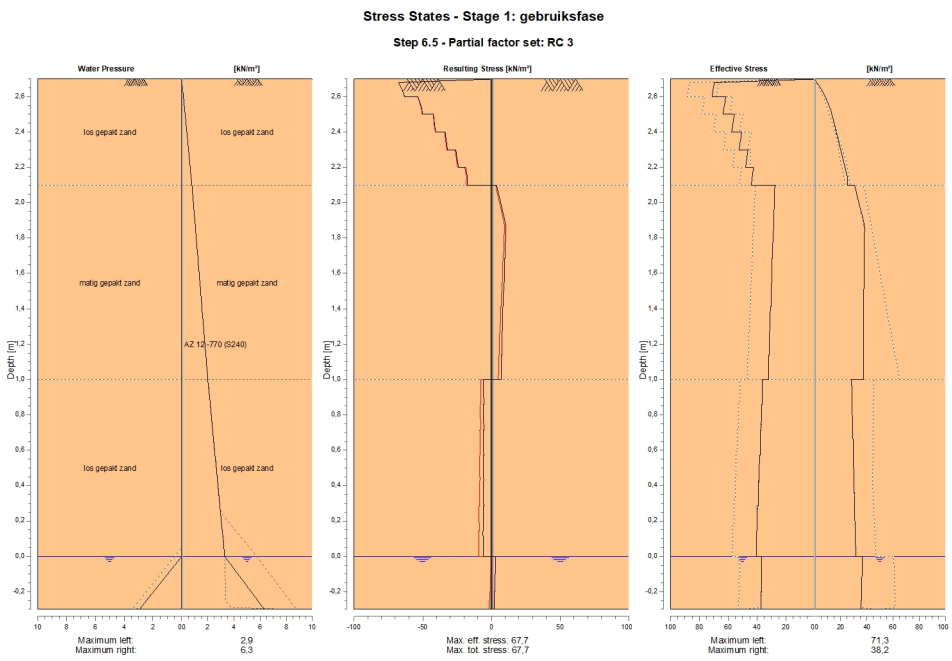
## 10.1 Calculation Results

Number of iterations: 4

### 10.1.1 Charts of Moments, Forces and Displacements




### 10.1.2 Charts of Stresses




### 10.1.3 Vertical Force Balance

| | |
|---|---|
| Xi factor | 1,39 |
| Partial factor base resistance | 1,25 |
| Maximum point resistance | 5,000 [MPa] |

| Vertical force balance unplugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -43,22 |
| Vertical force passive | 34,72 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -8,50 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 34,53 |
| Vertical toe capacity is sufficient (8 <= 35) | |

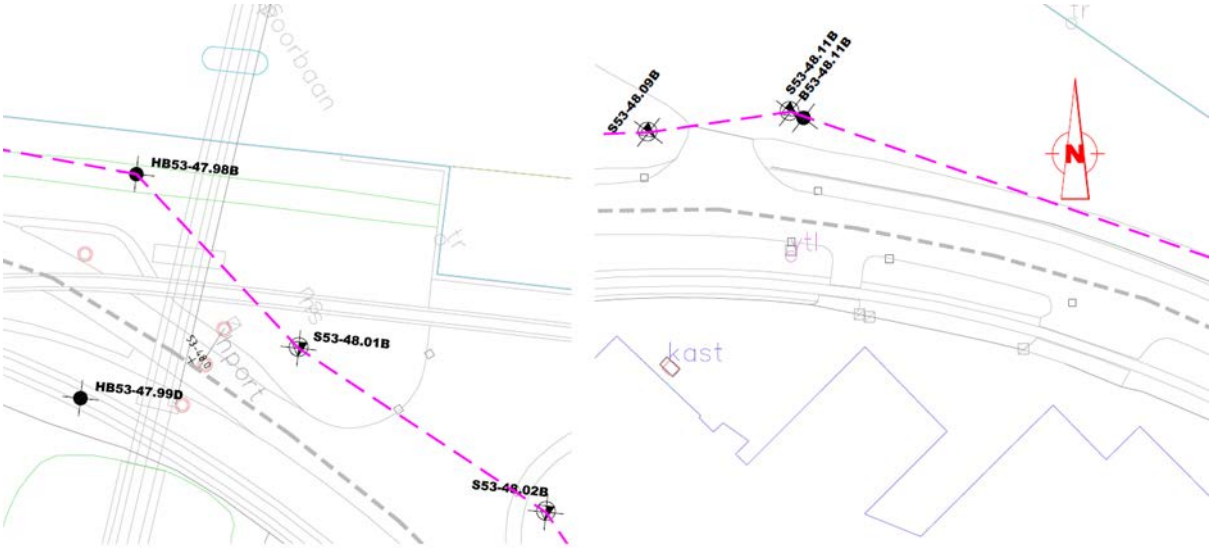
| Vertical force balance plugged | Force [kN] |
|---|---|
| Vertical force active | -43,22 |
| Vertical force passive | 34,72 |
| Resulting vertical force (no dead weight) | -8,50 |
| Vertical toe capacity Rb;d | 989,93 |
| Vertical toe capacity is sufficient (8 <= 990) | |

### 10.1.4 Rigid and Spring Supports

| Node number | Level [m] | Force [kN] | Moment [kNm] |
|---|---|---|---|
| 4 | 2,40 | -18,63 | 0,00 |

## End of Report

# Bijlage 2 Grondonderzoek C&I 2

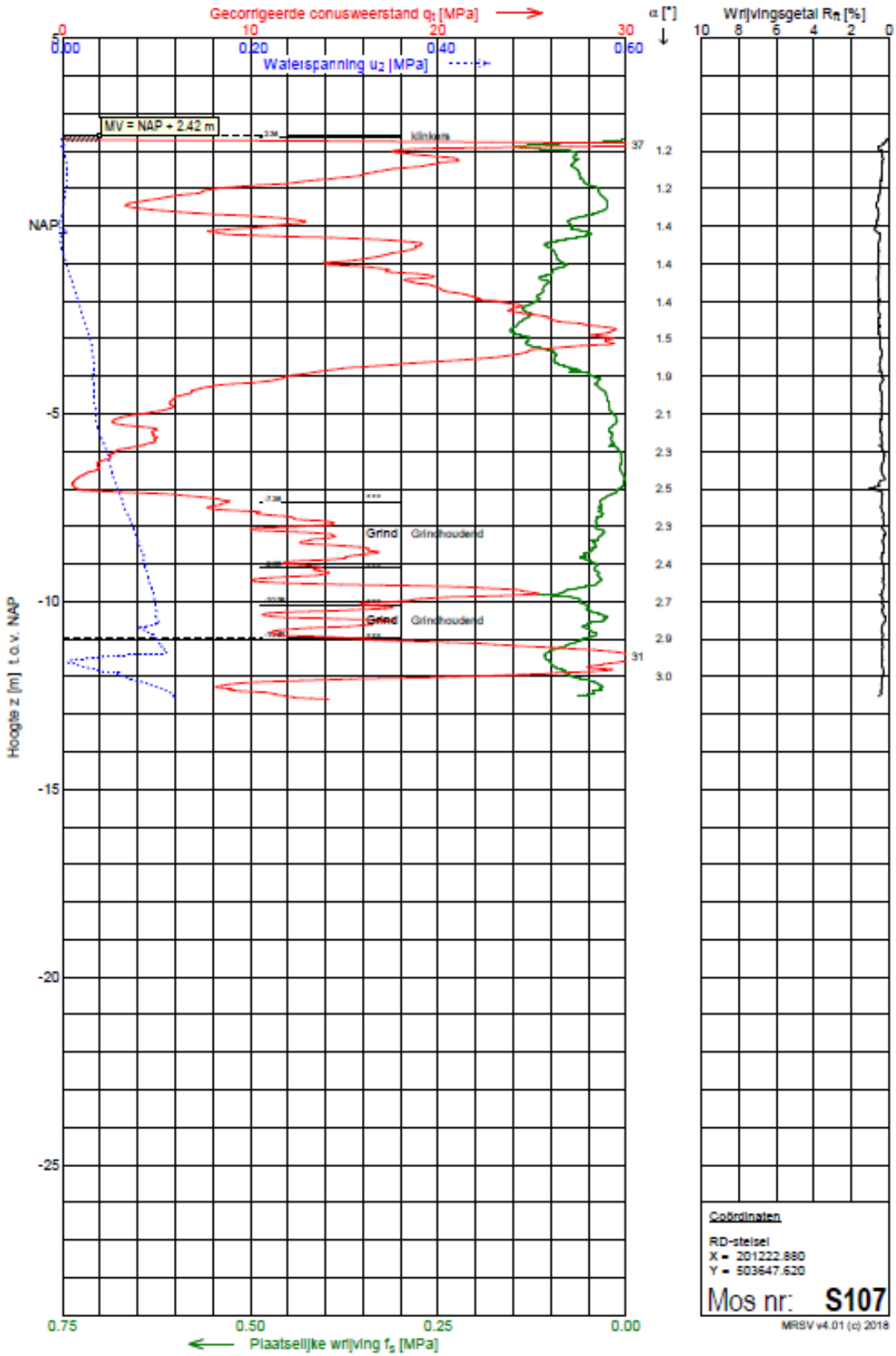


## Sondering S53-48.09B

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 09-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

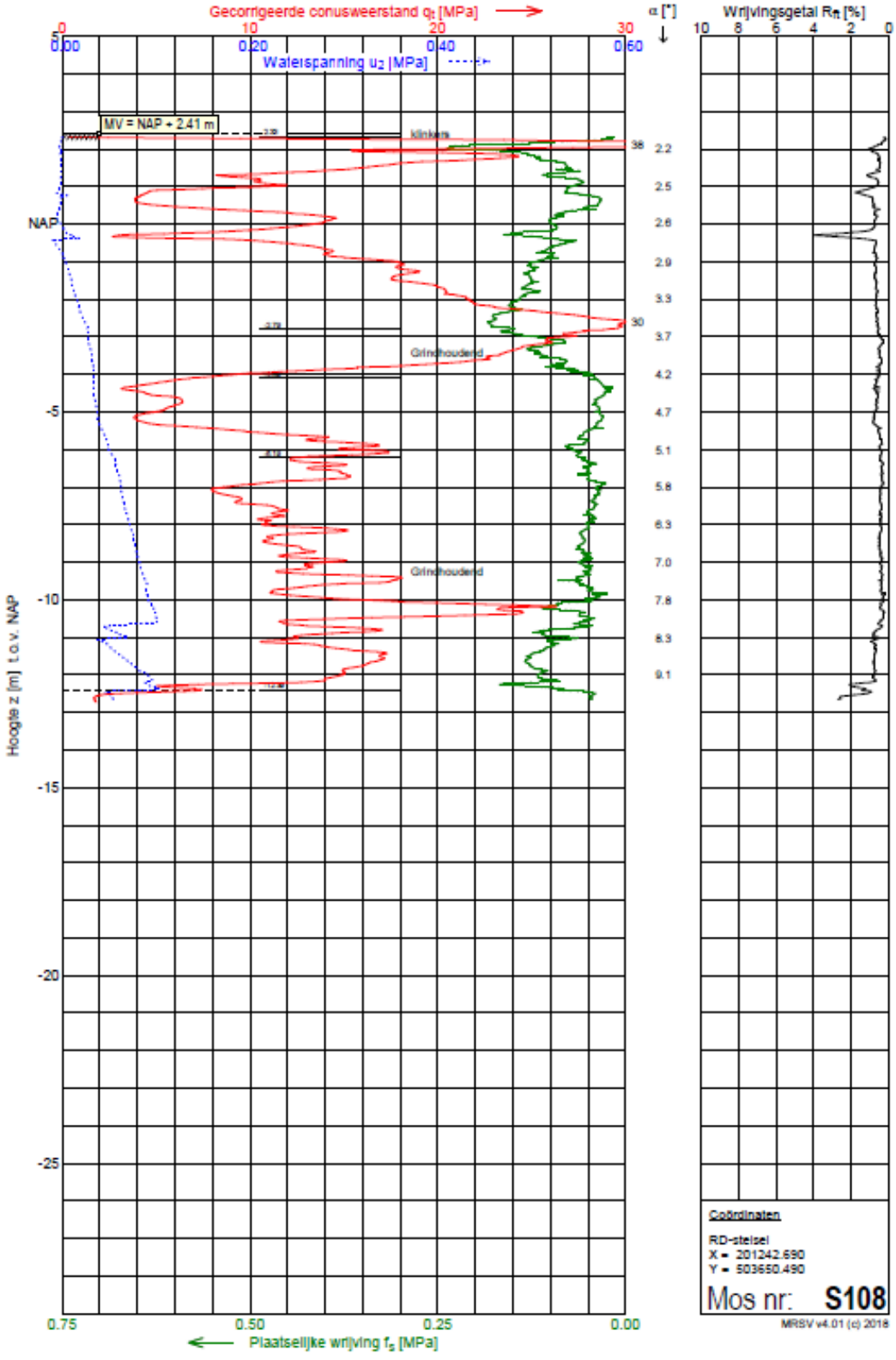
Conus nummer : C10-CFIIP.462
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1



## Sondering S53-48.11B

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Opdracht | : 1800737 | Conus nummer | : S10-CFIIP.1468 | NEN-EN-ISO-22476-1 | |
| Plaats | : Zwolle | Soort conus | : Elektrisch | Klasse 2, type TE2 | |
| Datum | : 09-07-2018 | Opp. conuspunt | : 1000 mm$^2$ | Sondeerunit | : SW10 |
| Project | : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken | | | Blad | : 1 van 1 |



Tauw

**Kenmerk** R001-1273406BME-V01-mdg-NL

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

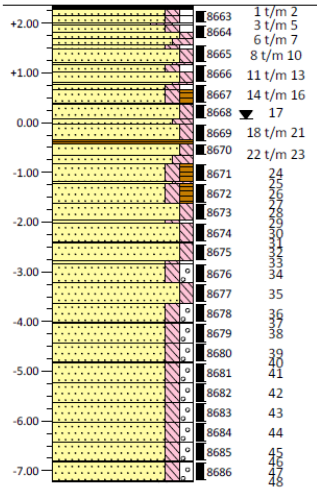
# BOORBESCHRIJVING

*Lab- / veldclassificatie*

NEN5104

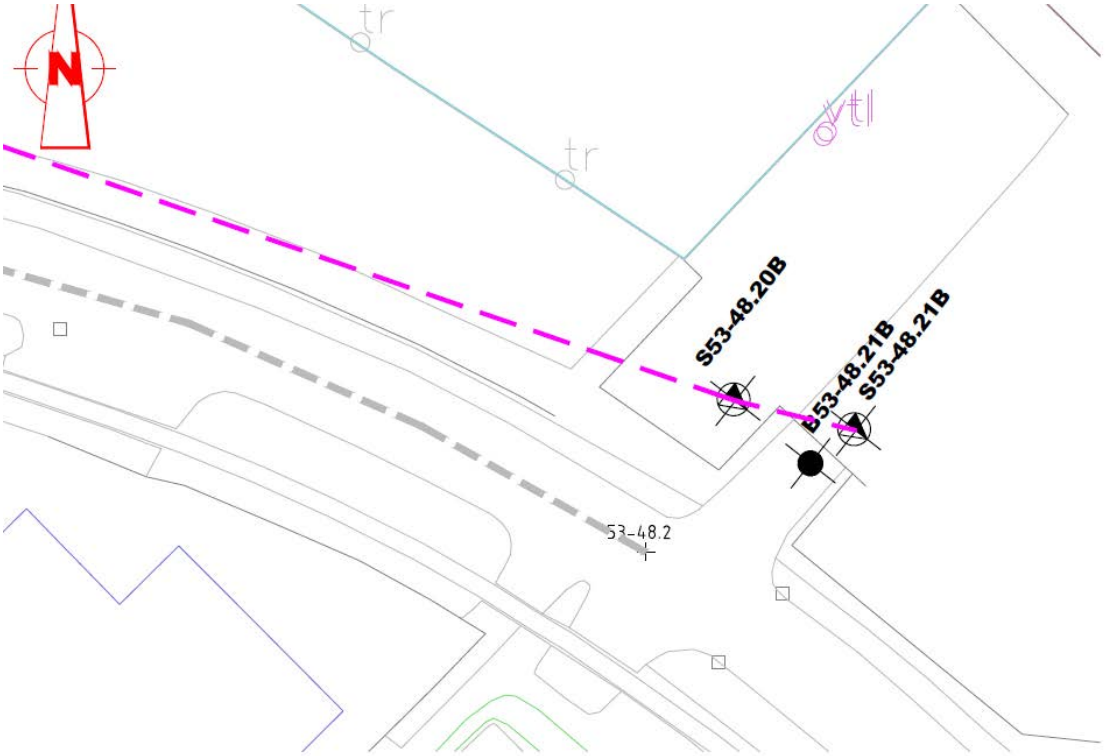
**BORING** : **B53-48.11B**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Datum | : | 10-07-2018 | X | : | 201244.510 | Boormethode | : Puls/Ack |
| GWS | : | NAP +0.07 m | Y | : | 503649.640 | Boormeester | : AK |
| Maaiveld | : | NAP +2.37 m | | | | Beschrijver | : AK |
| *Opmerking* | : | - | | | | MOS ref.nr. | : MB326 |




| | Diepte [m t.o.v. NAP] van | tot | Omschrijving grondlaag | Kleur |
|---|---|---|---|---|
| 1 | +2.37 | +2.27 | Klinkers | |
| 2 | +2.27 | +2.14 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | lichtbruin |
| 3 | +2.14 | +2.00 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 4 | +2.00 | +1.97 | Zand, matig fijn, matig siltig, matig grindig (matig grof) | bruin |
| 5 | +1.97 | +1.81 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (matig grof) | bruin |
| 6 | +1.81 | +1.69 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 7 | +1.69 | +1.57 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 8 | +1.57 | +1.47 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 9 | +1.47 | +1.21 | Zand, matig fijn, zwak siltig, bevat brokken van klei | bruin |
| 10 | +1.21 | +1.17 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 11 | +1.17 | +1.01 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (matig grof) | bruin |
| 12 | +1.01 | +0.80 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 13 | +0.80 | +0.77 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 14 | +0.77 | +0.65 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 15 | +0.65 | +0.39 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus, bevat brokken van klei | bruin |
| 16 | +0.39 | +0.37 | Zand, matig fijn, zwak kleiig | bruin |
| 17 | +0.37 | +0.07 | Zand, matig fijn, zwak siltig | grijs |
| 18 | +0.07 | -0.03 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 19 | -0.03 | -0.35 | Zand, matig fijn, zwak siltig | grijs |
| 20 | -0.35 | -0.39 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 21 | -0.39 | -0.43 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 22 | -0.43 | -0.65 | Zand, matig fijn, zwak siltig, bevat brokken van veen | bruin |
| 23 | -0.65 | -0.83 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 24 | -0.83 | -1.19 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus | bruin |
| 25 | -1.19 | -1.23 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 26 | -1.23 | -1.62 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus | bruin |
| 27 | -1.62 | -1.63 | Zand, matig fijn, matig siltig | grijs |
| 28 | -1.63 | -1.97 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 29 | -1.97 | -2.03 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 30 | -2.03 | -2.40 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 31 | -2.40 | -2.43 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 32 | -2.43 | -2.77 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 33 | -2.77 | -2.83 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 34 | -2.83 | -3.23 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 35 | -3.23 | -3.63 | Zand, matig grof, zwak siltig | bruin |
| 36 | -3.63 | -4.02 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 37 | -4.02 | -4.03 | Zand, zeer grof, zwak siltig, matig grindig (fijn) | bruin |
| 38 | -4.03 | -4.43 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 39 | -4.43 | -4.82 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 40 | -4.82 | -4.83 | Zand, zeer grof, zwak siltig, matig grindig (fijn) | bruin |
| 41 | -4.83 | -5.23 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 42 | -5.23 | -5.63 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 43 | -5.63 | -6.03 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 44 | -6.03 | -6.43 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | grijsbruin |

# Bijlage 3 Grondonderzoek IJzerleeuw 1

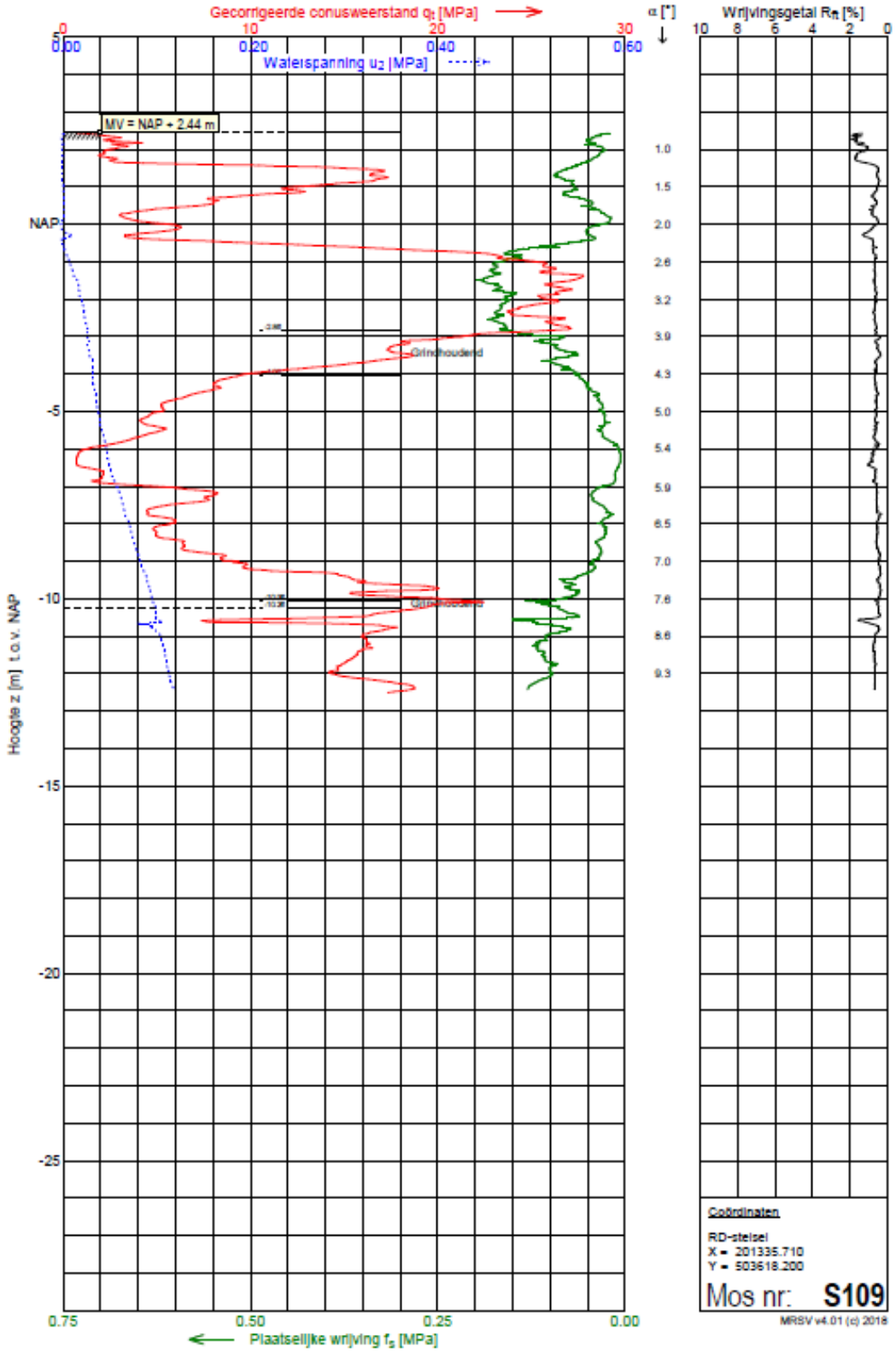


## Sondering S53-48.20B

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 10-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1468
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1

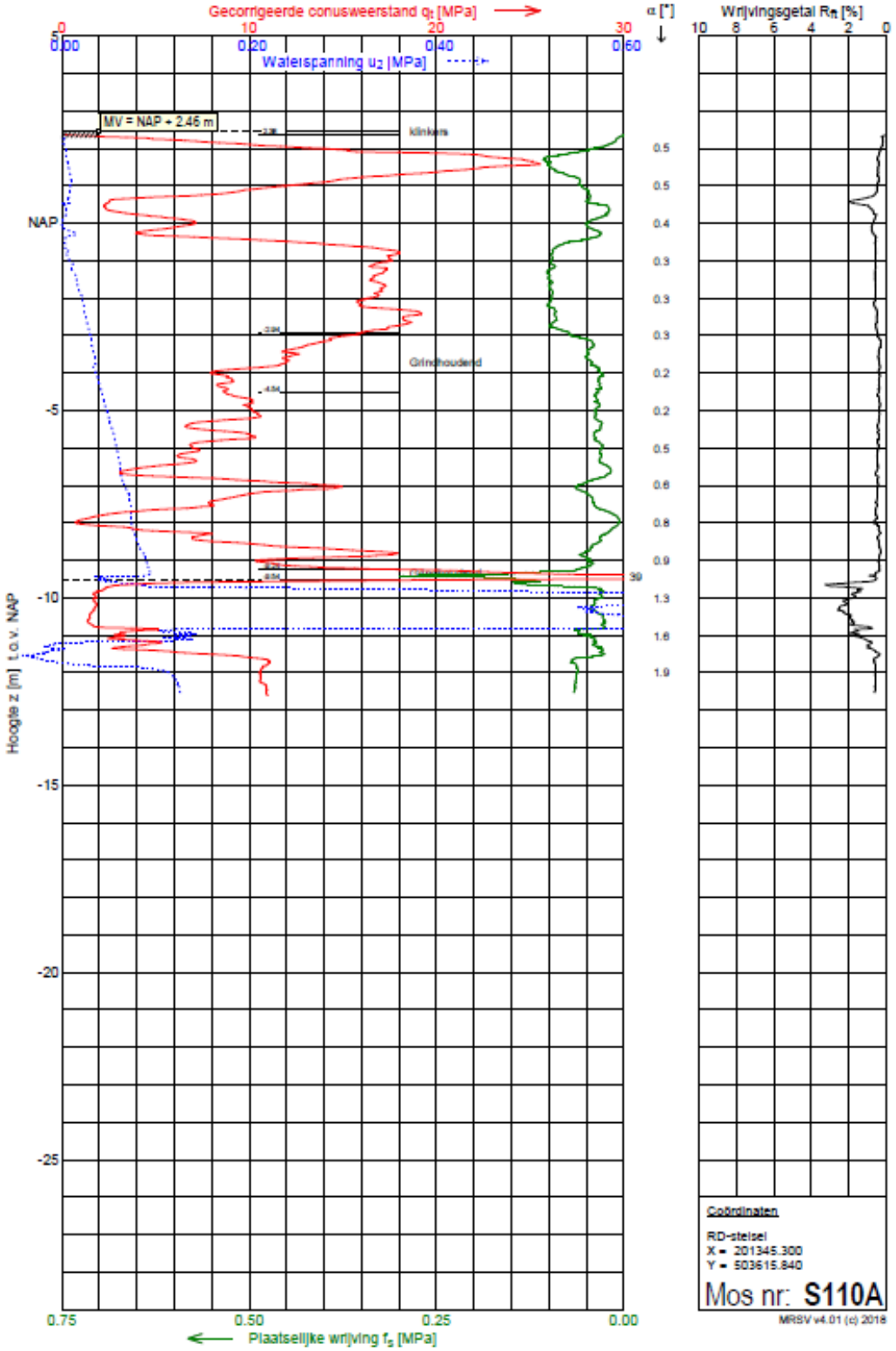


## Sondering S53-48.21B

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 10-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : C10-CFIIP.462
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1



Tauw

**Kenmerk** R001-1273406BME-V01-mdg-NL

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

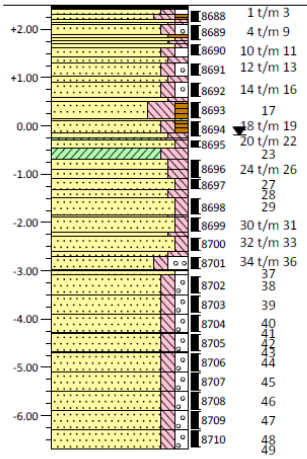
# BOORBESCHRIJVING

*Lab- / veldclassificatie*

NEN5104

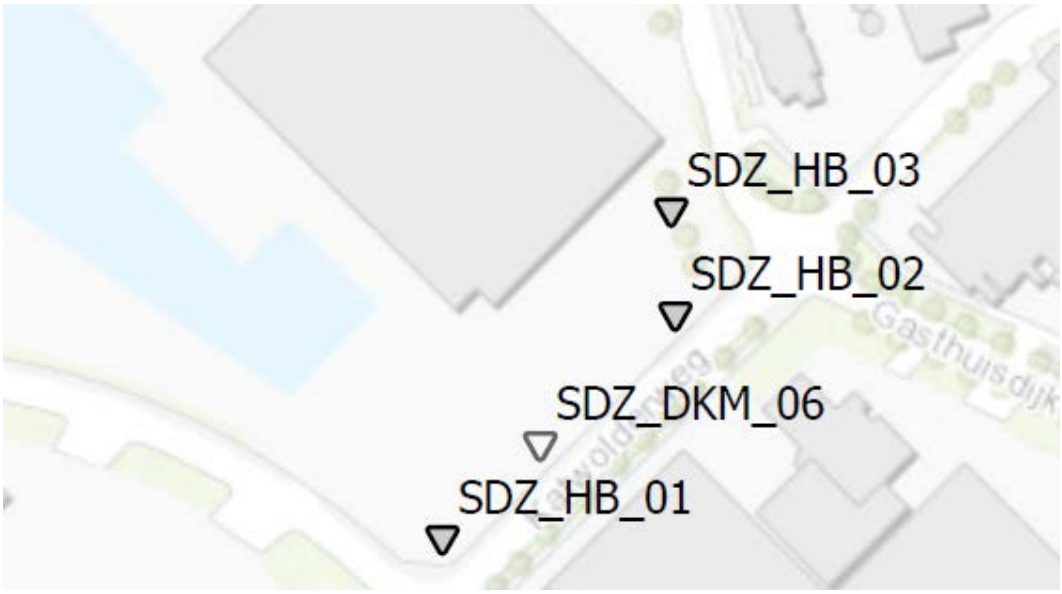
**BORING** : **B53-48.21B**

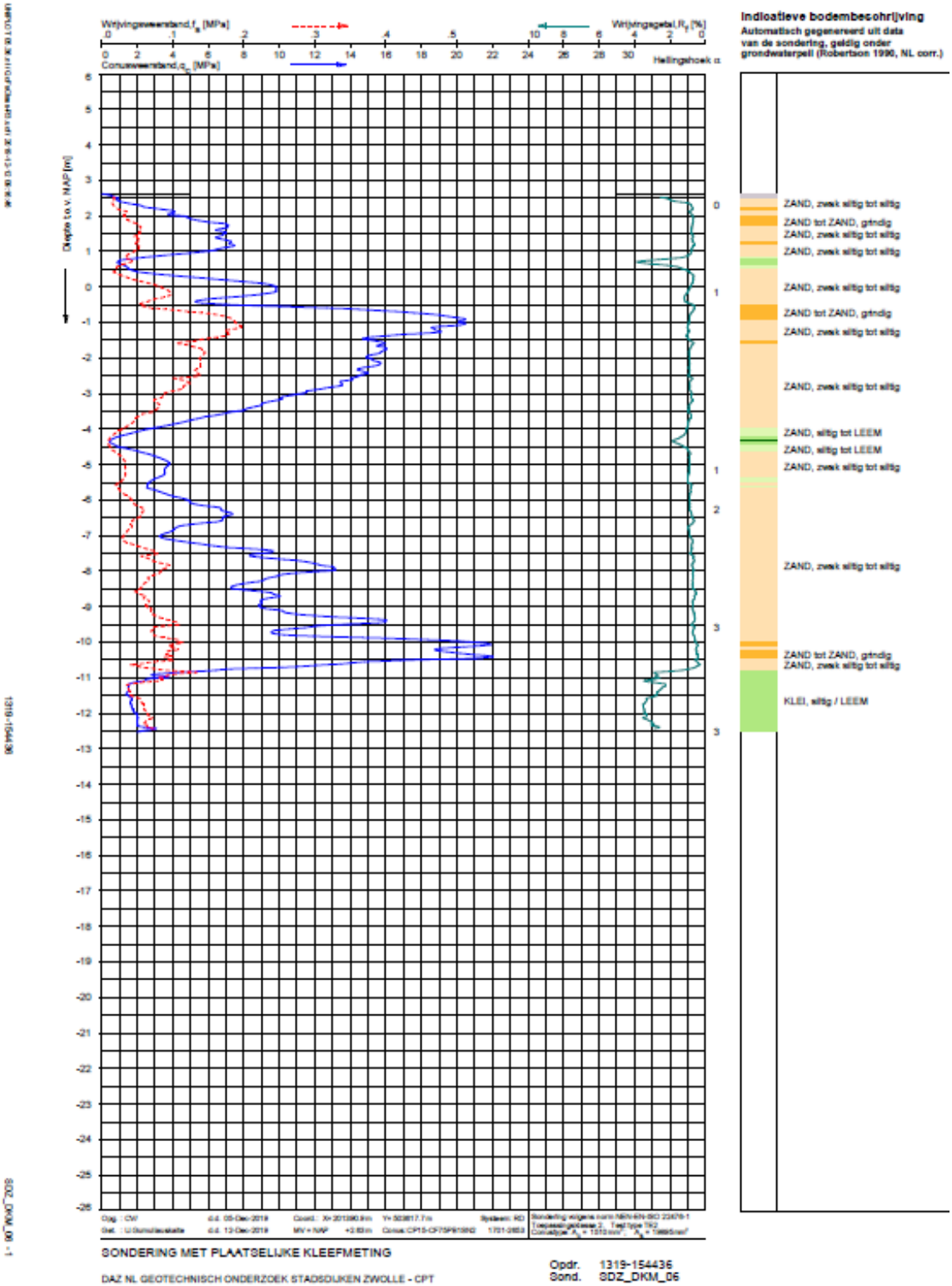
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Datum | : | 11-07-2018 | X | : | 201341.680 | Boormethode | : Puls/Ack |
| GWS | : | NAP -0.19 m | Y | : | 503613.230 | Boormeester | : AK |
| Maaiveld | : | NAP +2.51 m | | | | Beschrijver | : AK |
| *Opmerking* | : | - | | | | MOS ref.nr. | : MB325 |



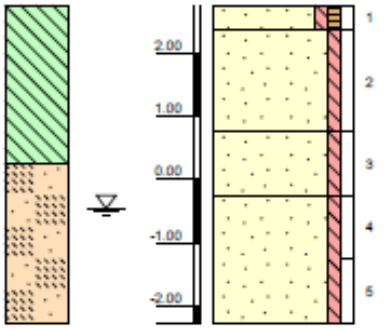

| | Diepte [m t.o.v. NAP] van | tot | Omschrijving grondlaag | Kleur |
|---|---|---|---|---|
| 1 | +2.51 | +2.41 | Klinkers | |
| 2 | +2.41 | +2.31 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 3 | +2.31 | +2.22 | Zand, zeer fijn, matig siltig, zwak humeus | bruin |
| 4 | +2.22 | +2.14 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 5 | +2.14 | +2.11 | Zand, matig grof, matig siltig | bruin |
| 6 | +2.11 | +1.89 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 7 | +1.89 | +1.82 | Zand, matig fijn, matig humeus | bruin |
| 8 | +1.82 | +1.77 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 9 | +1.77 | +1.71 | Zand, matig grof, matig siltig | bruin |
| 10 | +1.71 | +1.62 | Zand, matig fijn, zwak siltig | lichtbruin |
| 11 | +1.62 | +1.44 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (matig grof) | bruin |
| 12 | +1.44 | +1.31 | Zand, matig grof, matig siltig | bruin |
| 13 | +1.31 | +1.03 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 14 | +1.03 | +0.91 | Zand, matig grof, matig siltig | bruin |
| 15 | +0.91 | +0.58 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 16 | +0.58 | +0.51 | Zand, matig grof, matig siltig | bruin |
| 17 | +0.51 | +0.16 | Zand, zeer fijn, sterk siltig, zwak humeus | bruin |
| 18 | +0.16 | +0.11 | Zand, zeer fijn, zwak kleiig | bruin |
| 19 | +0.11 | -0.15 | Zand, zeer fijn, zwak siltig, zwak humeus | bruin |
| 20 | -0.15 | -0.24 | Zand, zeer fijn, matig siltig | bruin |
| 21 | -0.24 | -0.29 | Klei, sterk siltig | bruin |
| 22 | -0.29 | -0.46 | Zand, matig fijn, zwak siltig | bruin |
| 23 | -0.46 | -0.69 | Klei, sterk siltig | bruin |
| 24 | -0.69 | -0.90 | Zand, zeer fijn, matig siltig | bruin |
| 25 | -0.90 | -1.08 | Zand, uiterst fijn, matig siltig | bruin |
| 26 | -1.08 | -1.09 | Klei, sterk siltig | bruin |
| 27 | -1.09 | -1.33 | Zand, uiterst fijn, zwak siltig | bruin |
| 28 | -1.33 | -1.49 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 29 | -1.49 | -1.85 | Zand, uiterst fijn, zwak siltig | bruin |
| 30 | -1.85 | -1.89 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 31 | -1.89 | -2.21 | Zand, zeer fijn, zwak siltig | bruin |
| 32 | -2.21 | -2.29 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 33 | -2.29 | -2.59 | Zand, zeer fijn, zwak siltig | bruin |
| 34 | -2.59 | -2.69 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 35 | -2.69 | -2.97 | Zand, zeer grof, zwak siltig, matig grindig (matig grof) | bruin |
| 36 | -2.97 | -2.99 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 37 | -2.99 | -3.09 | Zand, matig grof, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 38 | -3.09 | -3.49 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (matig grof) | bruin |
| 39 | -3.49 | -3.89 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 40 | -3.89 | -4.27 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 41 | -4.27 | -4.29 | Zand, matig grof, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 42 | -4.29 | -4.68 | Zand, zeer fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 43 | -4.68 | -4.69 | Zand, matig grof, zwak grindig (fijn) | bruin |

# Bijlage 4 Grondonderzoek IJzerleeuw 2




Wrijvingsweerstand,$f_s$ [MPa]
Wrijvingsgetal,$R_f$ [%]
Conusweerstand,$q_c$ [MPa]
Hellingshoek α
Diepte t.o.v. NAP [m]
Indicatieve bodembeschrijving
Automatisch gegenereerd uit data van de sondering, geldig onder grondwaterpeil (Robertson 1990, NL corr.)
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND tot ZAND, grindig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND tot ZAND, grindig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND, siltig tot LEEM
ZAND, siltig tot LEEM
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND, zwak siltig tot siltig
ZAND tot ZAND, grindig
ZAND, zwak siltig tot siltig
KLEI, siltig / LEEM
SONDERING MET PLAATSELIJKE KLEEFMETING
DAZ NL GEOTECHNISCH ONDERZOEK STADSDIJKEN ZWOLLE - CPT
Opdr. 1319-154436
Sond. SDZ_DKM_06

**Boring: SDZ_HB_01** **Veldclassificatie** 




Bodembeschrijving volgens NEN 5104 (1989), C1(1990)

2.74 tot 2.34 Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus, donker bruin

2.34 tot 0.74 Zand, matig fijn, zwak siltig grijs

0.74 tot -0.26 Zand, matig fijn, zwak siltig, sporen roest bruin

-0.26 tot -2.26 Zand, matig fijn, zwak siltig grijs

Algemene opmerking:

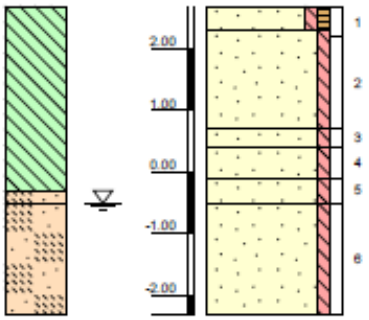
Versie 2017-07-01

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| X: 201988.2 | GWS (m tov NAP): -0.46 | MV (m tov NAP): 2.74 | Boorvloeistof: | |
| Y: 503595.8 | GHG (m tov NAP): | bk PB1 (m tov NAP): | WS PB1 (m tov NAP): | Datum uitvoering: 02-01-2020 |
| Coördinatenstelsel: RD | GLG (m tov NAP): | bk PB2 (m tov NAP): | WS PB2 (m tov NAP): | Boormeester: RH |
| | | bk PB3 (m tov NAP): | WS PB3 (m tov NAP): | Geclassificeerd door: RH |
| | | bk PB4 (m tov NAP): | WS PB4 (m tov NAP): | |

**BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1**

DAZ NL Geotechnisch onderzoek Stadsdijken Zwolle - CPT **1319-154436**

**Boring: SDZ_HB_02** **Veldclassificatie** 




| Monsternr. | Bodembeschrijving volgens NEN 5104 (1989), C1(1990) |
|---|---|
| 1 | 2.69 tot 2.29 Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus, donker bruin |
| 2 | 2.29 tot 0.69 Zand, matig fijn, zwak siltig grijs |
| 3 | 0.69 tot 0.39 Zand, matig fijn, zwak siltig, sporen roest grijs |
| 4 | 0.39 tot -0.11 Zand, matig fijn, zwak siltig bruin |
| 5 | -0.11 tot -0.51 Zand, matig fijn, zwak siltig, licht geel-bruin |
| 6 | -0.51 tot -2.31 Zand, matig fijn, zwak siltig, licht grijs |

Algemene opmerking:

Versie 2017-07-01

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| X: 201422.8 | GWS (m tov NAP): -0.51 | MV (m tov NAP): 2.69 | Boorvloeistof: | |
| Y: 503648.5 | GHG (m tov NAP): | bk PB1 (m tov NAP): | WS PB1 (m tov NAP): | Datum uitvoering: 02-01-2020 |
| Coördinatenstelsel: RD | GLG (m tov NAP): | bk PB2 (m tov NAP): | WS PB2 (m tov NAP): | Boormeester: RH |
| | | bk PB3 (m tov NAP): | WS PB3 (m tov NAP): | Geclassificeerd door: RH |
| | | bk PB4 (m tov NAP): | WS PB4 (m tov NAP): | |

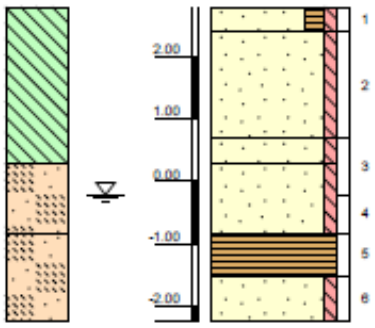
BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1

DAZ NL Geotechnisch onderzoek Stadsdijken Zwolle - CPT **1319-154436**

## Boring: SDZ_HB_03

## Veldclassificatie






Bodembeschrijving volgens NEN 5104 (1989), C1(1990)

| | |
|---|---|
| 2.78 tot 2.38 | Zand, matig fijn, zwak siltig, matig humeus, donker bruin |
| 2.38 tot 0.68 | Zand, matig fijn, zwak siltig grijs |
| 0.68 tot 0.28 | Zand, matig fijn, zwak siltig bruin |
| 0.28 tot -0.82 | Zand, matig fijn, zwak siltig, sporen roest bruin-geel |
| -0.82 tot -1.52 | Veen, mineraalarm, donker bruin |
| -1.52 tot -2.22 | Zand, matig fijn, zwak siltig, licht grijs-bruin |

Algemene opmerking:

Versie 2017-07-01

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| X: 201421.6 | GWS (m tov NAP): -0.22 | MV (m tov NAP): 2.78 | Boorvloeistof: | |
| Y: 509672.6 | GHG (m tov NAP): | bk PB1 (m tov NAP): | WS PB1 (m tov NAP): | Datum uitvoering: 02-01-2020 |
| Coördinatenstelsel: RD | GLG (m tov NAP): | bk PB2 (m tov NAP): | WS PB2 (m tov NAP): | Boormeester: RH |
| | | bk PB3 (m tov NAP): | WS PB3 (m tov NAP): | Geclassificeerd door: RH |
| | | bk PB4 (m tov NAP): | WS PB4 (m tov NAP): | |

**BORING VOLGENS NEN-EN-ISO 22475-1**

DAZ NL Geotechnisch onderzoek Stadsdijken Zwolle - CPT **1319-154436**

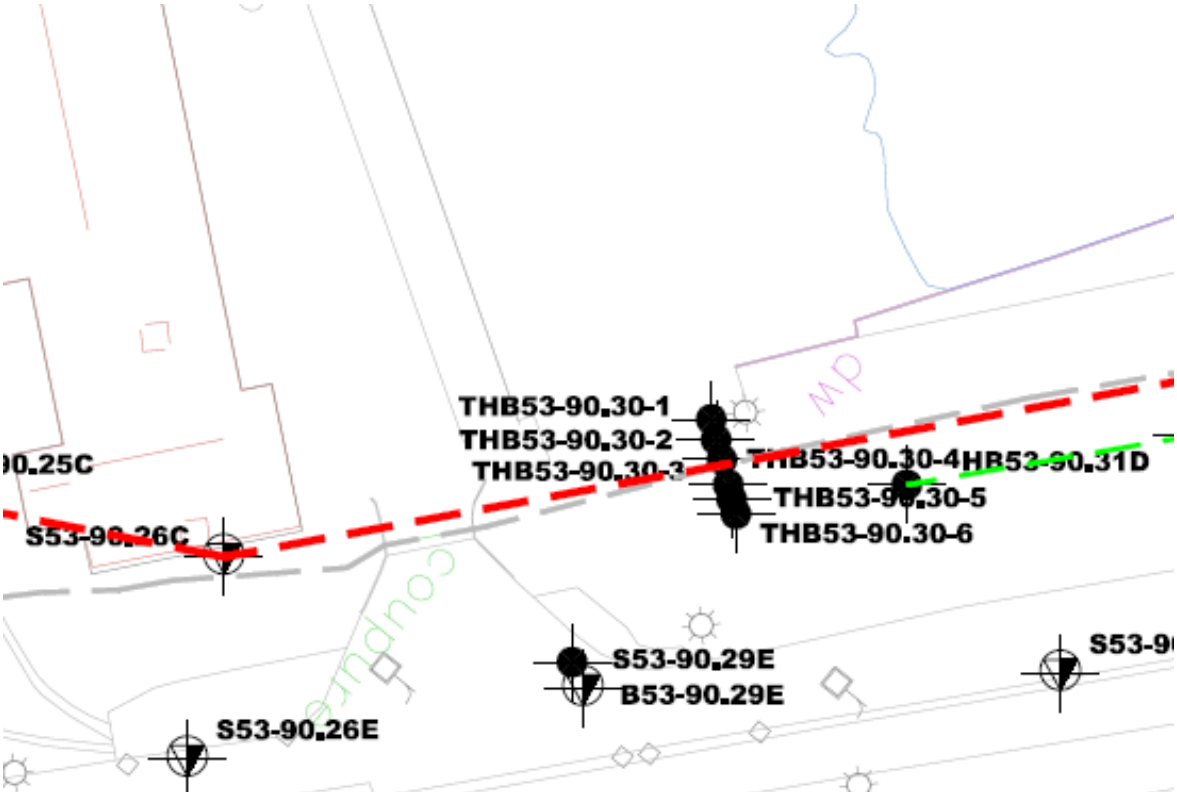
# Bijlage 5 Grondonderzoek IJzerleeuw 3

Nog niet beschikbaar.

# Bijlage 6 Grondonderzoek Van der Kamp

Nog niet beschikbaar.

# Bijlage 7 Grondonderzoek en DSheet Leenman 1

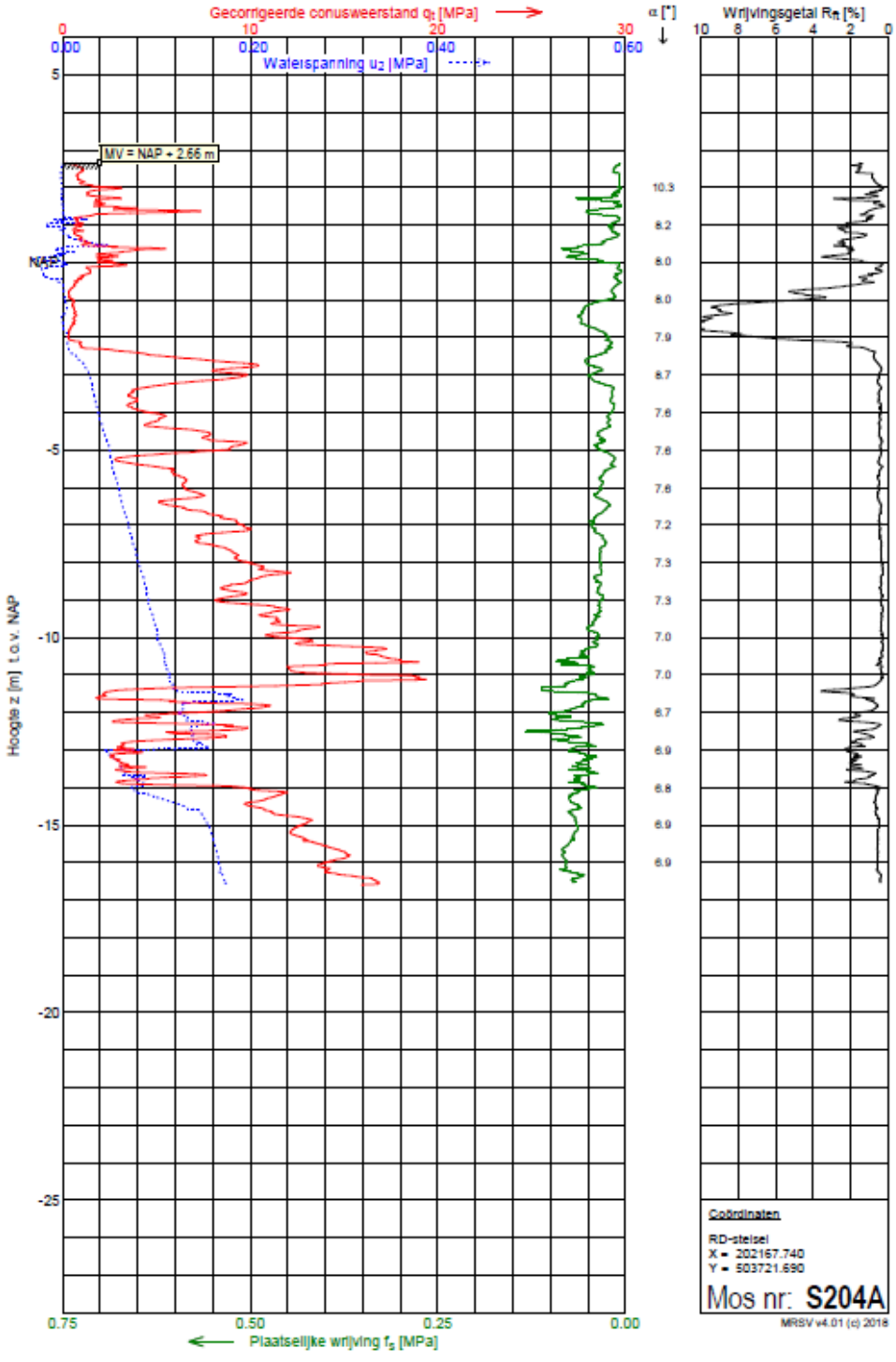


## Sondering S53-90.26C

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 01-10-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : C10-CFIP.132
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SR4
Blad : 1 van 1



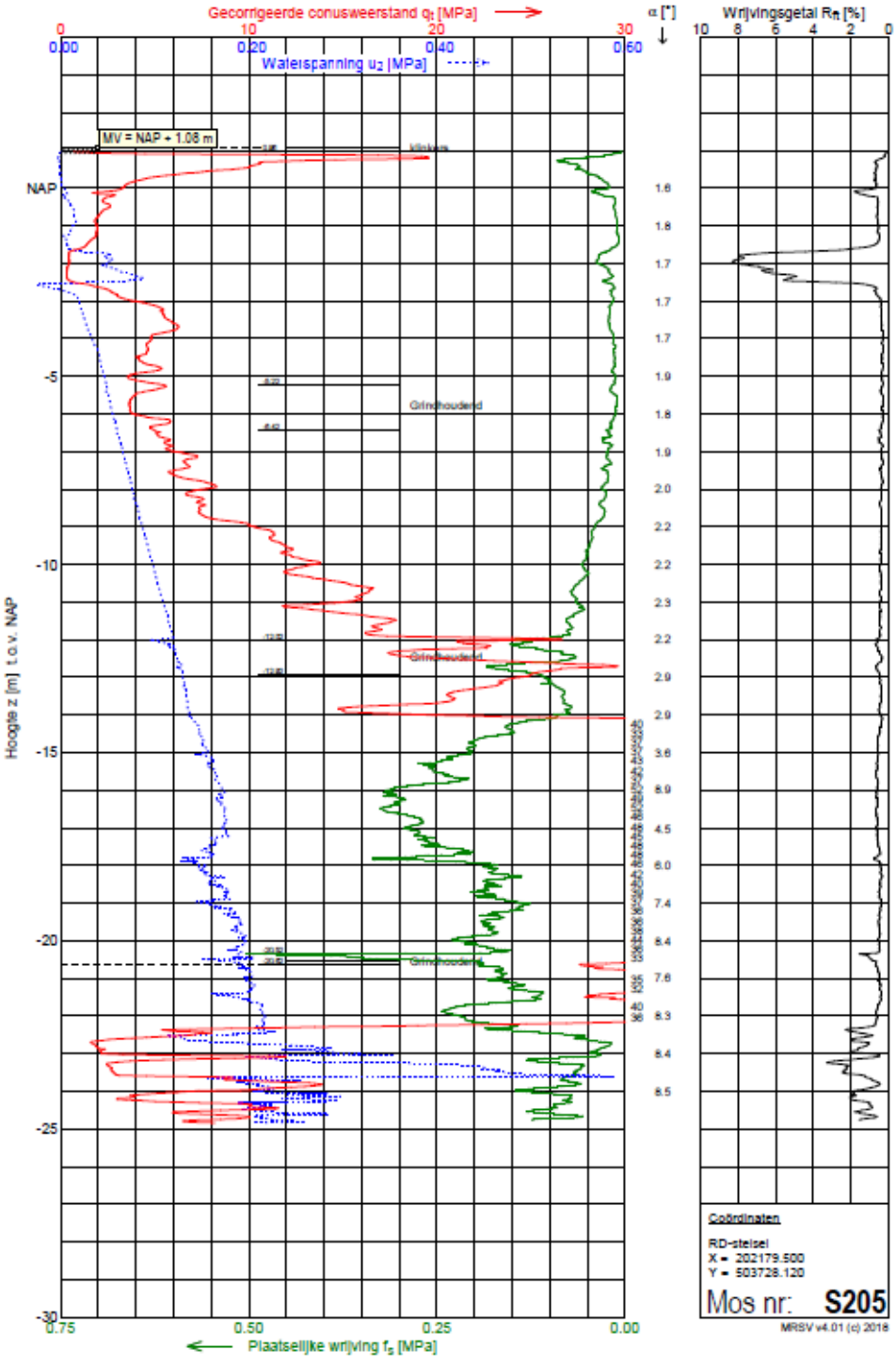

MOS GRONDMECHANICA

## Sondering S53-90.26E

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 11-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : C10-CFIIP.462
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1

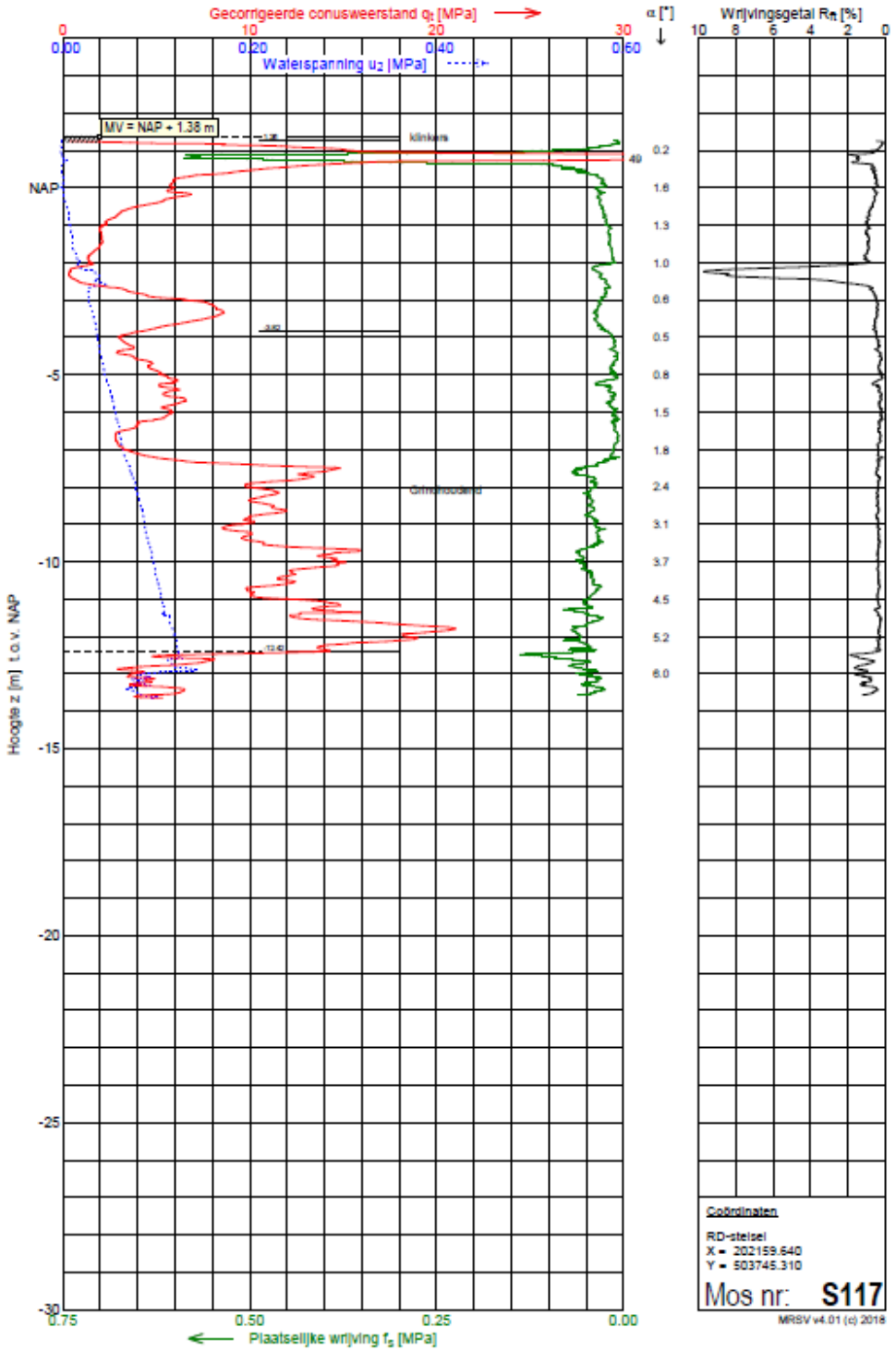


## Sondering S53-90.29E

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 13-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1468
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1




MOS GRONDMECHANICA

**Kenmerk** R001-1273406BME-V01-mdg-NL

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

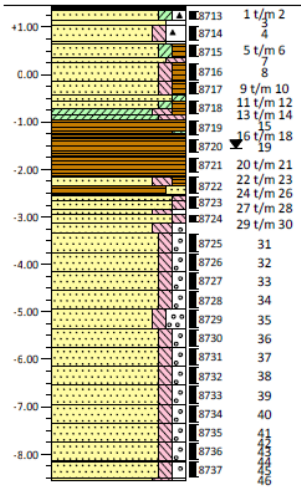
# BOORBESCHRIJVING

*Lab- / veldclassificatie*

NEN5104

**BORING** : **B53-90.29E**

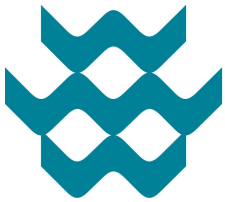
| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Datum | : | 12-07-2018 | X | : | 202158.780 | Boormethode | : Puls/Ack |
| GWS | : | NAP -1.55 m | Y | : | 503743.680 | Boormeester | : AK |
| Maaiveld | : | NAP +1.45 m | | | | Beschrijver | : AK |
| *Opmerking* | : | - | | | | MOS ref.nr. | : MB322 |




| | Diepte [m t.o.v. NAP] van | tot | Omschrijving grondlaag | Kleur |
|---|---|---|---|---|
| 1 | +1.45 | +1.35 | Klinkers | |
| 2 | +1.35 | +1.14 | Zand, matig fijn, zwak kleiig, zwak puinhoudend, bevat brokken van glas | bruin |
| 3 | +1.14 | +1.05 | Zand, matig fijn, matig puinhoudend | bruin |
| 4 | +1.05 | +0.71 | Zand, matig fijn, zwak siltig, matig puinhoudend | bruin |
| 5 | +0.71 | +0.65 | Zand, matig fijn, matig puinhoudend | bruin |
| 6 | +0.65 | +0.35 | Zand, matig fijn, zwak kleiig, zwak humeus | bruin |
| 7 | +0.35 | +0.25 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 8 | +0.25 | -0.13 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus | bruin |
| 9 | -0.13 | -0.15 | Zand, matig fijn, matig siltig | bruin |
| 10 | -0.15 | -0.43 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus, bevat brokken van klei | grijs |
| 11 | -0.43 | -0.55 | Zand, matig fijn, zwak kleiig | grijs |
| 12 | -0.55 | -0.73 | Zand, matig fijn, zwak kleiig, zwak humeus | grijs |
| 13 | -0.73 | -0.85 | Klei, matig siltig, zwak humeus, bevat resten van zand | bruin |
| 14 | -0.85 | -0.95 | Klei, sterk siltig | grijs |
| 15 | -0.95 | -1.20 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 16 | -1.20 | -1.25 | Veen, zwak kleiig | bruin |
| 17 | -1.25 | -1.28 | Klei, matig siltig, zwak humeus | grijs |
| 18 | -1.28 | -1.35 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 19 | -1.35 | -1.67 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 20 | -1.67 | -1.75 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 21 | -1.75 | -2.07 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 22 | -2.07 | -2.15 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 23 | -2.15 | -2.34 | Zand, matig fijn, matig siltig, zwak humeus | bruin |
| 24 | -2.34 | -2.52 | Veen, matig zandig (zeer fijn) | bruin |
| 25 | -2.52 | -2.55 | Zand, matig grof, matig siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 26 | -2.55 | -2.65 | Zand, zeer grof, zwak siltig | grijs |
| 27 | -2.65 | -2.83 | Zand, matig fijn, zwak siltig | grijs |
| 28 | -2.83 | -2.95 | Zand, matig grof, matig siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 29 | -2.95 | -3.12 | Zand, zeer grof, zwak siltig | grijs |
| 30 | -3.12 | -3.35 | Zand, matig grof, matig siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 31 | -3.35 | -3.75 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 32 | -3.75 | -4.15 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 33 | -4.15 | -4.55 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |

# Rapport voor D-Sheet Piling 19.3

Ontwerp van Diepwanden en Damwanden
Ontwikkeld door Deltares



Tauw

| | |
|---|---|
| Bedrijfsnaam: | Tauw B.V. |
| Datum van rapport: | 20-3-2020 |
| Tijd van rapport: | 15:15:00 |
| Rapport met versie: | 19.3.1.27104 |
| Datum van berekening: | 20-3-2020 |
| Tijd van berekening: | 14:51:20 |
| Berekend met versie: | 19.3.1.27104 |
| Bestandsnaam: | Leenman 1 hoog water |
| Projectbeschrijving: | Berekening damwanden onder coupures<br>Leenman 1 hoog water |

Verificatie volgens Nationale Bijlage van Eurocode 7 in Nederland (NEN 9997-1:2016)

# 1 Inhoudsopgave


1 Inhoudsopgave 2
2 Overzicht 3
2.1 Overzicht per Fase en Toets 3
2.2 Totale Stabiliteit per Fase 3
2.3 Waarschuwingen 3
2.4 CUR Verificatie Stappen 4
3 Invoergegevens voor alle Bouwfasen 5
3.1 Algemene Invoergegevens 5
3.2 Damwandeigenschappen 5
3.2.1 Algemene Eigenschappen 5
3.2.2 Stijfheid EI (elastisch gedrag) 5
3.2.3 Maximale Toelaatbare Momenten 5
3.2.4 Eigenschappen voor Verticaal Evenwicht 5
3.3 Rekenopties 5
4 Overzicht Fase 1: hoog water fase 7
5 Totale Stabiliteit Fase 1: hoog water fase 8
5.1 Totale Stabiliteit 8
6 Stap 6.1 Fase 1: hoog water fase 9
6.1 Berekeningsresultaten 9
6.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 9
6.1.2 Grafieken van Spanningen 10
6.1.3 Verticaal Evenwicht 10
7 Stap 6.2 Fase 1: hoog water fase 11
7.1 Berekeningsresultaten 11
7.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 11
7.1.2 Grafieken van Spanningen 12
7.1.3 Verticaal Evenwicht 12
8 Stap 6.3 Fase 1: hoog water fase 13
8.1 Berekeningsresultaten 13
8.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 13
8.1.2 Grafieken van Spanningen 14
8.1.3 Verticaal Evenwicht 14
9 Stap 6.4 Fase 1: hoog water fase 15
9.1 Berekeningsresultaten 15
9.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 15
9.1.2 Grafieken van Spanningen 16
9.1.3 Verticaal Evenwicht 16
10 Stap 6.5 Fase 1: hoog water fase 17
10.1 Berekeningsresultaten 17
10.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 17
10.1.2 Grafieken van Spanningen 18
10.1.3 Verticaal Evenwicht 18

# 2 Overzicht

## 2.1 Overzicht per Fase en Toets

| Fase nr. | Verificatie type | Verplaat-sing [mm] | Moment [kNm] | Dwars-kracht [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. weerstand [%] | Verticaal evenwicht |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | | -91,32 | 67,32 | **0,0** | 52,9 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | | -91,32 | 67,32 | **0,0** | 52,9 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 | **23,4** | -44,49 | 29,40 | **0,0** | 28,5 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 * 1,350 | | -60,06 | 39,70 | | | |
| Max | | **23,4** | **-92,32** | **69,03** | **0,0** | **53,4** | Voldoet |

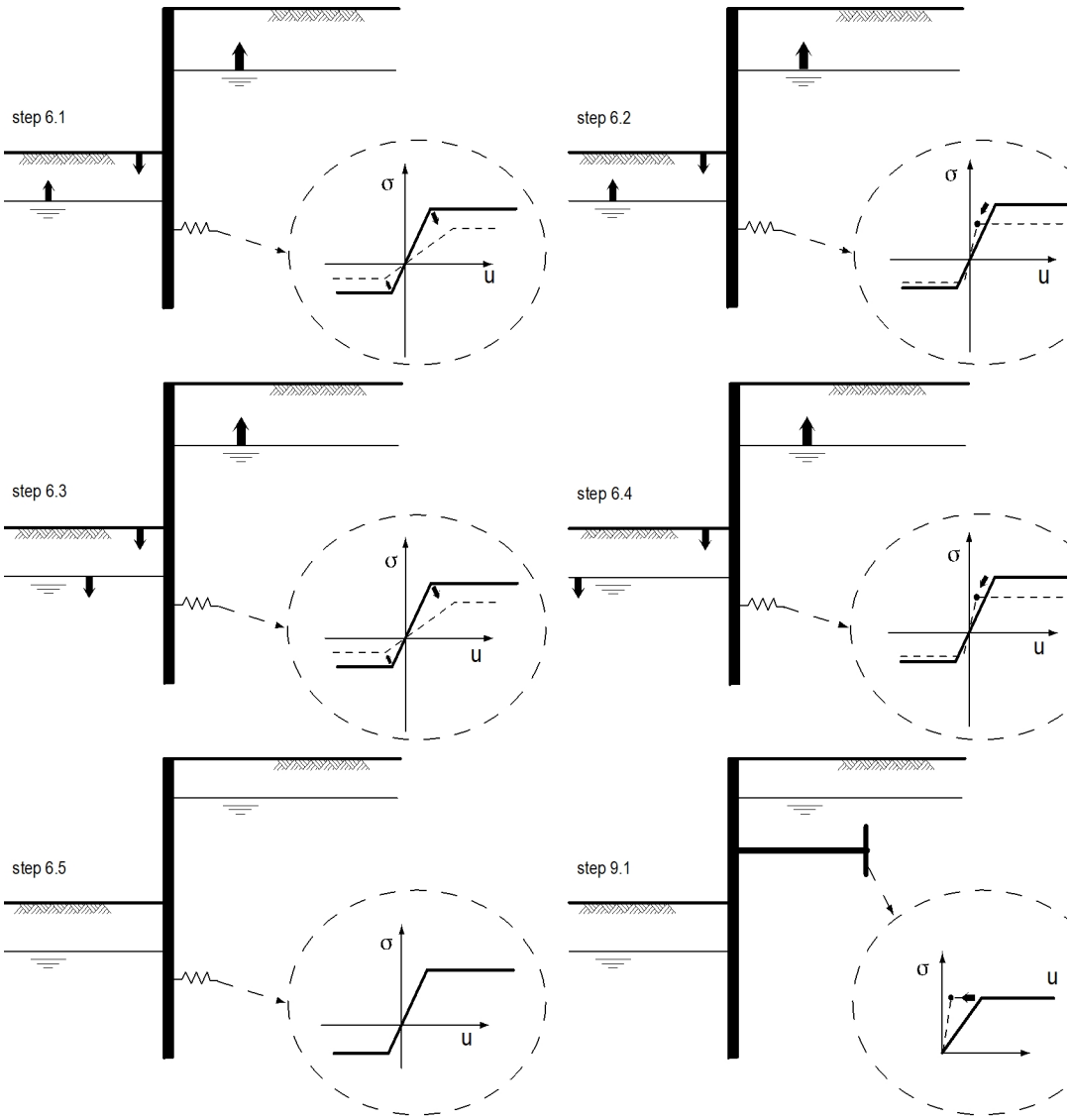
## 2.2 Totale Stabiliteit per Fase

| Fase naam | Stabiliteitsfactor [-] |
|---|---|
| hoog water fase | 3,61 |

## 2.3 Waarschuwingen

* Vertikaal evenwicht: De resultante wrijvings kracht is opwaarts gericht in fase 1
doordat de wrijving aan de passieve zijde groter is dan aan de actieve zijde.
Dit kan voorkomen worden door de wrijvingshoek Delta aan de passieve zijde te verkleinen.

## 2.4 CUR Verificatie Stappen



# 3 Invoergegevens voor alle Bouwfasen

## 3.1 Algemene Invoergegevens

Verificatie volgens Nationale Bijlage van Eurocode 7 in Nederland (NEN 9997-1:2016)

| | |
|---|---|
| Model | Damwand |
| Check verticaal evenwicht | Ja |
| Aantal bouwfasen | 1 |
| Soortelijk gewicht van water | 9,81 kN/m³ |
| Aantal takken van de veerkarakteristiek | 3 |
| Ontlasttak van de veerkarakteristiek | Nee |
| Elastische berekening | Ja |

## 3.2 Damwandeigenschappen

| | |
|---|---|
| Lengte | 6,00 m |
| Bovenkant | 1,55 m |
| Aantal secties | 1 |
| q_b;max | 5,00 MPa |
| Ksifactor | 1,39 |

### 3.2.1 Algemene Eigenschappen

| Snede naam | Van [m] | Tot [m] | Materiaal type | Werkende breedte [m] |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -4,45 | 1,55 | Staal | 1,00 |

### 3.2.2 Stijfheid EI (elastisch gedrag)

| Snede naam | Elastische stijfheid EI [kNm²/m'] | Red. factor op EI [-] | Gecorrig. elas. stijfheid EI [kNm²] | Toelichting op reductiefactor |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 4,5003E+04 | 1,00 | 4,5003E+04 | |

### 3.2.3 Maximale Toelaatbare Momenten

| Snede naam | Mr;kar;el [kNm/m'] | Modificatie factor [-] | Materiaal factor [-] | Red. factor toelaat. moment [-] | Mr;d;el [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 299,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 299,00 |

### 3.2.4 Eigenschappen voor Verticaal Evenwicht

| Snede naam | Van [m] | Tot [m] | Hoogte [mm] | Verf-oppervlak [m²/m² wall] | Doorsnede [cm²/m'] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -4,45 | 1,55 | 344,00 | 1,20 | 120,00 |

## 3.3 Rekenopties

| | |
|---|---|
| Eerste fase beschrijft initiële situatie | Nee |
| Fijnheid berekening | Grof |
| Reduceren delta('s) volgens CUR | Ja |
| Verificatie | EC7 NB NL - methode A:<br>Partiële factoren (ontwerpwaarden) in alle fasen.<br>Eurocode 7 gebruik makend van de factoren zoals beschreven in de Nationale Annex van Nederland.<br>Het valt onder ontwerp benadering III. |
| Gebruikte partiële factor set | RC 3 |

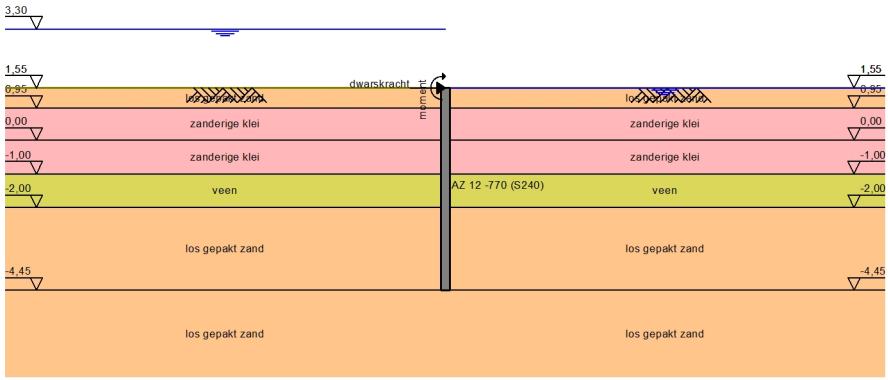
Factoren op belastingen - Geotechnische belastingen

| | |
|---|---|
| - Permanente belasting, ongunstig | 1,000 |
| - Permanente belasting, gunstig | 1,000 |
| - Variabele belasting, ongunstig | 1,250 |
| - Variabele belasting, gunstig | 0,000 |
| Factoren op belastingen - Constructieve belastingen | |
| - Permanente belasting, ongunstig | 1,485 |
| - Permanente belasting, gunstig | 0,900 |
| - Variabele belasting, ongunstig | 1,650 |
| - Variabele belasting, gunstig | 0,000 |
| | |
| Materiaalfactoren | |
| - Cohesie | 1,400 |
| - Tangens phi | 1,200 |
| - Delta (wandwrijvingshoek)* | 1,200 |
| - Lage karakteristieke beddingsconstanten | 1,300 |
| | |
| Aanpassing geometrie | |
| - Toename kerende hoogte | 10,00 % |
| - Maximum toename kerende hoogte | 0,50 m |
| - Verlaging grondwaterniveau, passieve zijde ** | 0,25 m |
| - Verhoging grondwaterniveau, passieve zijde ** | 0,25 m |
| - Verhoging grondwaterniveau, actieve zijde | 0,05 m |
| | |
| Factoren op representatieve waarden | |
| - Partiële factor op M, D en Pmax | 1,350 |
| | |
| Factoren op totale stabiliteit | |
| - Cohesie | 1,600 |
| - Tangens phi | 1,300 |
| - Factor op volumegewicht grond | 1,000 |
| | |
| Factoren op verticale evenwicht | |
| - Partiële puntweerstandsfactor (gamma_b) | 1,250 Gebruiker gedefinieerd |

* Voor delta (wandwrijvingshoek) wordt de invoerwaarde van tangens phi gebruikt
** Deze aanpassing van het grondwaterniveau is niet van toepassing als de damwand volledig onder water staat.

# 4 Overzicht Fase 1: hoog water fase

**Overzicht - Fase 1: hoog water fase**

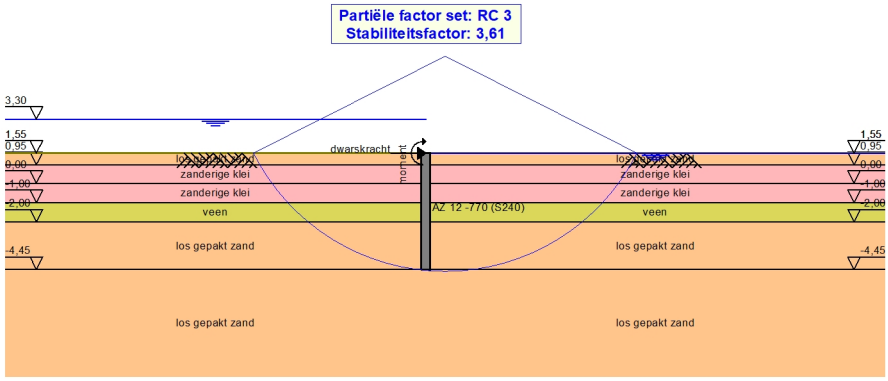


# 5 Totale Stabiliteit Fase 1: hoog water fase

Stabiliteitsfactor : 3,61

## 5.1 Totale Stabiliteit

**Totale Stabiliteit - Fase 1: hoog water fase**

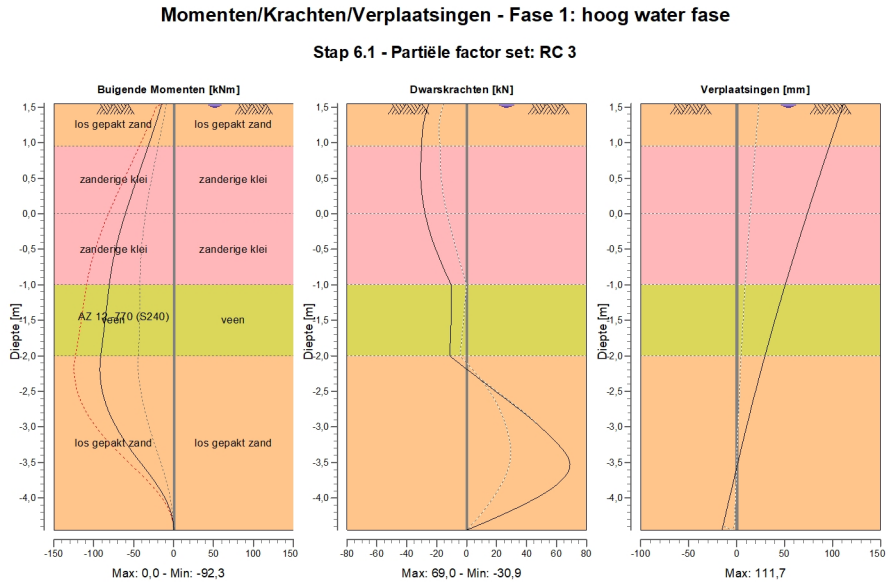


# 6 Stap 6.1 Fase 1: hoog water fase

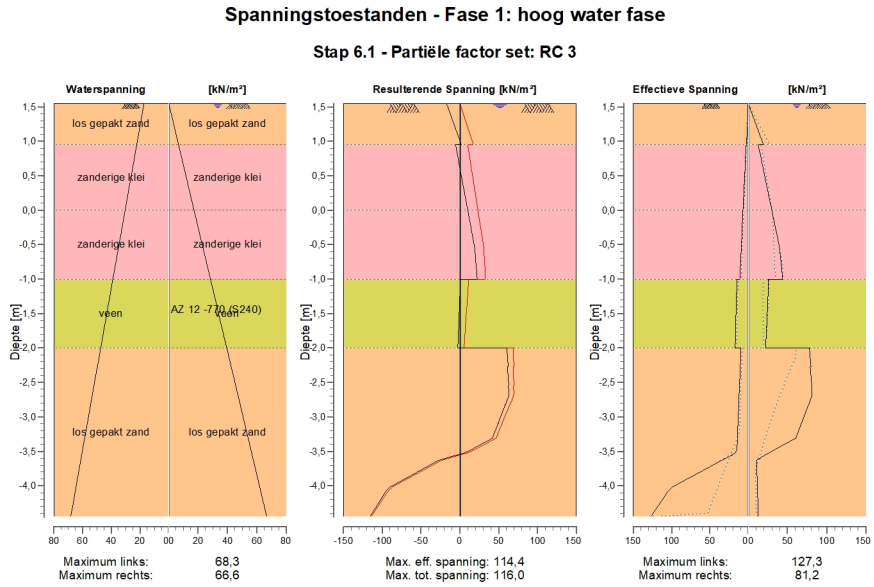
## 6.1 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 7

### 6.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 6.1.2 Grafieken van Spanningen




### 6.1.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,93 |
| Verticale kracht passief | 51,84 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,91 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

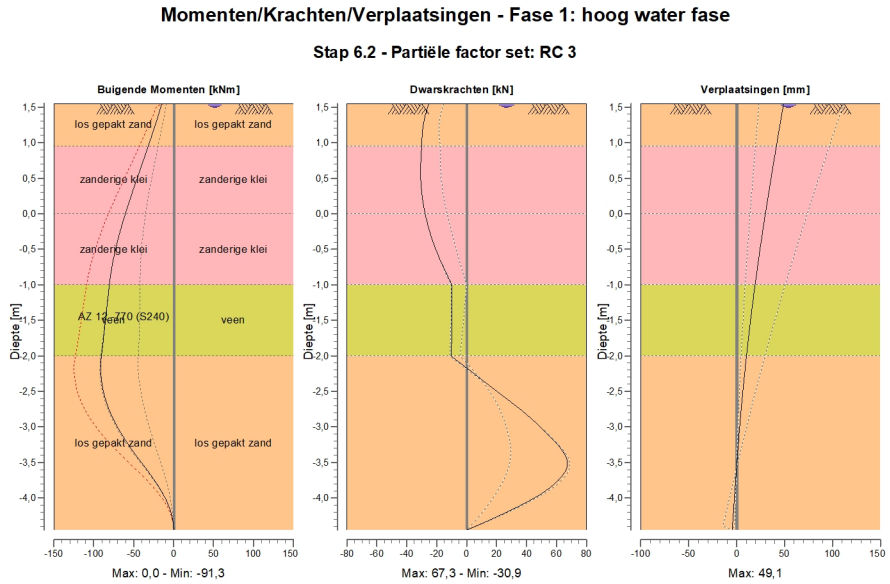
| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,93 |
| Verticale kracht passief | 51,84 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,91 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 7 Stap 6.2 Fase 1: hoog water fase

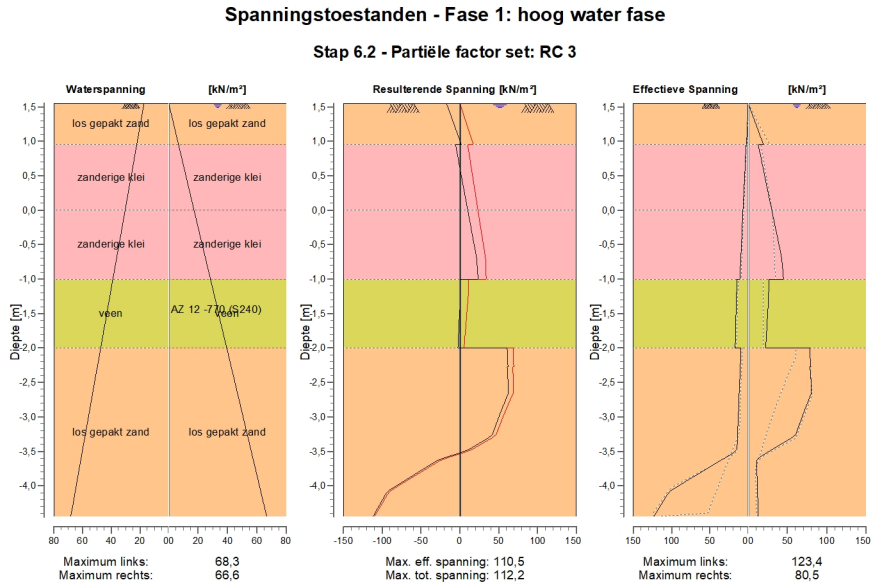
## 7.1 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 7

### 7.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 7.1.2 Grafieken van Spanningen




### 7.1.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,38 |
| Verticale kracht passief | 51,11 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,73 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

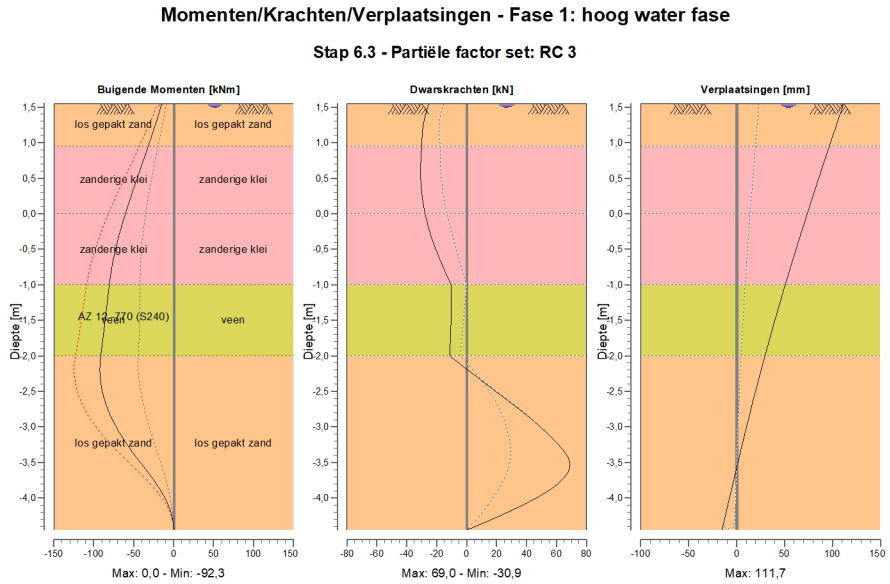
| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,38 |
| Verticale kracht passief | 51,11 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,73 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 8 Stap 6.3 Fase 1: hoog water fase

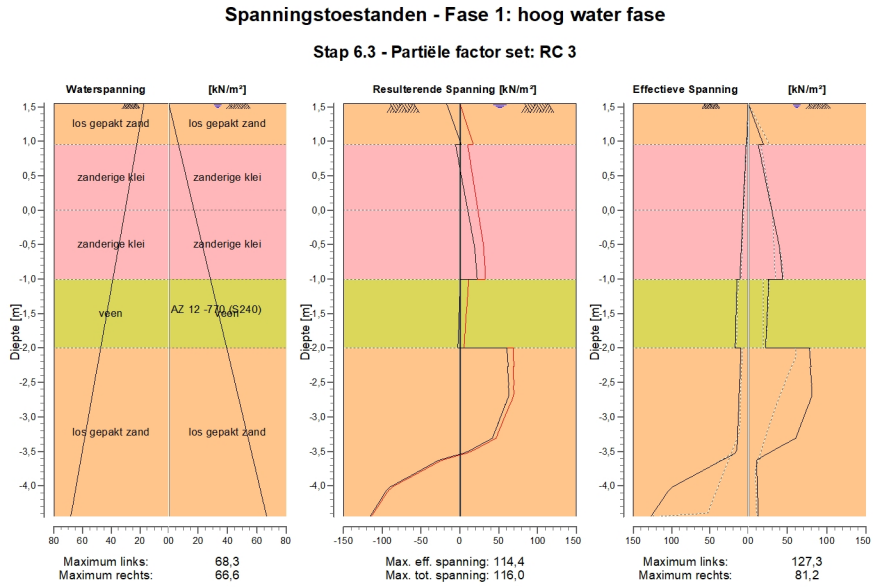
## 8.1 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 7

### 8.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 8.1.2 Grafieken van Spanningen




### 8.1.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,93 |
| Verticale kracht passief | 51,84 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,91 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

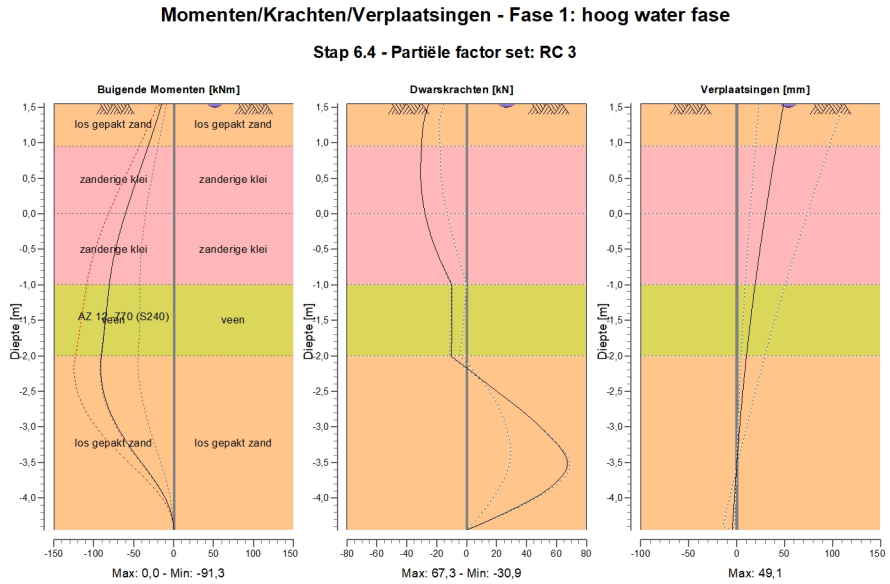
| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,93 |
| Verticale kracht passief | 51,84 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,91 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 9 Stap 6.4 Fase 1: hoog water fase

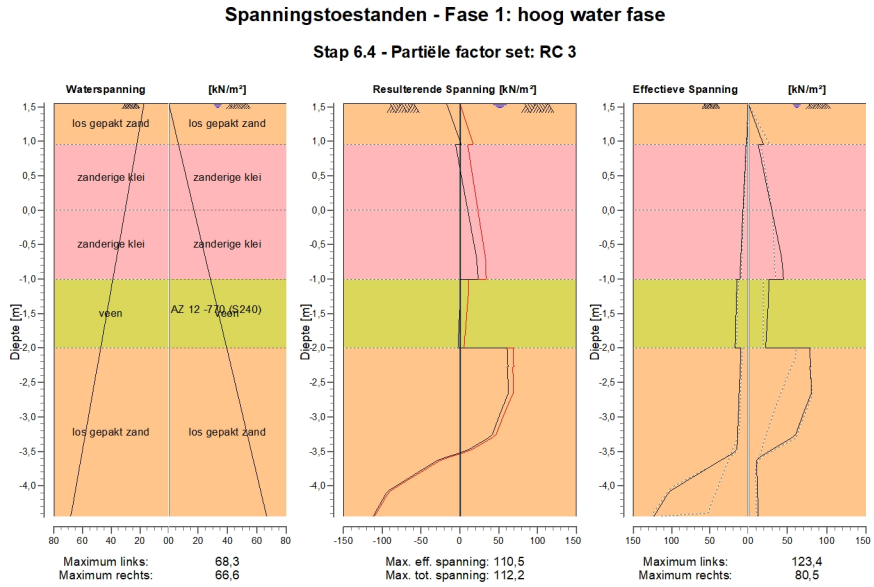
## 9.1 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 7

### 9.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 9.1.2 Grafieken van Spanningen




### 9.1.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,38 |
| Verticale kracht passief | 51,11 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,73 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

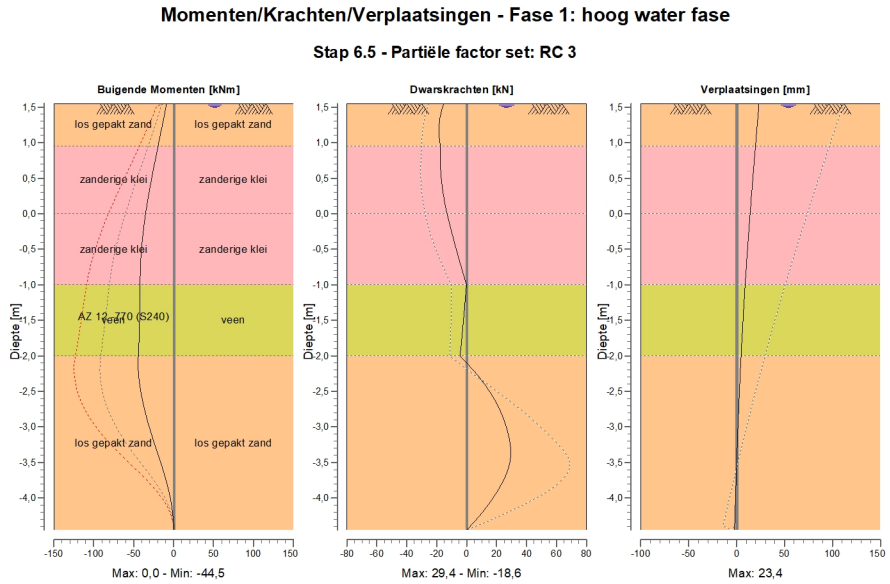
| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -32,38 |
| Verticale kracht passief | 51,11 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 18,73 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 10 Stap 6.5 Fase 1: hoog water fase

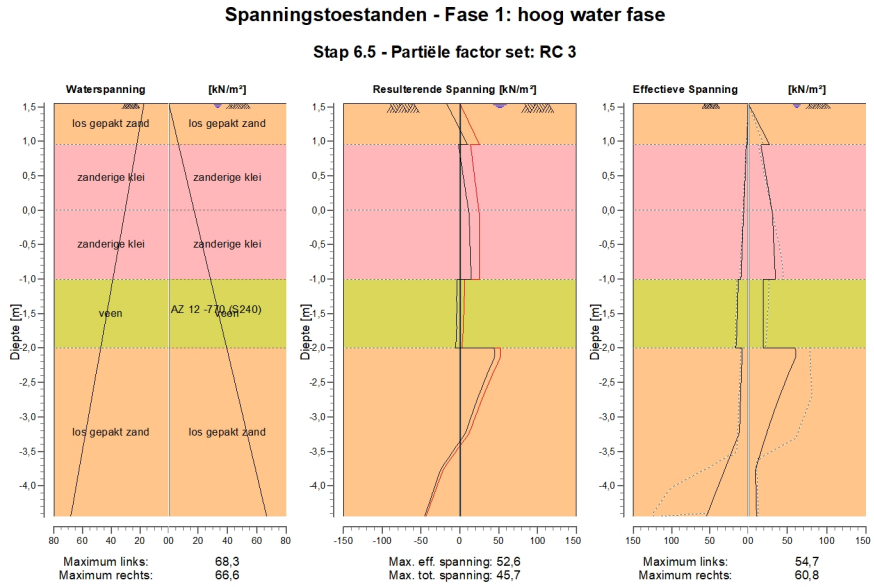
## 10.1 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 5

### 10.1.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 10.1.2 Grafieken van Spanningen




### 10.1.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -22,38 |
| Verticale kracht passief | 42,59 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 20,21 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -22,38 |
| Verticale kracht passief | 42,59 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 20,21 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

## Einde Rapport

# Rapport voor D-Sheet Piling 19.3

Ontwerp van Diepwanden en Damwanden
Ontwikkeld door Deltares

| | |
|---|---|
| Bedrijfsnaam: | Tauw B.V. |
| Datum van rapport: | 20-3-2020 |
| Tijd van rapport: | 16:20:40 |
| Rapport met versie: | 19.3.1.27104 |
| Datum van berekening: | 20-3-2020 |
| Tijd van berekening: | 16:19:34 |
| Berekend met versie: | 19.3.1.27104 |
| Bestandsnaam: | Leenman 1 verkeer met veer |
| Projectbeschrijving: | Berekening damwanden onder coupures<br>Leenman 1 verkeer |

Verificatie volgens Nationale Bijlage van Eurocode 7 in Nederland (NEN 9997-1:2016)

# 1 Inhoudsopgave


1 Inhoudsopgave 2
2 Overzicht 3
2.1 Overzicht per Fase en Toets 3
2.2 Steunpunten 3
2.3 Totale Stabiliteit per Fase 3
2.4 Waarschuwingen 3
2.5 CUR Verificatie Stappen 4
3 Invoergegevens voor alle Bouwfasen 5
3.1 Algemene Invoergegevens 5
3.2 Damwandeigenschappen 5
3.2.1 Algemene Eigenschappen 5
3.2.2 Stijfheid EI (elastisch gedrag) 5
3.2.3 Maximale Toelaatbare Momenten 5
3.2.4 Eigenschappen voor Verticaal Evenwicht 5
3.3 Rekenopties 5
4 Overzicht Fase 1: gebruiksfase 7
5 Totale Stabiliteit Fase 1: gebruiksfase 8
5.1 Totale Stabiliteit 8
6 Stap 6.1 Fase 1: gebruiksfase 9
6.1 Algemene Invoergegevens 9
6.1.1 Verende Steunpunten 9
6.2 Berekeningsresultaten 9
6.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 9
6.2.2 Grafieken van Spanningen 10
6.2.3 Verticaal Evenwicht 10
7 Stap 6.2 Fase 1: gebruiksfase 11
7.1 Algemene Invoergegevens 11
7.1.1 Verende Steunpunten 11
7.2 Berekeningsresultaten 11
7.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 11
7.2.2 Grafieken van Spanningen 12
7.2.3 Verticaal Evenwicht 12
8 Stap 6.3 Fase 1: gebruiksfase 13
8.1 Algemene Invoergegevens 13
8.1.1 Verende Steunpunten 13
8.2 Berekeningsresultaten 13
8.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 13
8.2.2 Grafieken van Spanningen 14
8.2.3 Verticaal Evenwicht 14
9 Stap 6.4 Fase 1: gebruiksfase 15
9.1 Algemene Invoergegevens 15
9.1.1 Verende Steunpunten 15
9.2 Berekeningsresultaten 15
9.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 15
9.2.2 Grafieken van Spanningen 16
9.2.3 Verticaal Evenwicht 16
10 Stap 6.5 Fase 1: gebruiksfase 17
10.1 Algemene Invoergegevens 17
10.1.1 Verende Steunpunten 17
10.2 Invoergegevens Links 17
10.2.1 Eigenschappen van de Grondmaterialen in Profiel: Leenman 1 17
10.2.2 Beddingsconstanten (Secant) 17
10.3 Invoergegevens Rechts 18
10.3.1 Eigenschappen van de Grondmaterialen in Profiel: Leenman 1 18
10.3.2 Beddingsconstanten (Secant) 18
10.4 Berekeningsresultaten 19
10.4.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen 19
10.4.2 Grafieken van Spanningen 19
10.4.3 Verticaal Evenwicht 20

# 2 Overzicht

## 2.1 Overzicht per Fase en Toets

| Fase nr. | Verificatie type | Verplaat-sing [mm] | Moment [kNm] | Dwars-kracht [kN] | Mob. perc. moment [%] | Mob. perc. weerstand [%] | Verticaal evenwicht |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | | 16,32 | -22,05 | 19,9 | 26,0 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | | -9,44 | -20,37 | 20,3 | **27,3** | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | | **17,64** | -22,64 | 20,2 | 26,0 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | | -9,21 | -20,85 | **20,5** | 27,2 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 | **4,5** | 14,19 | -20,11 | 14,2 | 19,2 | Omhoog |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 * 1,200 | | 17,03 | **-24,13** | | | |
| Max | | **4,5** | **17,64** | **-24,13** | **20,5** | **27,3** | Voldoet |

## 2.2 Steunpunten

| Fase nr. | Verificatie type | Steunpunt veer gording | |
|---|---|---|---|
| | | Kracht [kN] | Moment [kNm] |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.1 | -16,20 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.2 | -8,19 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.3 | **-16,54** | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.4 | -8,31 | - |
| 1 | EC7(NL)-Stap 6.5 x 1,200 | -13,11 | - |
| Max | | **-16,54** | **-** |

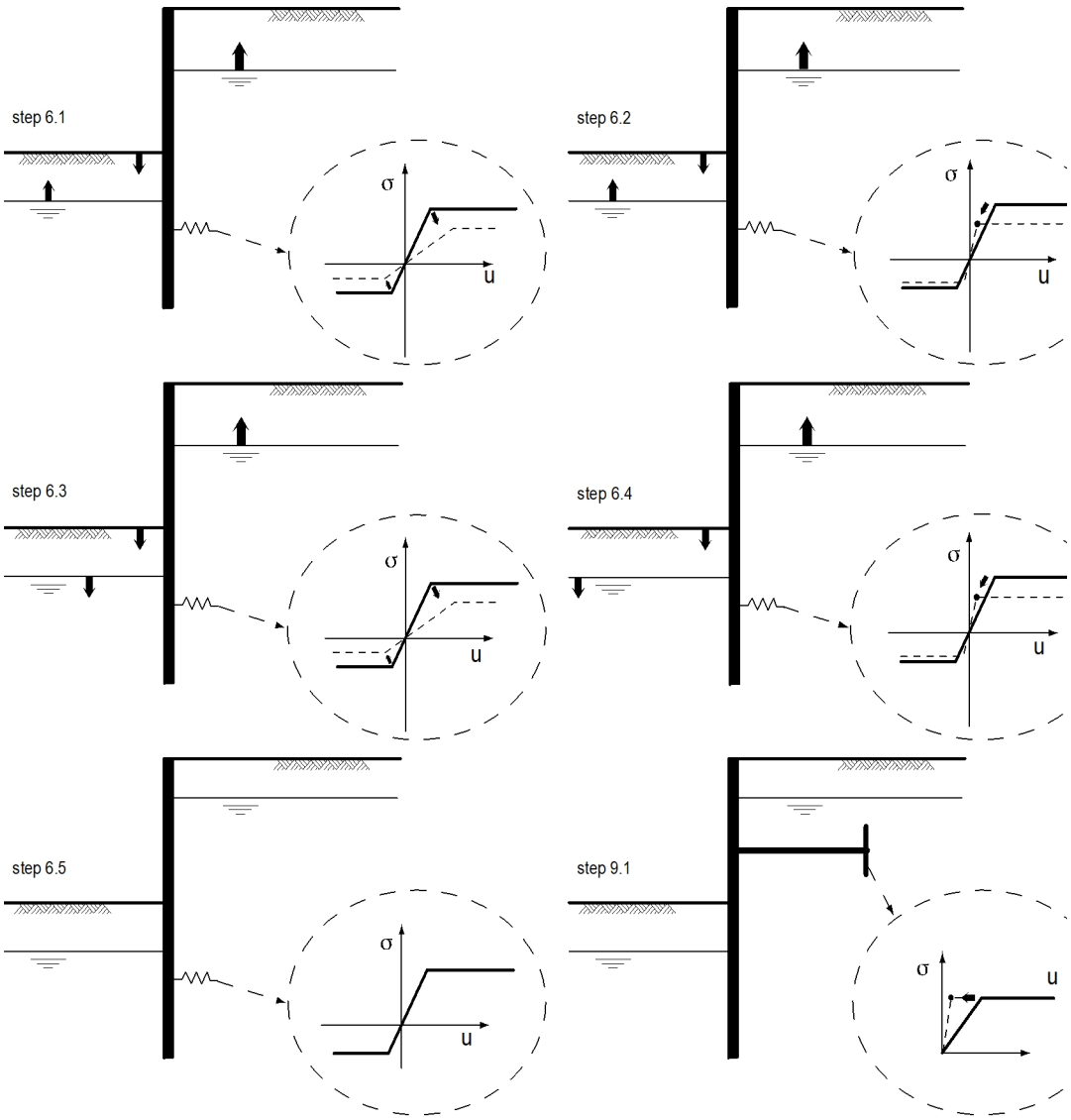
## 2.3 Totale Stabiliteit per Fase

| Fase naam | Stabiliteitsfactor [-] |
|---|---|
| gebruiksfase | 6,23 |

## 2.4 Waarschuwingen

* Vertikaal evenwicht: De resultante wrijvings kracht is opwaarts gericht in fase 1
doordat de wrijving aan de passieve zijde groter is dan aan de actieve zijde.
Dit kan voorkomen worden door de wrijvingshoek Delta aan de passieve zijde te verkleinen.

## 2.5 CUR Verificatie Stappen



# 3 Invoergegevens voor alle Bouwfasen

## 3.1 Algemene Invoergegevens

Verificatie volgens Nationale Bijlage van Eurocode 7 in Nederland (NEN 9997-1:2016)

| | |
|---|---|
| Model | Damwand |
| Check verticaal evenwicht | Ja |
| Aantal bouwfasen | 1 |
| Soortelijk gewicht van water | 9,81 kN/m³ |
| Aantal takken van de veerkarakteristiek | 3 |
| Ontlasttak van de veerkarakteristiek | Nee |
| Elastische berekening | Ja |

## 3.2 Damwandeigenschappen

| | |
|---|---|
| Lengte | 6,00 m |
| Bovenkant | 1,55 m |
| Aantal secties | 1 |
| q_b;max | 5,00 MPa |
| Ksifactor | 1,39 |

### 3.2.1 Algemene Eigenschappen

| Snede naam | Van [m] | Tot [m] | Materiaal type | Werkende breedte [m] |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -4,45 | 1,55 | Staal | 1,00 |

### 3.2.2 Stijfheid EI (elastisch gedrag)

| Snede naam | Elastische stijfheid EI [kNm²/m'] | Red. factor op EI [-] | Gecorrig. elas. stijfheid EI [kNm²] | Toelichting op reductiefactor |
|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 4,5003E+04 | 1,00 | 4,5003E+04 | |

### 3.2.3 Maximale Toelaatbare Momenten

| Snede naam | Mr;kar;el [kNm/m'] | Modificatie factor [-] | Materiaal factor [-] | Red. factor toelaat. moment [-] | Mr;d;el [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | 299,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 299,00 |

### 3.2.4 Eigenschappen voor Verticaal Evenwicht

| Snede naam | Van [m] | Tot [m] | Hoogte [mm] | Verf-oppervlak [m²/m² wall] | Doorsnede [cm²/m'] |
|---|---|---|---|---|---|
| AZ 12 -770 (S2... | -4,45 | 1,55 | 344,00 | 1,20 | 120,00 |

## 3.3 Rekenopties

| | |
|---|---|
| Eerste fase beschrijft initiële situatie | Nee |
| Fijnheid berekening | Grof |
| Reduceren delta('s) volgens CUR | Ja |
| Verificatie | EC7 NB NL - methode A:<br>Partiële factoren (ontwerpwaarden) in alle fasen.<br>Eurocode 7 gebruik makend van de factoren zoals beschreven in de Nationale Annex van Nederland.<br>Het valt onder ontwerp benadering III. |
| Gebruikte partiële factor set | RC 1 |

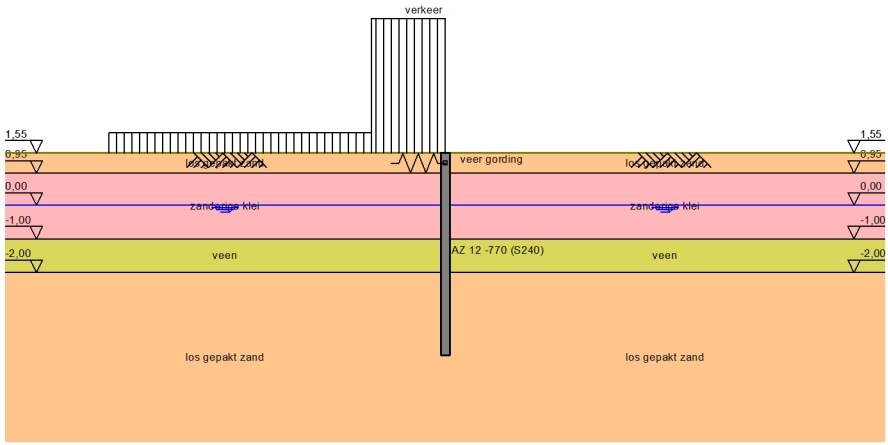
Factoren op belastingen - Geotechnische belastingen

| | |
|---|---|
| - Permanente belasting, ongunstig | 1,000 |
| - Permanente belasting, gunstig | 1,000 |
| - Variabele belasting, ongunstig | 1,000 |
| - Variabele belasting, gunstig | 0,000 |
| Factoren op belastingen - Constructieve belastingen | |
| - Permanente belasting, ongunstig | 1,215 |
| - Permanente belasting, gunstig | 0,900 |
| - Variabele belasting, ongunstig | 1,350 |
| - Variabele belasting, gunstig | 0,000 |
| | |
| Materiaalfactoren | |
| - Cohesie | 1,150 |
| - Tangens phi | 1,150 |
| - Delta (wandwrijvingshoek)* | 1,150 |
| - Lage karakteristieke beddingsconstanten | 1,300 |
| | |
| Aanpassing geometrie | |
| - Toename kerende hoogte | 10,00 % |
| - Maximum toename kerende hoogte | 0,50 m |
| - Verlaging grondwaterniveau, passieve zijde ** | 0,20 m |
| - Verhoging grondwaterniveau, passieve zijde ** | 0,20 m |
| - Verhoging grondwaterniveau, actieve zijde | 0,05 m |
| | |
| Factoren op representatieve waarden | |
| - Partiële factor op M, D en Pmax | 1,200 |
| | |
| Factoren op totale stabiliteit | |
| - Cohesie | 1,300 |
| - Tangens phi | 1,200 |
| - Factor op volumegewicht grond | 1,000 |
| | |
| Factoren op verticale evenwicht | |
| - Partiële puntweerstandsfactor (gamma_b) | 1,250 Gebruiker gedefinieerd |

* Voor delta (wandwrijvingshoek) wordt de invoerwaarde van tangens phi gebruikt
** Deze aanpassing van het grondwaterniveau is niet van toepassing als de damwand volledig onder water staat.

# 4 Overzicht Fase 1: gebruiksfase

**Overzicht - Fase 1: gebruiksfase**

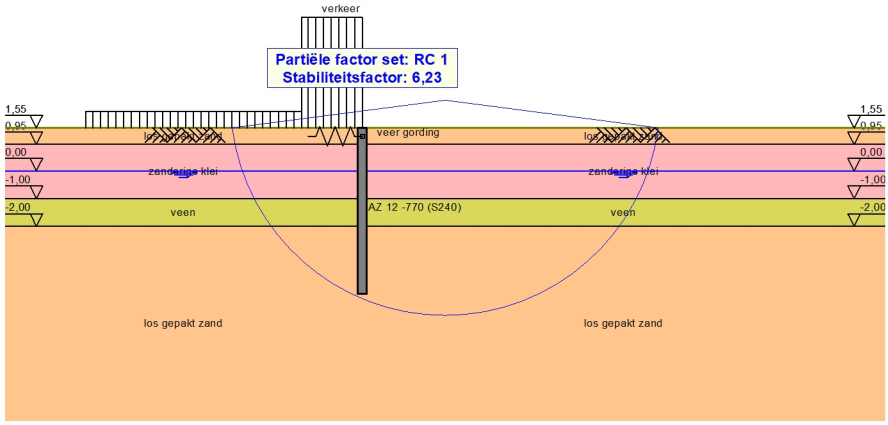


# 5 Totale Stabiliteit Fase 1: gebruiksfase

Stabiliteitsfactor : 6,23

## 5.1 Totale Stabiliteit

**Totale Stabiliteit - Fase 1: gebruiksfase**



# 6 Stap 6.1 Fase 1: gebruiksfase

## 6.1 Algemene Invoergegevens

Passieve kant: Bepaald door D-Sheet Piling

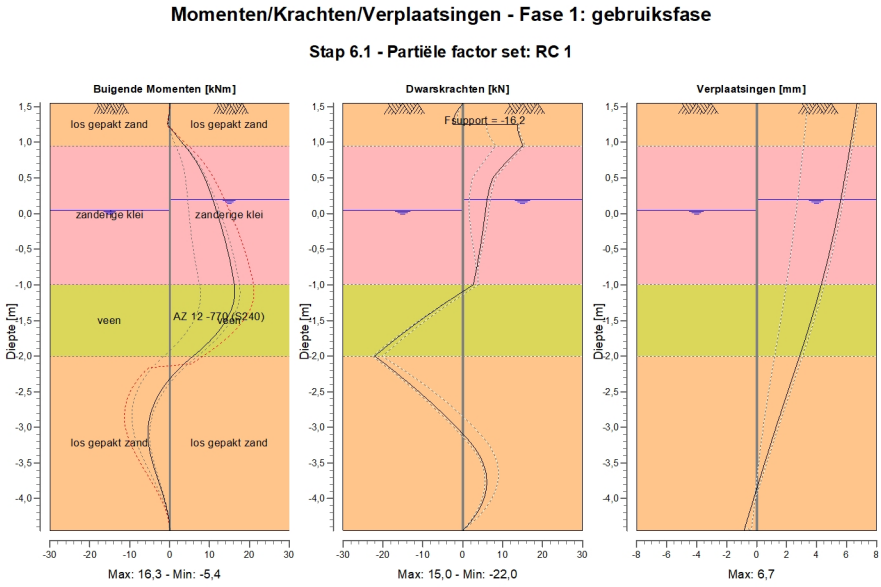
### 6.1.1 Verende Steunpunten

| Naam | Niveau [m] | Rotatie [kNm/rad/m'] | Translatie [kN/m/m'] |
|---|---|---|---|
| veer gording | 1,25 | 0,00000E+00 | 2,50000E+03 |

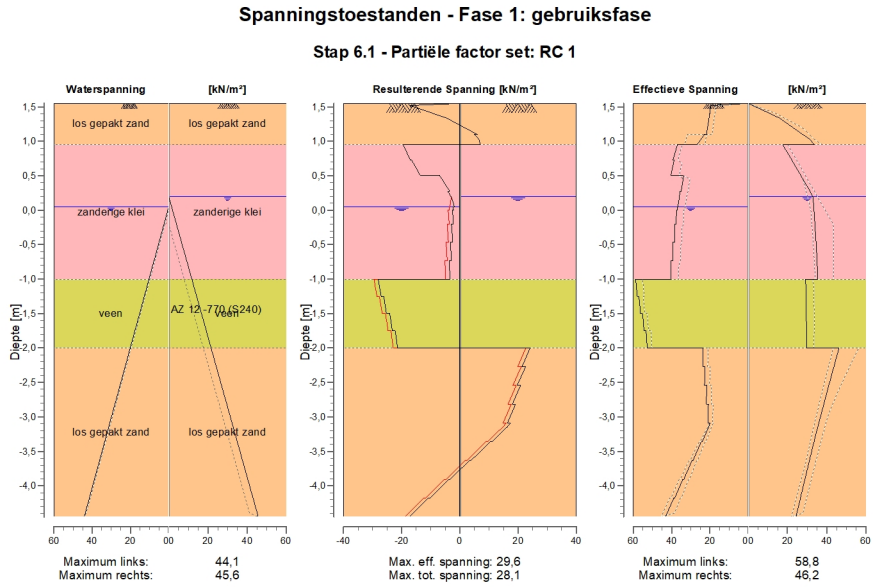
## 6.2 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 5

### 6.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 6.2.2 Grafieken van Spanningen




### 6.2.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,97 |
| Verticale kracht passief | 45,22 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 2,25 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,97 |
| Verticale kracht passief | 45,22 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 2,25 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 7 Stap 6.2 Fase 1: gebruiksfase

## 7.1 Algemene Invoergegevens

Passieve kant: Bepaald door D-Sheet Piling

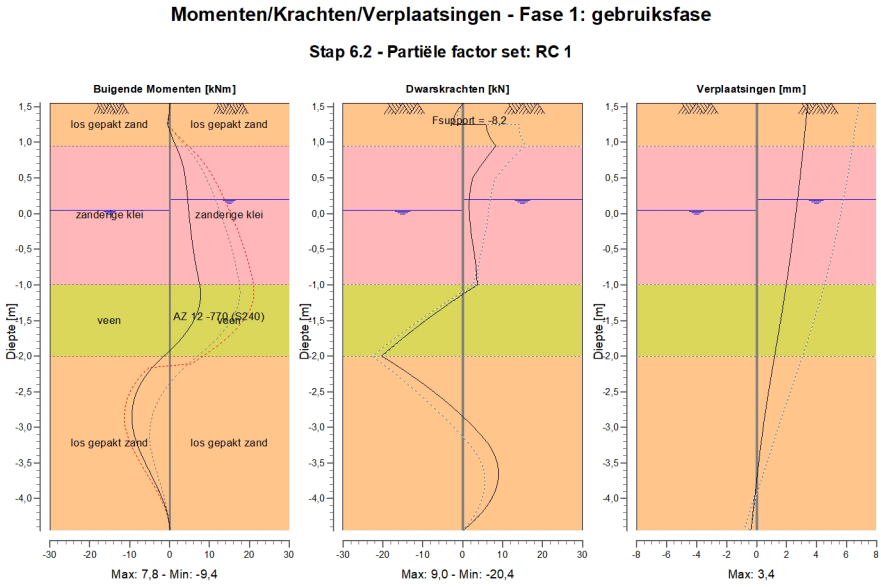
### 7.1.1 Verende Steunpunten

| Naam | Niveau [m] | Rotatie [kNm/rad/m'] | Translatie [kN/m/m'] |
|---|---|---|---|
| veer gording | 1,25 | 0,00000E+00 | 2,50000E+03 |

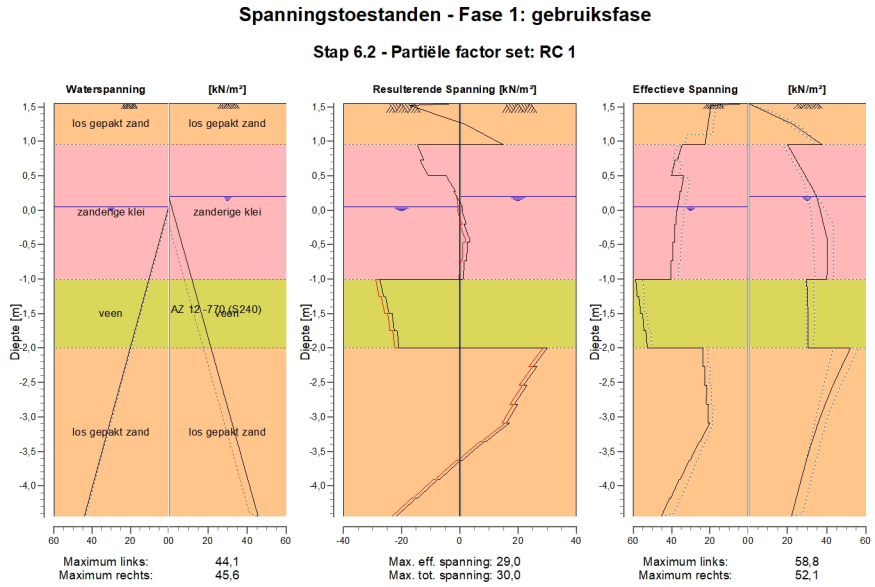
## 7.2 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 11

### 7.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 7.2.2 Grafieken van Spanningen




### 7.2.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -43,38 |
| Verticale kracht passief | 47,31 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 3,93 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -43,38 |
| Verticale kracht passief | 47,31 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 3,93 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 8 Stap 6.3 Fase 1: gebruiksfase

## 8.1 Algemene Invoergegevens

Passieve kant: Bepaald door D-Sheet Piling

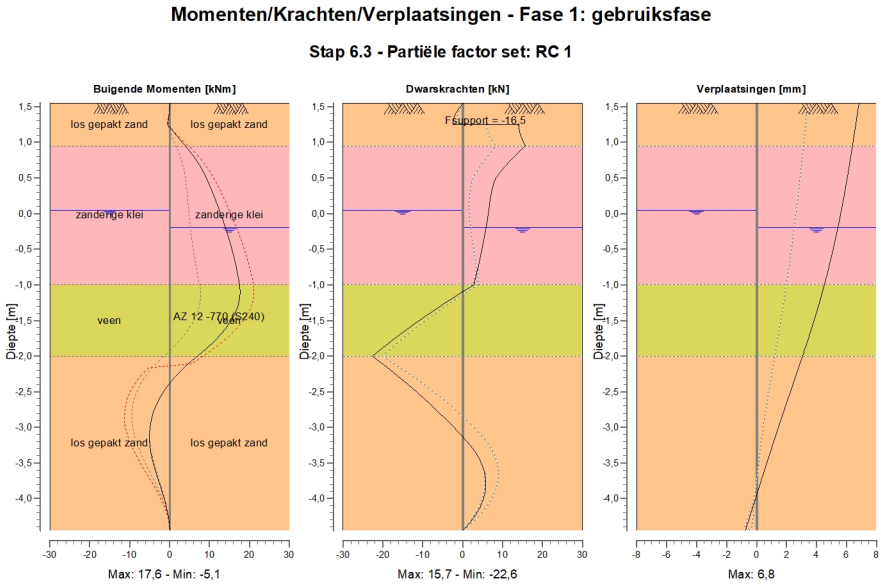
### 8.1.1 Verende Steunpunten

| Naam | Niveau [m] | Rotatie [kNm/rad/m'] | Translatie [kN/m/m'] |
|---|---|---|---|
| veer gording | 1,25 | 0,00000E+00 | 2,50000E+03 |

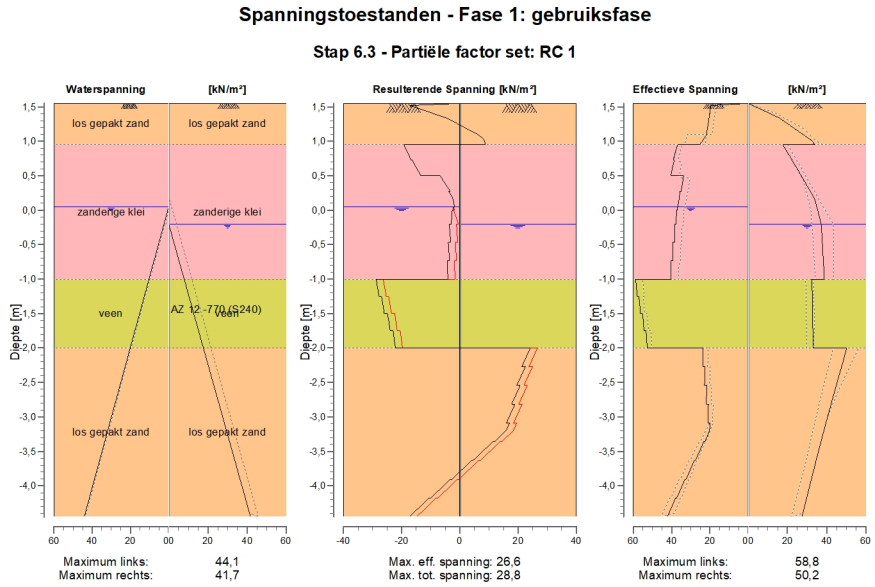
## 8.2 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 5

### 8.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 8.2.2 Grafieken van Spanningen




### 8.2.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,42 |
| Verticale kracht passief | 48,83 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 6,41 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,42 |
| Verticale kracht passief | 48,83 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 6,41 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 9 Stap 6.4 Fase 1: gebruiksfase

## 9.1 Algemene Invoergegevens

Passieve kant: Bepaald door D-Sheet Piling

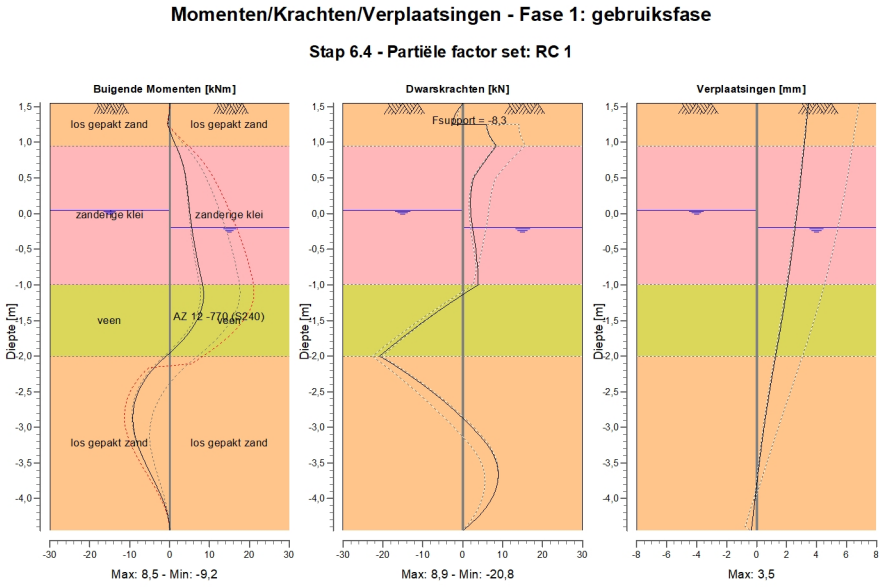
### 9.1.1 Verende Steunpunten

| Naam | Niveau [m] | Rotatie [kNm/rad/m'] | Translatie [kN/m/m'] |
|---|---|---|---|
| veer gording | 1,25 | 0,00000E+00 | 2,50000E+03 |

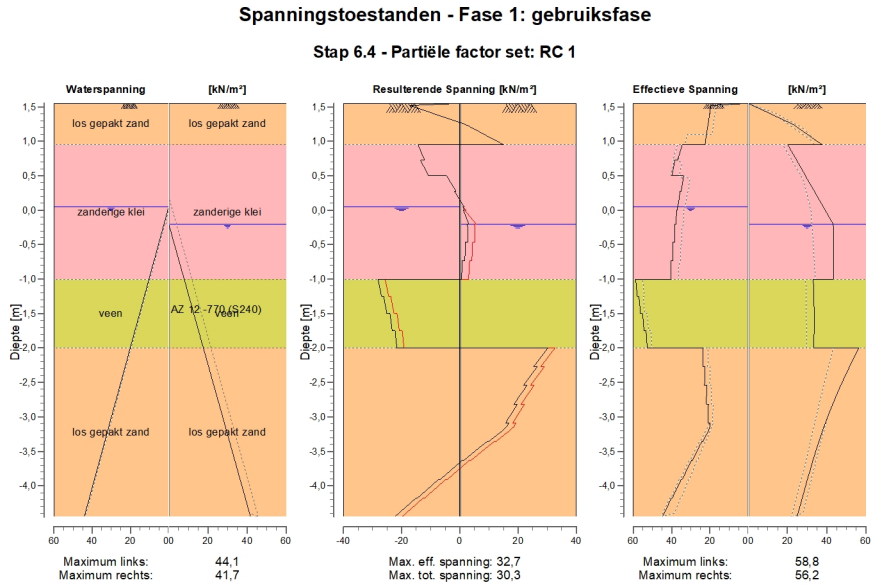
## 9.2 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 5

### 9.2.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen



### 9.2.2 Grafieken van Spanningen




### 9.2.3 Verticaal Evenwicht

| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,92 |
| Verticale kracht passief | 51,03 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 8,11 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -42,92 |
| Verticale kracht passief | 51,03 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 8,11 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

# 10 Stap 6.5 Fase 1: gebruiksfase

## 10.1 Algemene Invoergegevens

Passieve kant: Bepaald door D-Sheet Piling

### 10.1.1 Verende Steunpunten

| Naam | Niveau [m] | Rotatie [kNm/rad/m'] | Translatie [kN/m/m'] |
|---|---|---|---|
| veer gording | 1,25 | 0,00000E+00 | 2,50000E+03 |

## 10.2 Invoergegevens Links

### 10.2.1 Eigenschappen van de Grondmaterialen in Profiel: Leenman 1

| Laag naam | Niveau [m] | Volumegewicht | |
|---|---|---|---|
| | | Onverz. [kN/m³] | Verz. [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 17,00 | 19,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 18,00 | 18,00 |
| veen | -1,00 | 10,00 | 12,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 17,00 | 19,00 |

| Laag naam | Niveau [m] | Cohesie [kN/m²] | Wrijvingshoek phi [°] | Delta wrijvingshoek* | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Niet gereduc. [°] | Gereduc. [°] |
| los gepakt zand | 1,55 | 0,00 | 30,00 | 20,00 | 20,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 0,00 | 22,50 | 15,00 | 15,00 |
| veen | -1,00 | 1,00 | 15,00 | 0,00 | 0,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 0,00 | 30,00 | 20,00 | 20,00 |

* De 'niet gereduceerde' Delta-hoek wordt gebruikt voor de berekening van de actieve gronddrukcoëfficiënt van Culmann terwijl de 'gereduceerde' Delta-hoek wordt gebruikt voor de passieve gronddrukcoëfficiënt.

| Laag naam | Niveau [m] | Schelpfactor [-] | OCR [-] | Korreltype |
|---|---|---|---|---|
| los gepakt zand | 1,55 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| zanderige klei | 0,95 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| veen | -1,00 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| los gepakt zand | -2,00 | 1,00 | 1,00 | Fijn |

| Laag naam | Niveau [m] | Gronddrukcoëfficiënten | | | Wateroverspanning | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Actief [-] | Neutraal [-] | Passief [-] | Boven [kN/m²] | Onder [kN/m²] |
| los gepakt zand | 1,55 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| zanderige klei | 0,95 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| veen | -1,00 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |

### 10.2.2 Beddingsconstanten (Secant)

| Laag naam | Niveau [m] | Tak 1 | | Tak 2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 12000,00 | 12000,00 | 6000,00 | 6000,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 4000,00 | 4000,00 | 2000,00 | 2000,00 |
| veen | -1,00 | 1000,00 | 1000,00 | 500,00 | 500,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 12000,00 | 12000,00 | 6000,00 | 6000,00 |

| Laag naam | Niveau [m] | Tak 3 | |
|---|---|---|---|
| | | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 3000,00 | 3000,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 800,00 | 800,00 |
| veen | -1,00 | 250,00 | 250,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 3000,00 | 3000,00 |

## 10.3 Invoergegevens Rechts

### 10.3.1 Eigenschappen van de Grondmaterialen in Profiel: Leenman 1

| Laag naam | Niveau [m] | Volumegewicht | |
|---|---|---|---|
| | | Onverz. [kN/m³] | Verz. [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 17,00 | 19,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 18,00 | 18,00 |
| veen | -1,00 | 10,00 | 12,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 17,00 | 19,00 |

| Laag naam | Niveau [m] | Cohesie [kN/m²] | Wrijvingshoek phi [°] | Delta wrijvingshoek* | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Niet gereduc. [°] | Gereduc. [°] |
| los gepakt zand | 1,55 | 0,00 | 30,00 | 20,00 | 20,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 0,00 | 22,50 | 15,00 | 15,00 |
| veen | -1,00 | 1,00 | 15,00 | 0,00 | 0,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 0,00 | 30,00 | 20,00 | 20,00 |

* De 'niet gereduceerde' Delta-hoek wordt gebruikt voor de berekening van de actieve gronddrukcoëfficiënt van Culmann terwijl de 'gereduceerde' Delta-hoek wordt gebruikt voor de passieve gronddrukcoëfficiënt.

| Laag naam | Niveau [m] | Schelpfactor [-] | OCR [-] | Korreltype |
|---|---|---|---|---|
| los gepakt zand | 1,55 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| zanderige klei | 0,95 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| veen | -1,00 | 1,00 | 1,00 | Fijn |
| los gepakt zand | -2,00 | 1,00 | 1,00 | Fijn |

| Laag naam | Niveau [m] | Gronddrukcoëfficiënten | | | Wateroverspanning | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Actief [-] | Neutraal [-] | Passief [-] | Boven [kN/m²] | Onder [kN/m²] |
| los gepakt zand | 1,55 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| zanderige klei | 0,95 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| veen | -1,00 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | 0,00 | 0,00 |

### 10.3.2 Beddingsconstanten (Secant)

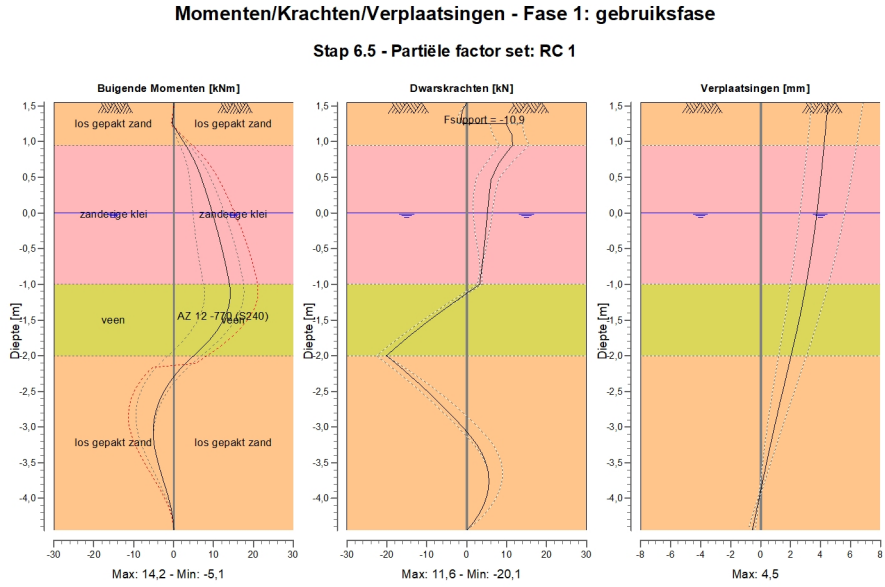
| Laag naam | Niveau [m] | Tak 1 | | Tak 2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 12000,00 | 12000,00 | 6000,00 | 6000,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 4000,00 | 4000,00 | 2000,00 | 2000,00 |
| veen | -1,00 | 1000,00 | 1000,00 | 500,00 | 500,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 12000,00 | 12000,00 | 6000,00 | 6000,00 |

| Laag naam | Niveau [m] | Tak 3 | |
|---|---|---|---|
| | | Boven [kN/m³] | Onder [kN/m³] |
| los gepakt zand | 1,55 | 3000,00 | 3000,00 |
| zanderige klei | 0,95 | 800,00 | 800,00 |
| veen | -1,00 | 250,00 | 250,00 |
| los gepakt zand | -2,00 | 3000,00 | 3000,00 |

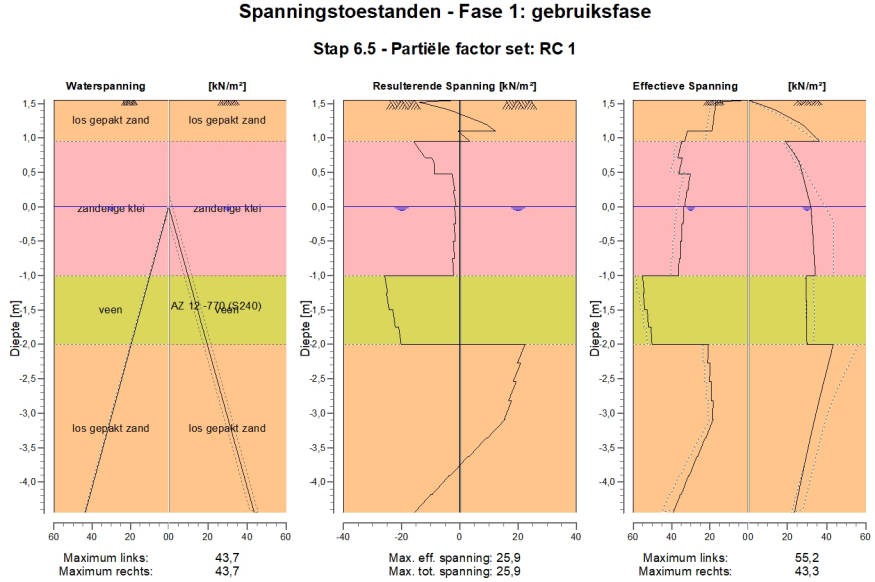
## 10.4 Berekeningsresultaten

Aantal iteraties: 4

### 10.4.1 Grafieken van Momenten, Krachten en Verplaatsingen




### 10.4.2 Grafieken van Spanningen



### 10.4.3 Verticaal Evenwicht

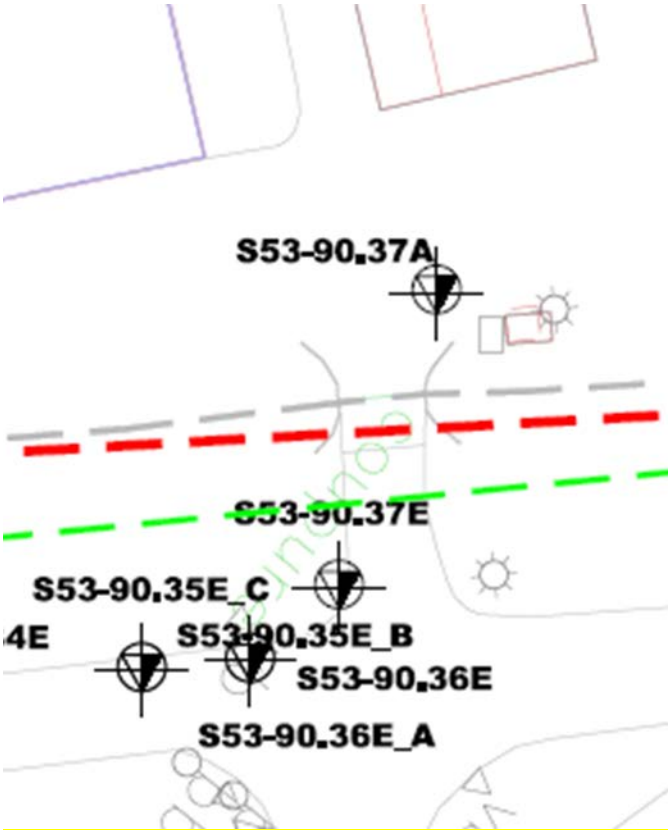
| | |
|---|---|
| Ksifactor | 1,39 |
| Partiële puntweerstandsfactor | 1,25 |
| Maximale puntweerstand | 5,000 [MPa] |

| Verticaal evenwicht niet pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -44,61 |
| Verticale kracht passief | 49,93 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 5,32 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 34,53 |
| Resultante gaat omhoog | |

| Verticaal evenwicht pluggend | Kracht [kN] |
|---|---|
| Verticale kracht actief | -44,61 |
| Verticale kracht passief | 49,93 |
| Totaal verticale kracht (geen eigengewicht) | 5,32 |
| Opneembare verticale kracht Rb;d | 989,93 |
| Resultante gaat omhoog | |

## Einde Rapport

# Bijlage 8 Grondonderzoek Leenman 2

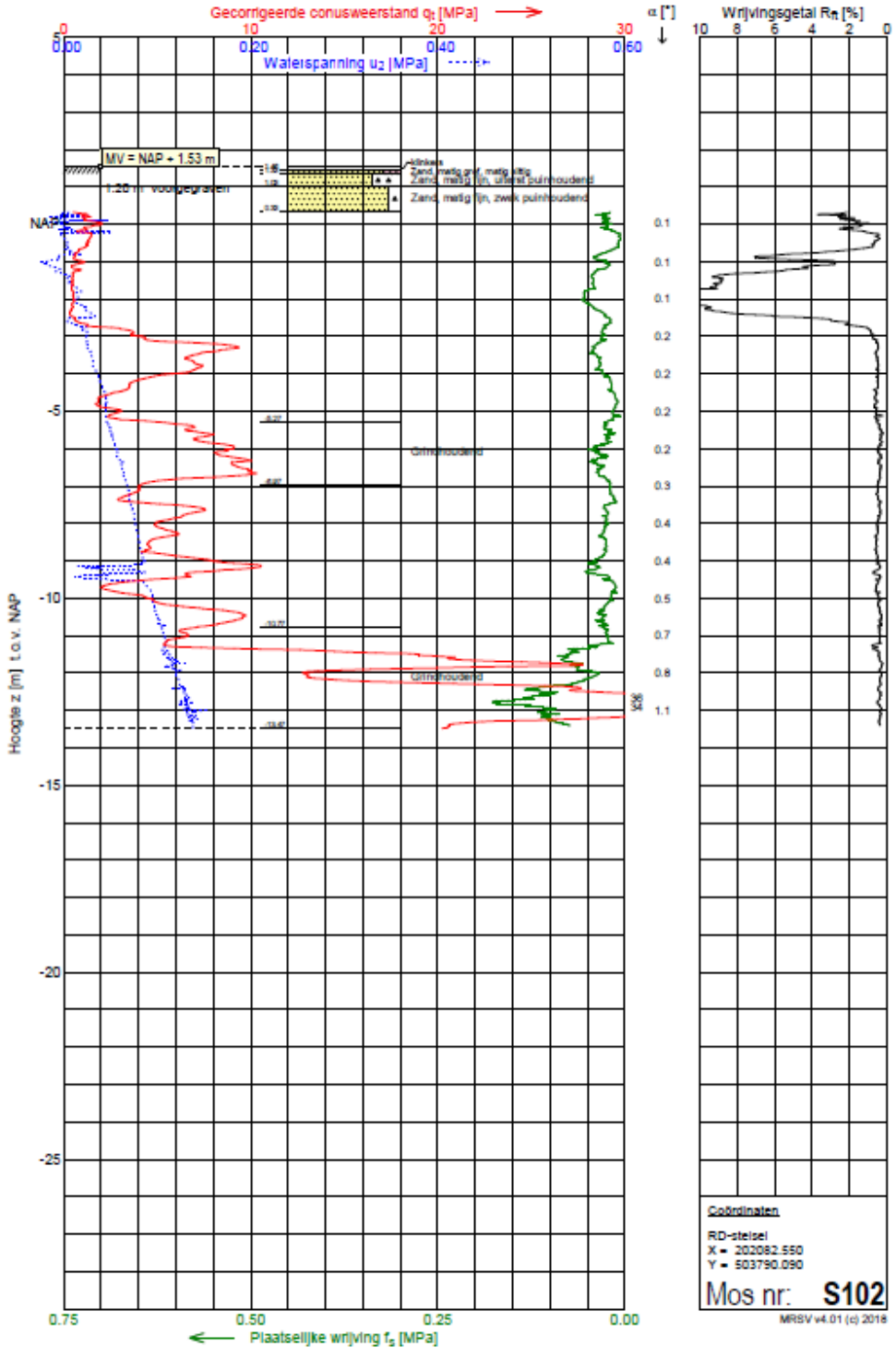


## Sondering S53-90.37A

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 27-08-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1414
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1

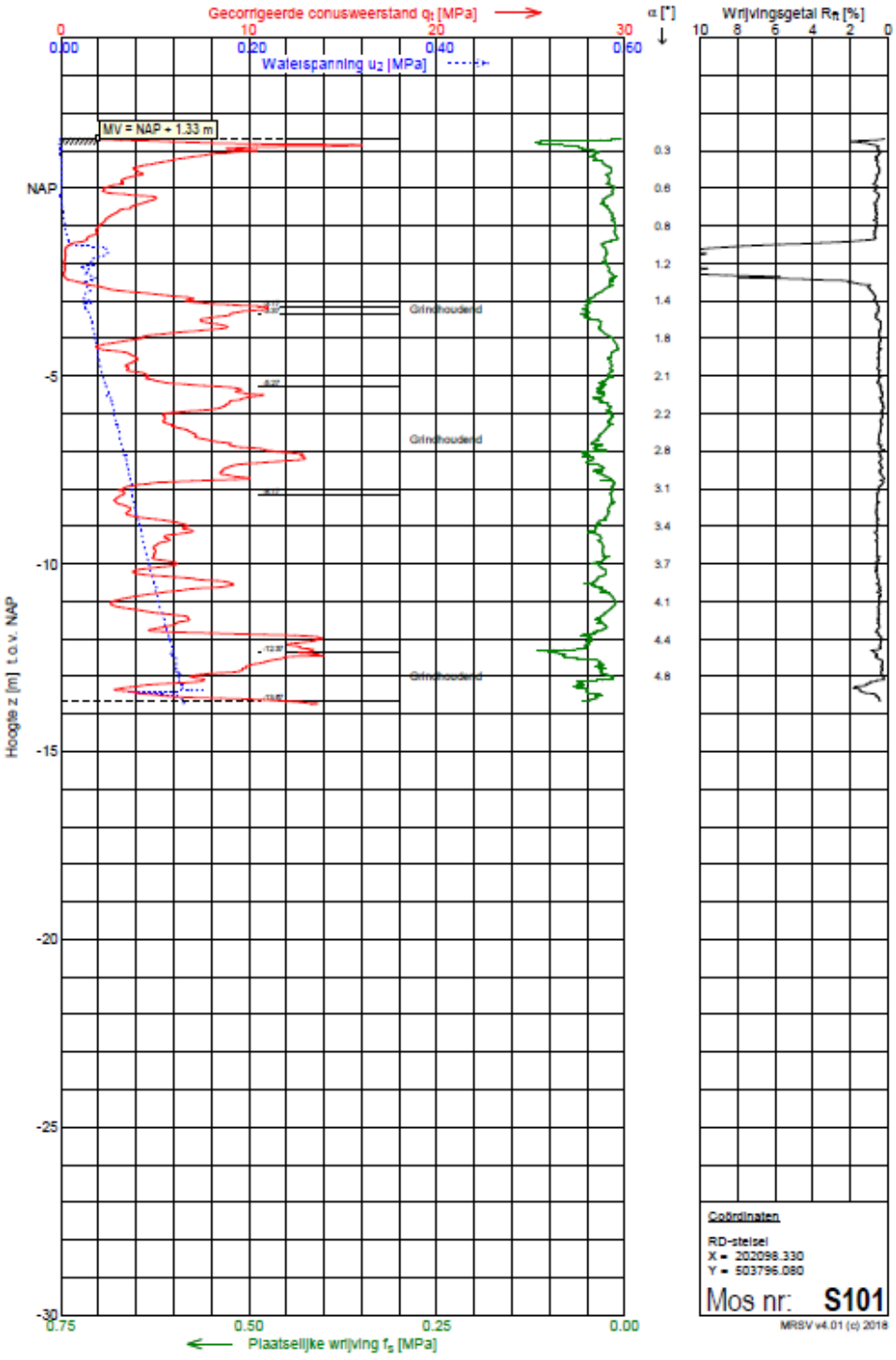


## Sondering S53-90.37E

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 23-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

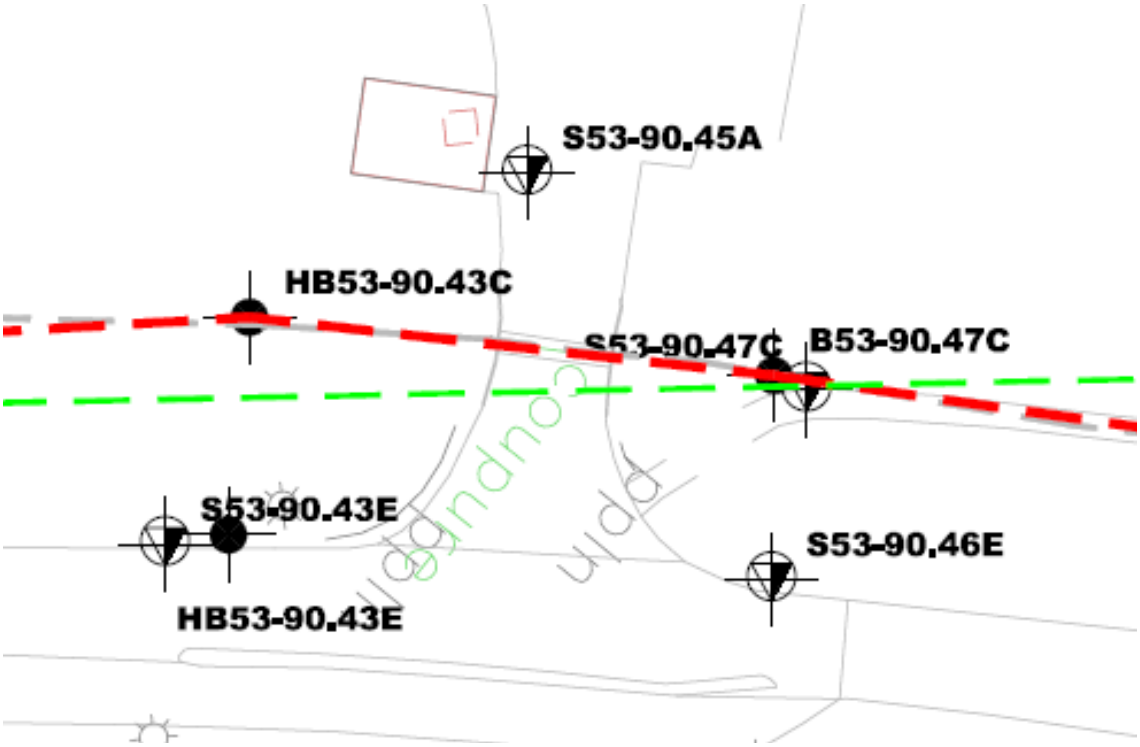
Conus nummer : S10-CFIIP.1467
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1




MOS GRONDMECHANICA

# Bijlage 9 Grondonderzoek Triferto

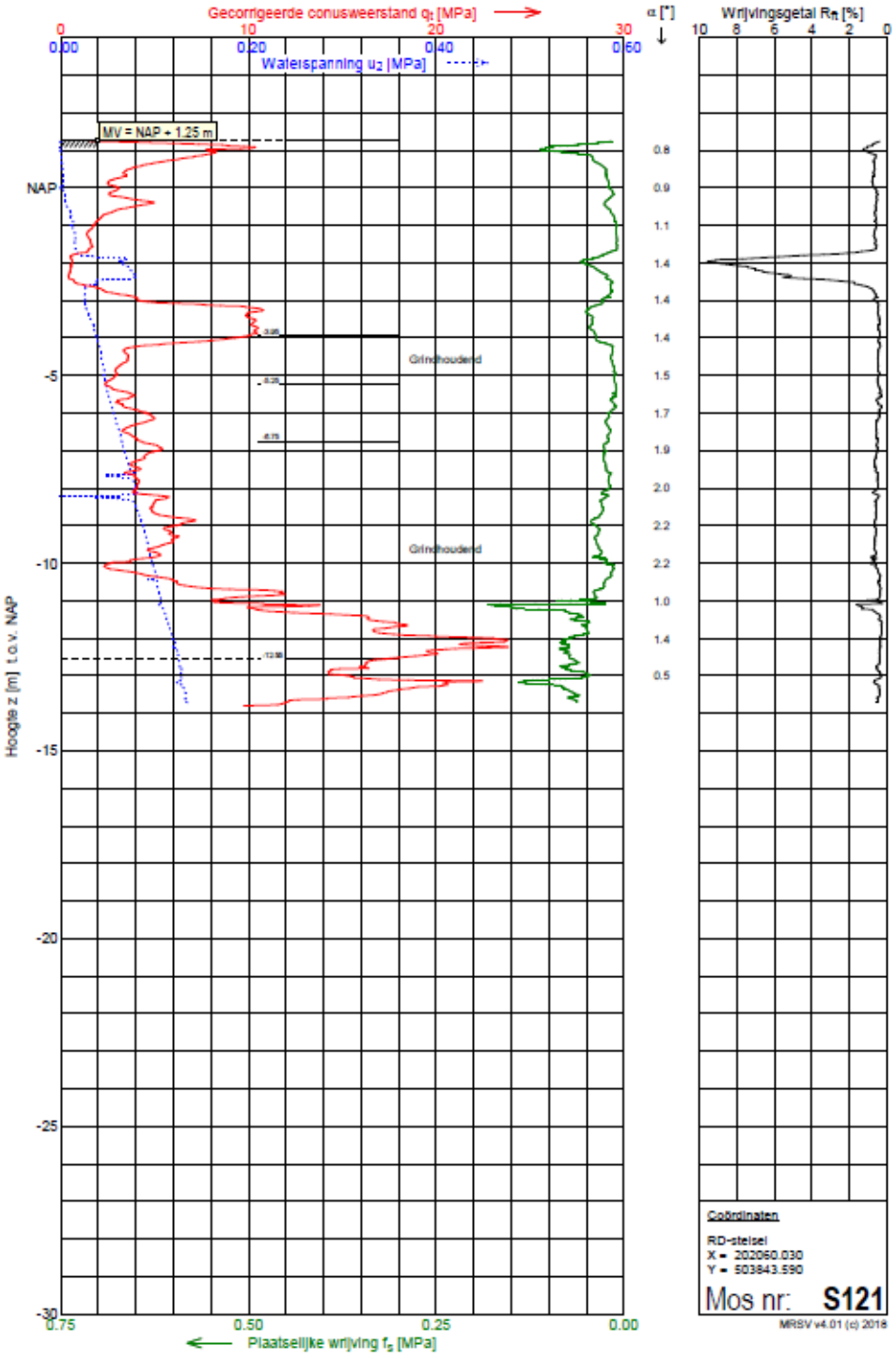


## Sondering S53-90.43E

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 11-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : C10-CFIIP.462
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1



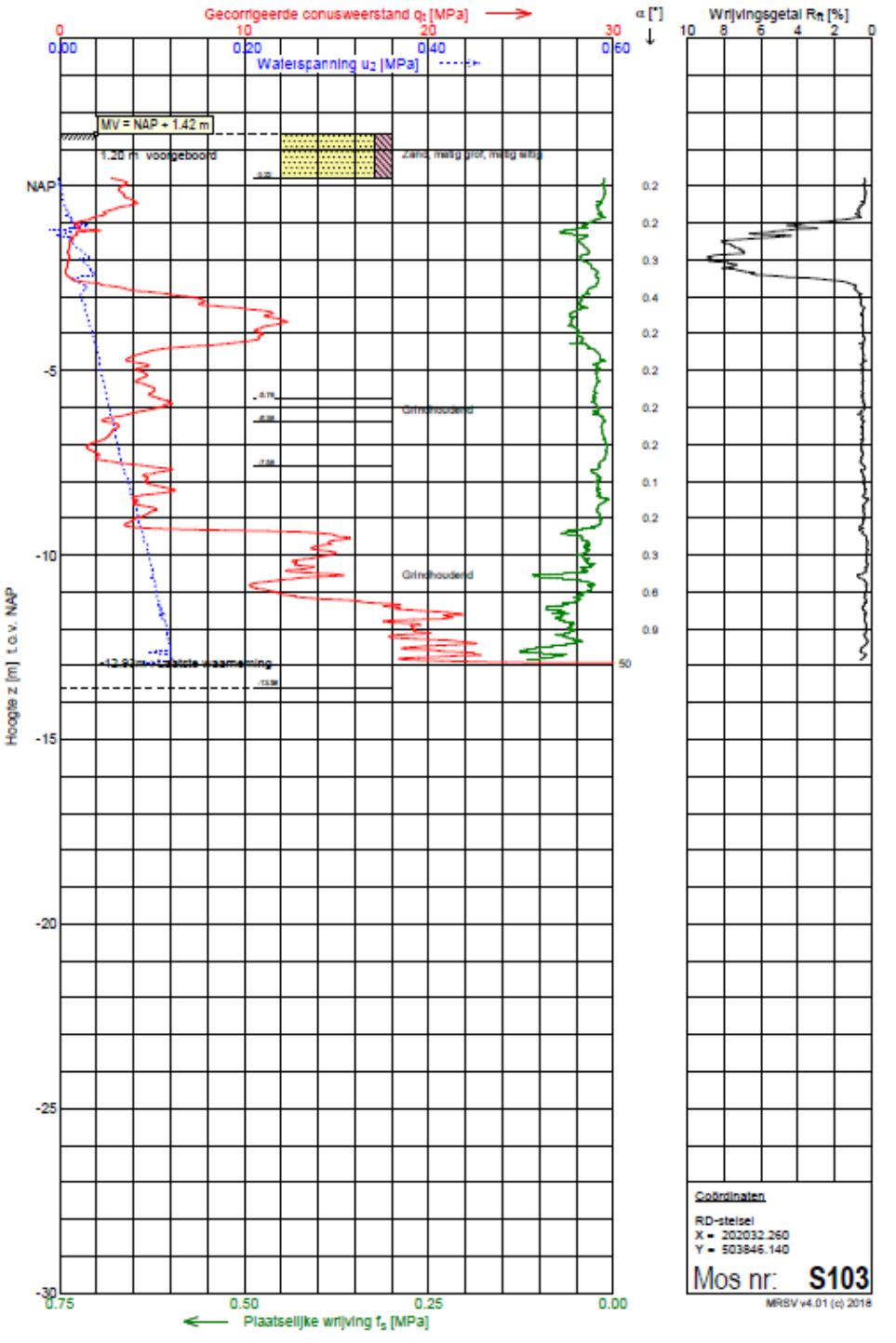

MOS GRONDMECHANICA

## Sondering S53-90.45A

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 28-08-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1467
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1

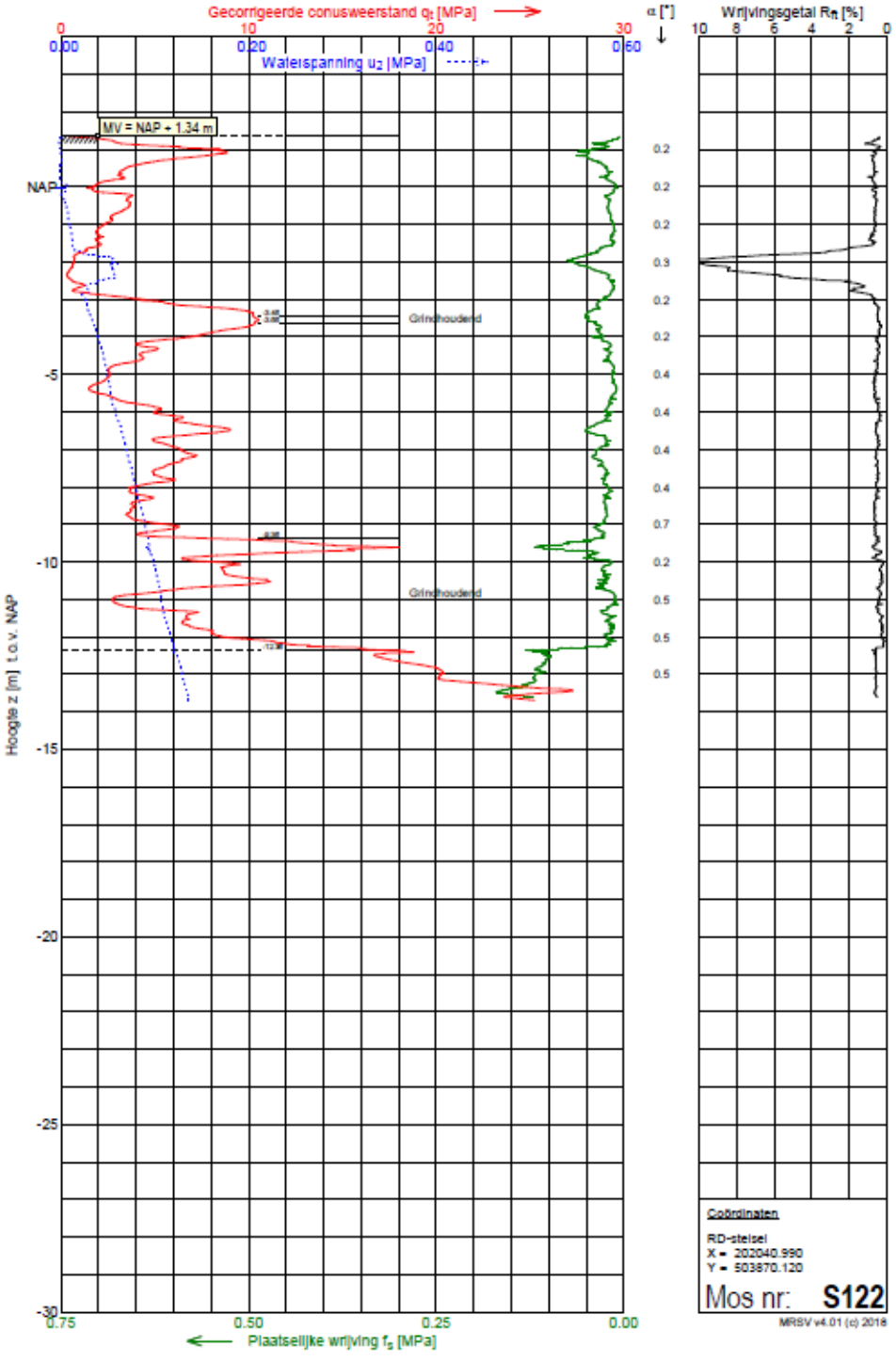


## Sondering S53-90.46E

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 11-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1467
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1

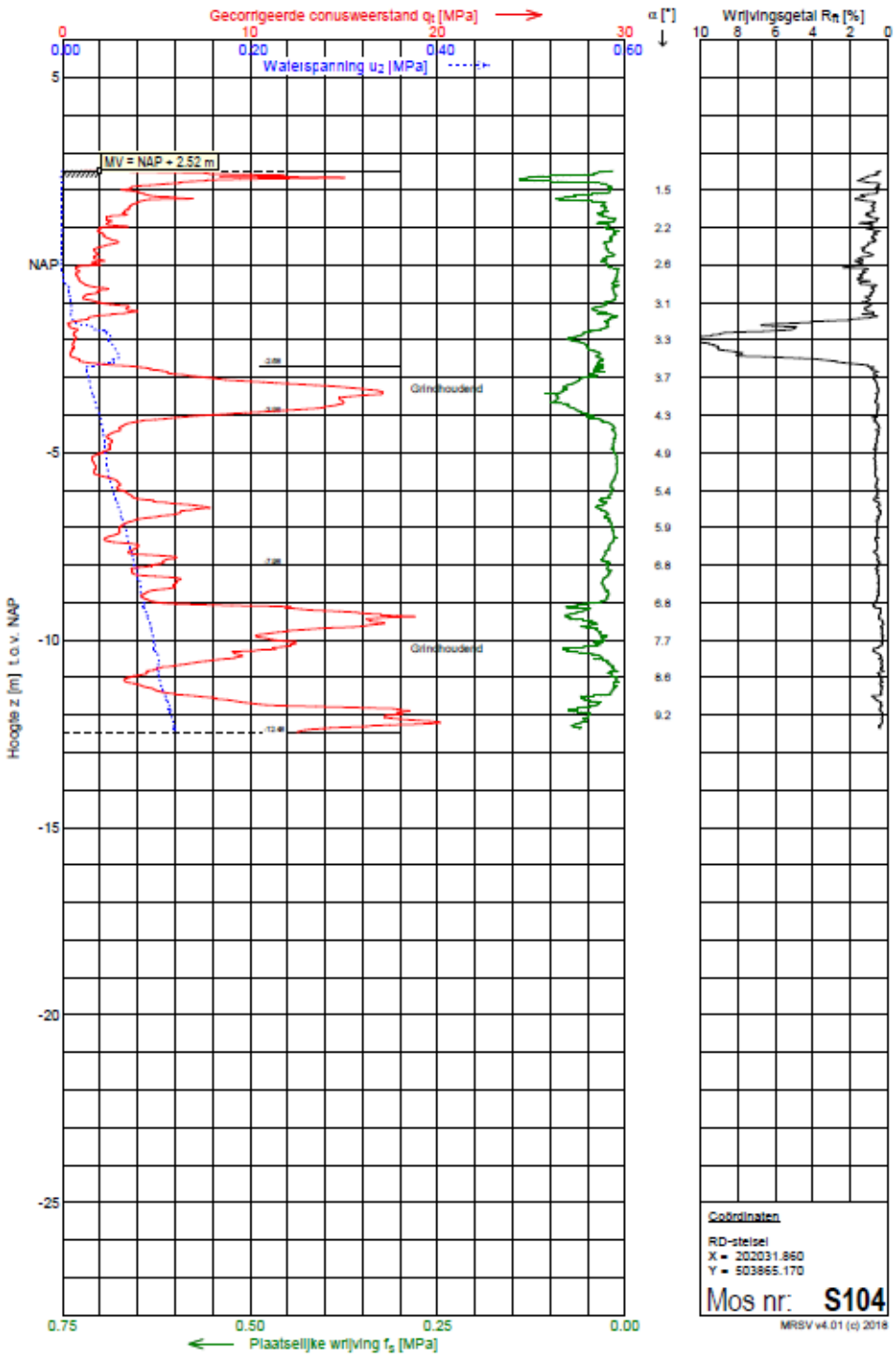


## Sondering S53-90.47C

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Datum : 12-07-2018
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

Conus nummer : S10-CFIIP.1468
Soort conus : Elektrisch
Opp. conuspunt : 1000 mm²

NEN-EN-ISO-22476-1
Klasse 2, type TE2
Sondeerunit : SW10
Blad : 1 van 1




MOS GRONDMECHANICA

Tauw

**Kenmerk** R001-1273406BME-V01-mdg-NL

Opdracht : 1800737
Plaats : Zwolle
Project : Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken

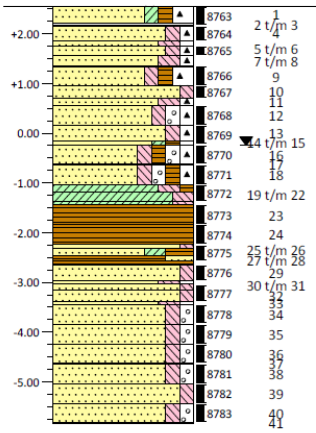
# BOORBESCHRIJVING

*Lab- / veldclassificatie*

NEN5104

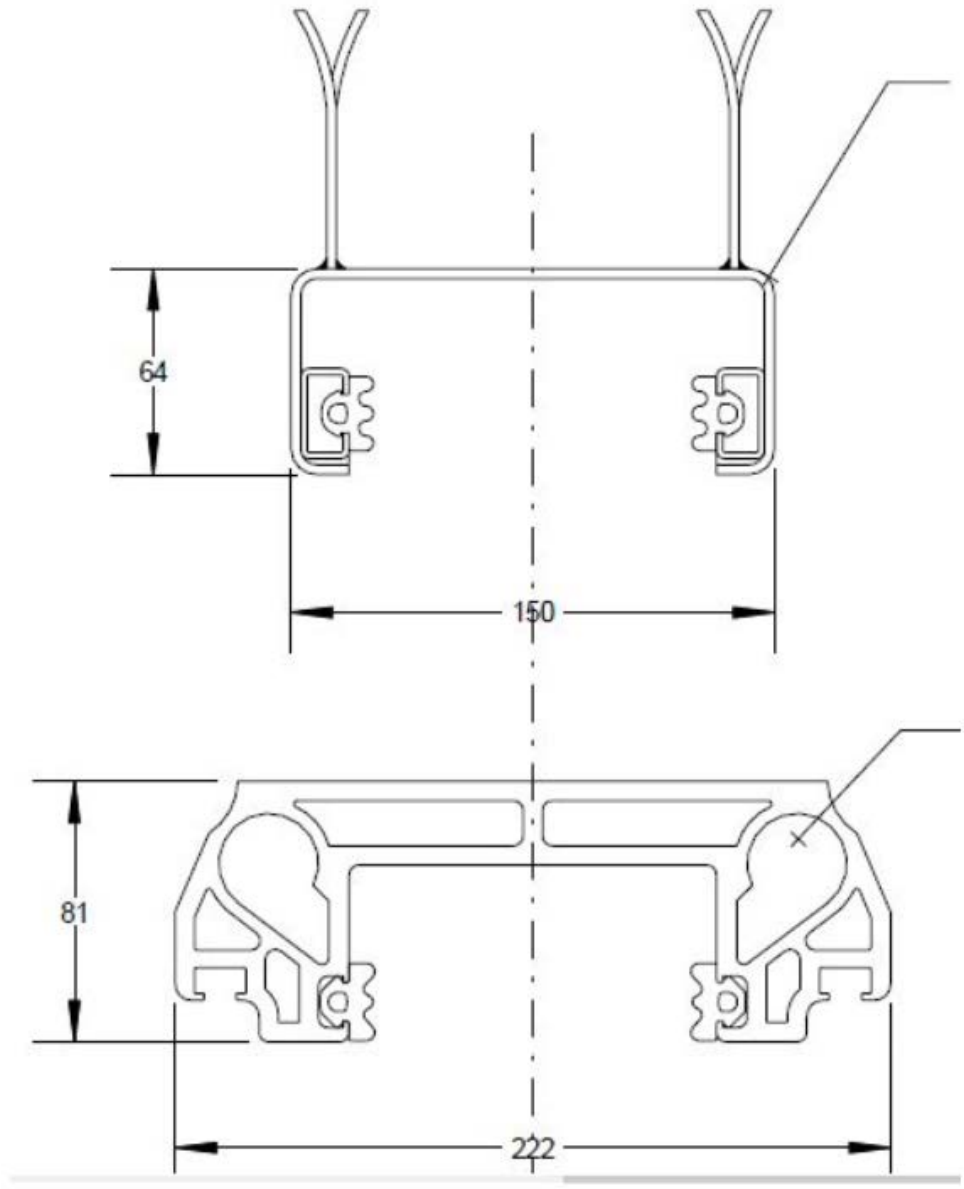
**BORING** : **B53-90.47C**

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Datum | : | 16-07-2018 | X | : | 202032.380 | Boormethode | : Puls/Ack |
| GWS | : | NAP -0.24 m | Y | : | 503863.310 | Boormeester | : AK |
| Maaiveld | : | NAP +2.56 m | | | | Beschrijver | : AK |
| *Opmerking* | : | - | | | | MOS ref.nr. | : MB315 |




| Laag nr. | Diepte [m t.o.v. NAP] van | tot | Omschrijving grondlaag | Kleur |
|---|---|---|---|---|
| 1 | +2.56 | +2.22 | Zand, matig fijn, zwak kleiig, zwak humeus, matig puinhoudend | bruin |
| 2 | +2.22 | +2.17 | Puin | |
| 3 | +2.17 | +2.16 | Zand, matig fijn, matig siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 4 | +2.16 | +1.86 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak puinhoudend, bevat brokken van klei | bruin |
| 5 | +1.86 | +1.76 | Zand, matig fijn, matig siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 6 | +1.76 | +1.56 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 7 | +1.56 | +1.36 | Zand, matig fijn, matig siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 8 | +1.36 | +1.33 | Puin | |
| 9 | +1.33 | +0.96 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak humeus, matig puinhoudend, bevat brokken van klei | bruin |
| 10 | +0.96 | +0.71 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak houthoudend, zwak puinhoudend | bruin |
| 11 | +0.71 | +0.56 | Zand, matig fijn, matig siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 12 | +0.56 | +0.16 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak grindig (fijn), zwak puinhoudend | bruin |
| 13 | +0.16 | -0.15 | Zand, matig fijn, zwak siltig, zwak puinhoudend | bruin |
| 14 | -0.15 | -0.23 | Zand, matig fijn, zwak kleiig, zwak humeus, zwak puinhoudend | bruinzwart |
| 15 | -0.23 | -0.24 | Zand, zeer grof, matig siltig, matig grindig (fijn), zwak puinhoudend | grijs |
| 16 | -0.24 | -0.62 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak humeus, zwak grindig (fijn), zwak puinhoudend | grijs |
| 17 | -0.62 | -0.64 | Zand, zeer grof, matig siltig, matig grindig (fijn), zwak puinhoudend | grijs |
| 18 | -0.64 | -1.03 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (matig grof), zwak humeus, zwak puinhoudend | grijs |
| 19 | -1.03 | -1.04 | Zand, zeer grof, matig siltig, matig grindig (fijn), zwak puinhoudend | grijs |
| 20 | -1.04 | -1.18 | Klei, matig siltig, zwak humeus | grijs |
| 21 | -1.18 | -1.37 | Klei, matig siltig | grijs |
| 22 | -1.37 | -1.44 | Klei, matig siltig | grijs |
| 23 | -1.44 | -1.84 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 24 | -1.84 | -2.24 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 25 | -2.24 | -2.32 | Zand, matig grof, zwak siltig | grijs |
| 26 | -2.32 | -2.47 | Zand, matig fijn, matig kleiig, sterk humeus | grijs |
| 27 | -2.47 | -2.57 | Veen, sterk zandig (zeer fijn) | bruin |
| 28 | -2.57 | -2.64 | Veen, mineraalarm | bruin |
| 29 | -2.64 | -2.97 | Zand, matig grof, zwak siltig | grijs |
| 30 | -2.97 | -3.04 | Zand, matig grof, matig siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 31 | -3.04 | -3.15 | Zand, matig grof, zwak siltig | bruin |
| 32 | -3.15 | -3.39 | Zand, matig grof, zwak siltig | grijs |
| 33 | -3.39 | -3.44 | Zand, matig grof, matig siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |
| 34 | -3.44 | -3.84 | Zand, zeer grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | bruin |
| 35 | -3.84 | -4.24 | Zand, matig grof, zwak siltig, zwak grindig (fijn) | grijs |

# Bijlage 10 Gegevens schotbalksysteem DSP2000




**Bovenste profiel** moet ingestort worden.
Er kan ook gekozen worden om een inkassing te maken in de beton en daarin het **daaronder aangegeven profiel** naderhand te monteren en aan te gieten.
Geadviseerd wordt om in de DO fase in overleg te gaan met GOH over het DSP2000 systeem.

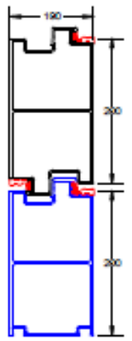
Tauw

## DAMMBALKEN HÖHE 200 mm

Randbedingungen:

Binnengewässer 10,00 kN/m² $\gamma_F$ 1,35, $\psi$=0,90
**BWK Lastfall 1** (Volleinstau + Personenlast alt. Windlast + Personenlast)
Material **EN AW6063 T66**, fy,k=19,50kN/cm², $\gamma_M$=1,10

| Schutzhöhe | DB 200 mit 1/150 |
|---|---|
| 0,20 m | 6,00 m |
| 0,40 m | 6,00 m |
| 0,60 m | 5,31 m |
| 0,80 m | 4,75 m |
| 1,00 m | 4,37 m |
| 1,20 m | 4,09 m |
| 1,40 m | 3,87 m |
| 1,60 m | 3,69 m |
| 1,80 m | 3,54 m |
| 2,00 m | 3,41 m |
| 2,20 m | 3,30 m |
| 2,40 m | 3,20 m |
| 2,60 m | 3,11 m |
| 2,80 m | 3,03 m |
| 3,00 m | 2,96 m |
| 3,20 m | 2,89 m |
| 3,40 m | 2,83 m |
| 3,60 m | 2,78 m |
| 3,80 m | 2,73 m |
| 4,00 m | 2,68 m |
| 4,20 m | 2,64 m |
| 4,40 m | 2,59 m |
| 4,60 m | 2,56 m |
| 4,80 m | 2,52 m |
| 5,00 m | 2,48 m |

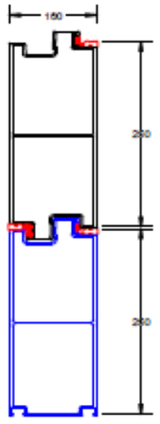



## DAMMBALKEN HÖHE 250 mm

Randbedingungen:

Binnengewässer 10,00 kN/m² $\gamma_F$ 1,35, $\psi$=0,90
**BWK Lastfall 1** (Volleinstau + Personenlast alt. Windlast + Personenlast)
Material **EN AW6063 T66**, fy,k=19,50kN/cm², $\gamma_M$=1,10

| Schutzhöhe | DB 250 mit 1/150 |
|---|---|
| 0,25 m | 6,00 m |
| 0,50 m | 5,76 m |
| 0,75 m | 4,87 m |
| 1,00 m | 4,35 m |
| 1,25 m | 4,01 m |
| 1,50 m | 3,74 m |
| 1,75 m | 3,54 m |
| 2,00 m | 3,37 m |
| 2,25 m | 3,24 m |
| 2,50 m | 3,12 m |
| 2,75 m | 3,02 m |
| 3,00 m | 2,92 m |
| 3,25 m | 2,84 m |
| 3,50 m | 2,77 m |
| 3,75 m | 2,70 m |
| 4,00 m | 2,64 m |
| 4,25 m | 2,57 m |
| 4,50 m | 2,52 m |
| 4,75 m | 2,48 m |
| 5,00 m | 2,43 m |





Ingenieurbüro für Bauwesen
Dipl.-Ing. Malte Lehrke
Sebastianstraße 189
53115 Bonn
Tel.: 0228 - 24 26 48 50
Fax: 0228 - 24 26 48 55
info@statik-lehrke.de
www.statik-lehrke.de
Beratender Ingenieur der Ingenieurkammer Bau NRW Mitglieds-Nr.: 710947
Mitglied der Ingenieurkammer Rheinland-Pfalz Mitglieds-Nummer: 93864
Anerkannt für das Förderprogramm "Vor-Ort-Beratung" BAFA-Nr.: 183754
Staatlich anerkannter Sachverständiger für Schall- und Wärmeschutz

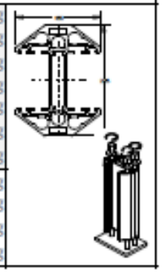

## KLEINE STÜTZE freistehend mit 3 durchgehenden Verschraubungen

Randbedingungen:

Binnengewässer 10,00 kN/m² $\gamma_F$ 1,35, $\psi$=0,90
**BWK Lastfall 1** (Volleinstau + Personenlast alt. Windlast + Personenlast)

Material **EN AW6063 T66**, $f_{y,k}$=19,50kN/cm², $\gamma_M$=1,10
Gewindestange M22, St715/845 bzw. St750/875, gerades Stabende, $\gamma_S$=1,15
ohne Berücksichtigung Ankerplatte
Beton C30/37,$c_{nom}$=4,0cm, Abmessung Aufkantung b/h=30/100cm

| Schutzhöhe | STÜ mit 1/150 Achse | Verankerung incl. Mutter | |
|---|---|---|---|
| 0,20 m | 6,00 m | 44,00 cm | 6 kg |
| 0,40 m | 6,00 m | 44,00 cm | 11 kg |
| 0,60 m | 6,00 m | 44,00 cm | 16 kg |
| 0,80 m | 6,00 m | 44,00 cm | 21 kg |
| 1,00 m | 6,00 m | 44,00 cm | 26 kg |
| 1,20 m | 6,00 m | 44,00 cm | 31 kg |
| 1,40 m | 6,00 m | 60,00 cm | 36 kg |
| 1,60 m | 5,10 m | 71,00 cm | 41 kg |
| 1,80 m | 3,65 m | 71,00 cm | 46 kg |
| 2,00 m | 2,70 m | 71,00 cm | 51 kg |
| 2,20 m | 2,06 m | 71,00 cm | 56 kg |



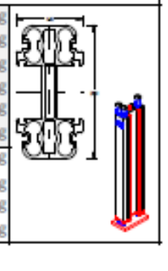
## TDB STÜTZE freistehend mit 3 durchgehenden Verschraubungen

Randbedingungen:

Binnengewässer 10,00 kN/m² $\gamma_F$ 1,35, $\psi$=0,90
**BWK Lastfall 1** (Volleinstau + Personenlast alt. Windlast + Personenlast)

Material **EN AW6005 T6**, $f_{y,k}$=22,50kN/cm², $\gamma_M$=1,10
Gewindestange M26,5, St735/915 bzw. St750/875, gerades Stabende, $\gamma_S$=1,15
ohne Berücksichtigung Ankerplatte
Beton C30/37,$c_{nom}$=4,0cm, Abmessung Aufkantung b/h=30/100cm

| Schutzhöhe | TDB mit 1/150 Achse | Verankerung incl. Mutter | |
|---|---|---|---|
| 0,25 m | 6,00 m | 58,50 cm | 12 kg |
| 0,50 m | 6,00 m | 58,50 cm | 22 kg |
| 0,75 m | 6,00 m | 58,50 cm | 30 kg |
| 1,00 m | 6,00 m | 58,50 cm | 40 kg |
| 1,25 m | 6,00 m | 58,50 cm | 49 kg |
| 1,50 m | 6,00 m | 60,00 cm | 58 kg |
| 1,75 m | 6,00 m | 84,50 cm | 67 kg |
| 2,00 m | 6,00 m | 117,50 cm | 76 kg |
| 2,25 m | 4,00 m | 110,50 cm | 86 kg |
| 2,50 m | 2,65 m | 100,00 cm | 95 kg |



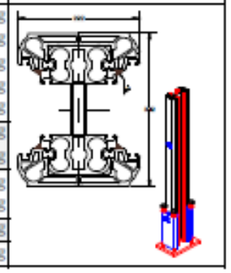
## TDB-STÜTZE MIT WAP-FUSS mit je 2 Verschraubungen im Fuss

Ranbedingungen:

Binnengewässer 10,00 kN/m² $\gamma_F$ 1,35, $\psi$=0,90
**BWK Lastfall 1** (Volleinstau + Personenlast alt. Windlast + Personenlast)

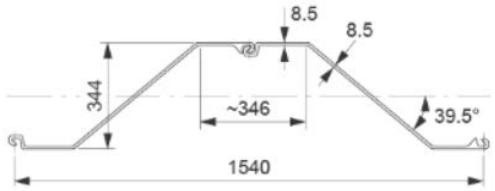
Material **EN AW6005 T6**, $f_{y,k}$=22,50kN/cm², $\gamma_M$=1,10
Gewindestange M26,5, St735/915 bzw. St750/875, gerades Stabende, $\gamma_S$=1,15
ohne Berücksichtigung Ankerplatte
Beton C30/37,$c_{nom}$=4,0cm, Abmessung Aufkantung b/h=40/100cm

| Schutzhöhe | TDB 2WAP mit 1/150 Achse | Verankerung incl. Mutter | Fuss. Höhe | |
|---|---|---|---|---|
| 1,50 m | 6,00 m | 58,50 cm | 50,00 cm | 60 kg |
| 1,75 m | 3,00 m | 58,50 cm | 50,00 cm | 66 kg |
| 2,00 m | 3,00 m | 58,50 cm | 50,00 cm | 72 kg |
| 2,25 m | 3,00 m | 64,00 cm | 50,00 cm | 78 kg |
| 2,50 m | 3,00 m | 83,00 cm | 50,00 cm | 84 kg |
| 2,75 m | 3,46 m | 119,00 cm | 75,00 cm | 100 kg |
| 3,00 m | 2,69 m | 119,00 cm | 75,00 cm | 106 kg |
| 3,25 m | 2,12 m | 119,00 cm | 100,00 cm | 123 kg |
| 3,50 m | 1,66 m | 116,00 cm | 100,00 cm | 129 kg |
| 3,75 m | 1,39 m | 119,00 cm | 125,00 cm | 145 kg |
| 4,00 m | 1,15 m | 119,00 cm | 150,00 cm | 162 kg |



# Bijlage 11 Durability gekozen damwandtype

## AZ 12-770




## Classification EC 3-5

| | |
|---|---|
| ε | 0,990 |
| $(b/t_f)/\varepsilon$ | 42 |
| Class ini. | 2 |
| $(b/t_{f,red})/\varepsilon$ | 58 |
| Class red. | 3 |
| $f_{y(Class\ 3)}$ | ... |
| $\varepsilon_{(Class\ 3)}$ | ... |

## Section properties

| | ini. | red. | |
|---|---|---|---|
| W_el | 1245 | 975 | cm³/m |
| W_pl | 1480 | ... | cm³/m |
| I | 21430 | 16640 | cm4/m |
| A | 120,1 | 91,6 | cm²/m |
| t_f | 8,50 | 6,10 | mm |
| t_w | 8,50 | 6,10 | mm |
| h | 344,0 | 341,6 | mm |
| alpha | 39,5 | ... | ° |
| b | 351,0 | ... | mm |
| c | 527,5 | ... | mm |
| A_v | 37,0 | 26,6 | cm²/m |
| S_y | 740 | ... | cm³/m |
| r_0 | 15,0 | ... | mm |
| mass | 94,3 | ... | kg/m² |

## Loss of steel: 2,40 mm

### Front: 1,20 mm

Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,...)

### Back: 1,20 mm

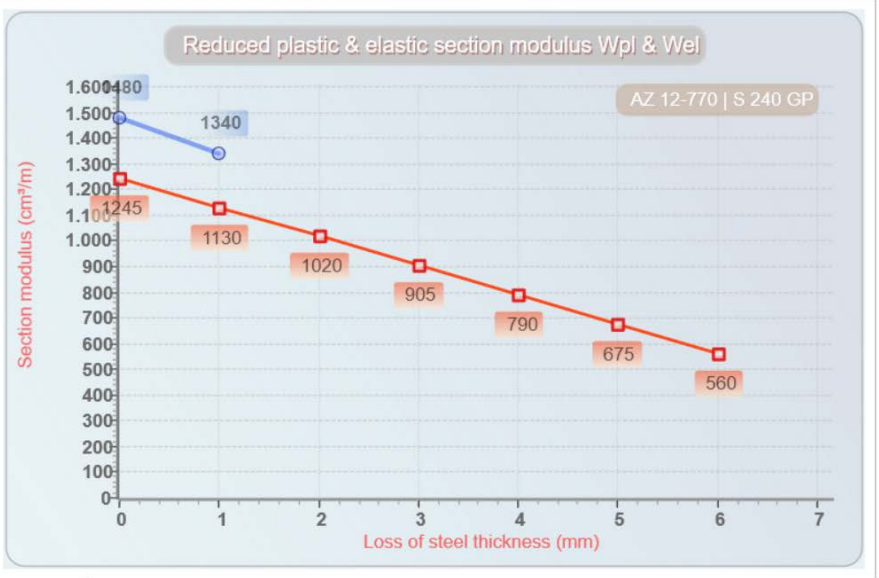
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,...)

## Steel quantities

| | |
|---|---|
| Total | 0,0 t |
| SSP pairs | 0 |
| Wall length | 0,0 m |

Sheet pile section: AZ 12-770

Steel grade: S 240 GP




Class of section

| Class | Loss of steel |
|---|---|
| 2 | < 0,70 mm |
| 3 | < 3,17 mm |

Show Wel - Wpl

- [x] W y,plastic
- [x] W y,elastic

| Wx | Iy | A | M c,Rd | M V,Rd |
|---|---|---|---|---|

# Bijlage 12 Voor piping vereiste damwandlengte

| Coupure | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Maaiveldhoogte [m +NAP] | 2,50 | 2,42 | 2,38 | 2,40 | 2,37 | 2,50 | 1,47 | 1,52 | 1,45 | 1,55 |
| Maaiveldhoogte met bodemdaling 2125 [m +NAP] | | | | 2,17 | 2,14 | 2,27 | | | | |
| Ontwerpwaterstand 2125 [m +NAP) | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,99 | 2,83 | 2,84 | 2,84 | 2,84 |
| Verval [m] | 0,49 | 0,57 | 0,61 | 0,59 | 0,62 | 0,49 | 1,36 | 1,32 | 1,39 | 1,29 |
| Verval met bodemdaling 2125 [m] | | | | 0,82 | 0,85 | 0,72 | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | |
| **Heave kwelschermlengte** | **0,98** | **1,14** | **1,22** | **1,64** | **1,70** | **1,44** | **2,72** | **2,64** | **2,78** | **2,58** |

NB: de **maaiveldhoogtes** komen niet exact overeen met die welke zijn gehanteerd bij het VO ontwerp van de damwanden. Dit komt door het feit dat bij kwel gekeken is naar het laagste maaiveldniveau in de omgeving terwijl bij het ontwerp van de damwand is gekeken naar de werkelijke situatie ter plaatse.
Tevens komt de **ontwerpwaterstand** niet overeen met de hoogte van de dijk welke is gehanteerd bij het VO ontwerp van de damwanden. Dit komt doordat bij het ontwerp van de dijk rekening is gehouden met golfoploop. Deze golfoploop is vooralsnog gelijk gehouden aan de overhoogte voor de schotten welke nodig is om bij “staande golven” voldoende reserve te hebben tegen golfoverslag.

| Omschrijving locatie | Deel-traject | Locatie | | Lengte | Peil dijk | Peil weg | Kerend |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Hm van | Hm tot | m | m NAP | m NAP | m |
| 1 C&I 1 | 1b | 1571 | 1599 | 28 | 3,4 | 2,7 | 0,70 |
| 2 C&I 2 | 1b | 1640 | 1653 | 13 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 3 IJzerleeuw 1 | 1b | 1750 | 1758 | 8 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 4 IJzerleeuw 2 | 2a | 1864 | 1876 | 12 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 5 IJzerleeuw 3 | 2a | 1966 | 1981 | 15 | 3,4 | 2,6 | 0,80 |
| 6 van der Kamp | 2a | 2064 | 2074 | 10 | 3,4 | 2,7 | 0,70 |
| 7 VARO ** | 2c | 2445 | 2545 | nvt | 3,4 | 2,5 | |
| 8 Leenman 1 * | 4a | 4447 | 4454 | 7 | 3,3 | 1,55 | 1,75 |
| 9 Leenman 2 * | 4a | 4541 | 4548 | 7 | 3,3 | 1,6 | 1,70 |
| 10 Triferto * | 4a | 4622 | 4629 | 7 | 3,3 | 1,6 | 1,70 |

# Bijlage 13 Corrosie damwanden

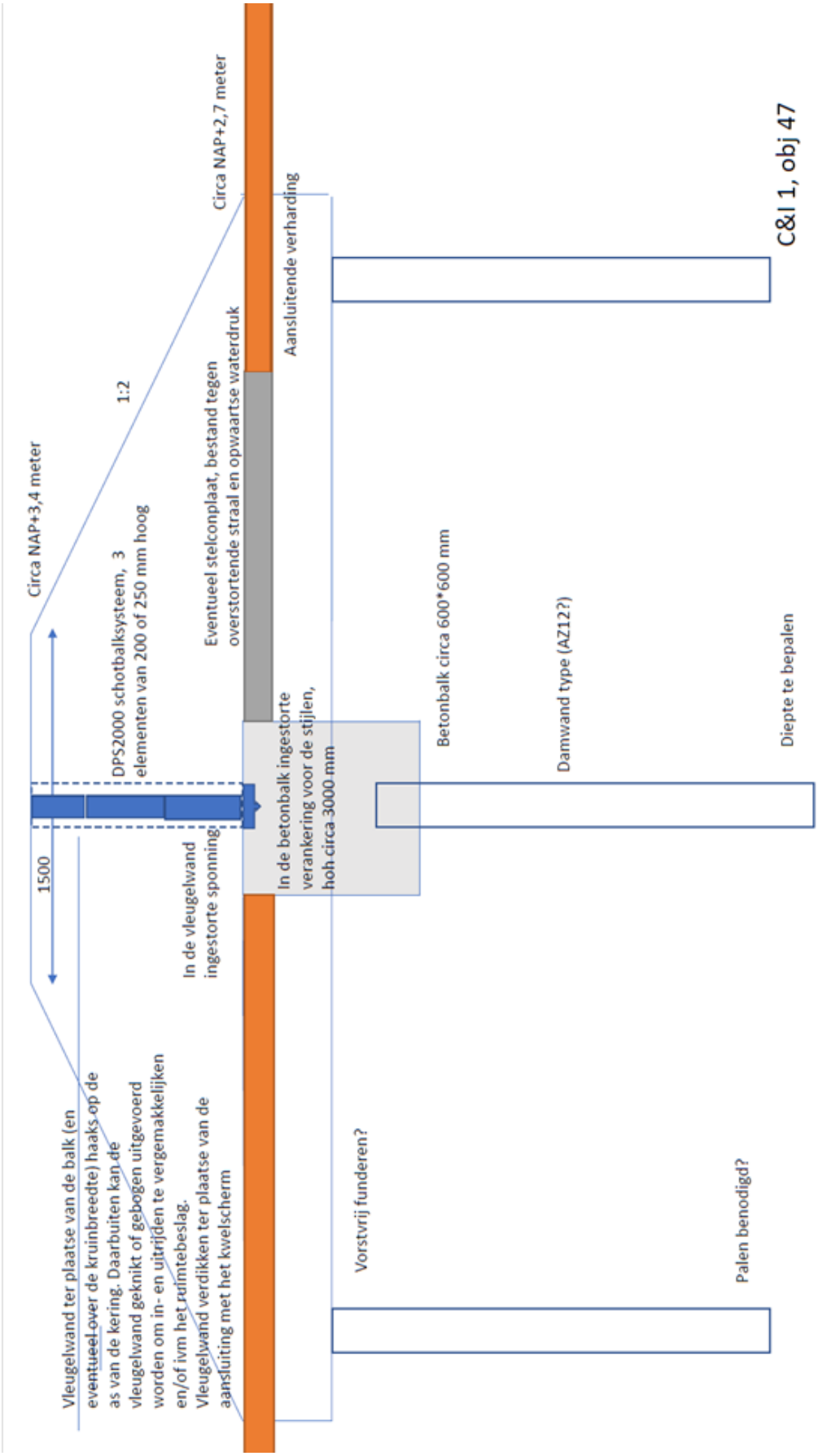
**Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater**

| Required design working life | 5 years | 25 years | 50 years | 75 years | 100 years |
|---|---|---|---|---|---|
| Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ....) | 0,00 | 0,30 | 0,60 | 0,90 | 1,20 |
| Polluted natural soils and industrial sites | 0,15 | 0,75 | 1,50 | 2,25 | 3,00 |
| Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...) | 0,20 | 1,00 | 1,75 | 2,50 | 3,25 |
| Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ....) | 0,18 | 0,70 | 1,20 | 1,70 | 2,20 |
| Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ....) | 0,50 | 2,00 | 3,25 | 4,50 | 5,75 |
| **Notes:**<br>1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.<br>2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated. | | | | | |

**Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water**

| Required design working life | 5 years | 25 years | 50 years | 75 years | 100 years |
|---|---|---|---|---|---|
| Common fresh water (river, ship canal, ....) in the zone of high attack (water line) | 0,15 | 0,55 | 0,90 | 1,15 | 1,40 |
| Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ....) in the zone of high attack (water line) | 0,30 | 1,30 | 2,30 | 3,30 | 4,30 |
| Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones) | 0,55 | 1,90 | 3,75 | 5,60 | 7,50 |
| Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone | 0,25 | 0,90 | 1,75 | 2,60 | 3,50 |
| **Notes:**<br>1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.<br>2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated. | | | | | |

# Bijlage 14 Constructieprincipe coupure C&I 1


Circa NAP+3,4 meter
1:2
Circa NAP+2,7 meter
DPS2000 schotbalksysteem, 3 elementen van 200 of 250 mm hoog
Eventueel stelconplaat, bestand tegen overstortende straal en opwaartse waterdruk
Aansluitende verharding
C&I 1, obj 47
1500
In de vleugelwand ingestorte sponning.
In de betonbalk ingestorte verankering voor de stijlen, hoh circa 3000 mm
Betonbalk circa 600*600 mm
Damwand type (AZ12?)
Diepte te bepalen
Vleugelwand ter plaatse van de balk (en eventueel over de kruinbreedte) haaks op de as van de kering. Daarbuiten kan de vleugelwand geknikt of gebogen uitgevoerd worden om in- en uitrijden te vergemakkelijken en/of ivm het ruimtebeslag.
Vleugelwand verdikken ter plaatse van de aansluiting met het kwelscherm
Vorstvrij funderen?
Palen benodigd?

# Bijlage 14. Piping Gemaal Westerveld (PKW)

# 1. BESCHOUWING PIPING GEMAAL WESTERVELD (PKW)

## 1.1 Inleiding

In de nadere veiligheidsanalyse van 2014/2015 [3] wordt geconcludeerd dat zowel Gemaal Westerveld als de inlaat Westerveld zijn afgekeurd op het faalmechanisme piping. Geconcludeerd wordt dat de damwanden voldoen. Dit oordeel is overgenomen in de ontwerpnota VKA [4]. In tegenstelling tot NVA2015 en de ontwerpnota VKA is in de impactanalyse ontwerploop 1 [5] de inlaat Westerveld goedgekeurd op piping conform bijlage III van het WBI omdat de leiding diameter kleiner of gelijk is aan 500mm (nieuwe kennis tov verkenningsfase). Geconcludeerd wordt dat inlaat Westerveld aan de norm voldoet. De pipingopgave bij Gemaal Westerveld blijft echter gelden.

In deze notitie wordt de situatie rondom de kunstwerken van gemaal Westerveld getoetst aan het heavecriterium en op het faalmechanisme piping met behulp van Lane. Hierbij wordt niet alleen naar het gemaal (leiding door de dijk) gekeken, maar ook naar de gehele situatie tussen de twee damwanden (grondlichaam).

## 1.2 Beschikbare informatie

Diverse bronnen opgesteld in het verleden zijn gebruikt om de pipinggevoeligheid volledig in beeld te brengen:

- Nadere analyse veiligheidsprobleem Zwolle, Waterschap Groot Salland, september 2014
- Veiligheidstoetsing Primaire Waterkeringen, 3e ronde toetsing, Gemaal en Inlaat Westerveld, waterschap Groot Salland, september 2010
- Ontwerp versterkingsplan Gemaal Westerveld, Witteveen+Bos, ref:ZL377-1/schs5/004, 3 november 2008
- Impactanalyse Ontwerploop 1, Doc-ID: 1804499-00264, versie 1, Dijkteam Alliantie Zwolle, 28-6-2019

Tevens zijn verschillende tekeningen gebruikt om de lengte van de damwanden rondom het gemaal in beeld te brengen:

- Tekening Technische Dienst Waterschap “Bezuiden de Vecht”: Drijvend gemaal te Westerveld, tekeningnummer 65017 II A, d.d. 9 november 1965
- Tekening Aannemingsmaatschappij v/h J. Prins van Wijngaarden: Persleiding door dijk voor gemaal te Westerveld, details, tekeningnummer 65017, d.d. 10 november 1965
- Tekening Grondmij: Vervanging inlaatsluis Nieuwe situatie, Inlaatsluis Westerveld, Bestek,Tekeningnummer 1130242-4-42-WK-D0002, d.d. 25 april 2001
- Tekening Grondmij: Vervanging inlaatsluis te slopen onderdelen en bouwput, Inlaatsluis Westerveld, Bestek, tekeningnummer 1130252-4-42-WK-D0001, d.d. 25 april 2001,
- Tekening Witteveen+Bos, Gemaal Westerveld Situatie gemaal Westerveld, Tekeningnummer ZL377.1.2001, d.d. 27 mei 2008
- Tekening Witteveen+Bos, Gemaal Westerveld Verbeteringsontwerp doorsnede A-A’, Tekeningnummer ZL377.1.2002, d.d. 27 mei 2008
- Tekening Grontmij: Dijkverbetering Vechterweerd-Zwolle, situatie met ontwerp en plaats DP 120.8 en 121.2, tekeningnummer 11-99-2519, d.d. 14 april 2000

- Tekening Grontmij: Dijkverbetering Vechterweerd-Zwolle, dwarsprofielen DP115.6 t/m 142.9, tekeningnummer 11-99-2526, d.d. 14 april 2000

## 1.3 Gegevens

### 1.3.1 Aanwezige damwanden

Er is een inventarisatie gemaakt van de aanwezige damwanden. De resultaten zijn weergegeven in onderstaande figuur. Damwand 33 loopt ongeveer door tot aan de inlaat. Damwand 38 loopt tot aan het gemaal. Aangenomen wordt dat deze damwanden op elkaar aansluiten.
Lengte van de damwanden, de bovenkant en de diepte van de onderkant van de damwanden zijn weergegeven in Tabel 1.1.




Figuur 1.1 inventarisatie locatie damwanden

Tabel 1.1 Lengte [m] en diepte onderkant damwand [NAP t.o.v. m]

| Damwand | Lengte [m] | Bovenkant damwand | Diepte onderkant damwand |
|---|---|---|---|
| 33 | 10 | NAP +0,4 m | NAP -9,6 m |
| 34 | 6 | NAP +0,5 m | NAP -5,5 m* |
| 35 | 5 | NAP +0,6 m | NAP -4,4 m |
| 36 | 7 | NAP +0,5 m | NAP -6.5 m |
| 37 | 5 | NAP +0,8 m | NAP -4,2 m |
| 38 | 10 | NAP +0,4 m | NAP -9,6 m |

* Tekeningen spreken elkaar tegen, aanname uit NAV overgenomen. NAP -5,5 m lijkt de meest waarschijnlijke dieptemaat.

### 1.3.2 Hydraulische randvoorwaarden

De ontwerpwaterstand voor kunstwerken is gebaseerd op de waterstand in zichtjaar 2125. Voor het Zwarte Water geldt een ontwerpwaterstand van NAP +2,98 m ter hoogte van gemaal Westerveld (Hydra_NL Uitvoerpunt ZW_1_53-3_dk_00267).
Voor de binnenwaterstand, het peil in de Westerveldse Aa, wordt een waarde van NAP -0,3m aangehouden [2].

### 1.3.3 Bodemopbouw

De bodemopbouw ter plaatste is beschouwd met sonderingen en boringen weergegeven in Figuur 1.2. Drie beschikbare boringen liggen ten zuiden van het gemaal. Ten noorden ligt er ook nog een. Verschillende sonderingen gemaakt vanaf de kruin van de dijk zijn ook beschikbaar.
Het gebruikte grondonderzoek:

- Dijkonderzoek HWBP Stadsdijken, MOS-grondmechanica, 24-08-2018, opdracht 1800737 (boringen: HB53-94.26B, HB53-94.26C, HB53-94.26D en HB53-94-31D)
- Grondonderzoek Zwolle Gemaal Westerveld, Grontmij, 18-12-2018, projectnummer 1130252 (sonderingen: S6-2D5, S7-2D5, S8-2D5 en S9-2D5)

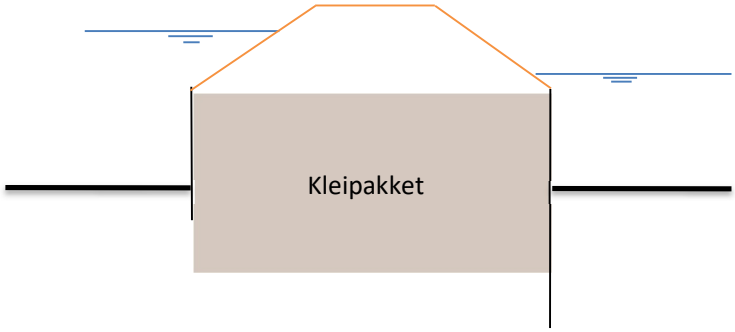


Figuur 1.2 beschikbare boringen en sonderingen bij gemaal Westerveld

De bodemopbouw aan de onderkant van de kwelschermen is relevant voor het faalmechanisme piping. De beschikbare boringen zijn hiervoor echter niet diep genoeg, waardoor de volledige bodemopbouw niet goed in beeld gebracht kan worden. Boring HB53-94.26D vormt hierop een uitzondering en laat van NAP -2,0m tot de onderkant van de boring op NAP -5,0m een matig fijne / matig grove zandlaag zien. Alle boringen tonen een klei-/leemlaag tot circa NAP -2,0m.

De sonderingen onder de kruin van de dijk hebben een kleilaag tot een diepte van NAP -4,5m op S9. In sondering 7 en 6 loopt deze kleilaag nog door tot NAP -6 m. Meer en vooral dieper bodemonderzoek aan de randen van de kolken aan zowel de binnen als de buitenzijde van de dijk is nodig om de

pipinggevoeligheid beter in beeld te brengen. Voor nu is er op basis van de beschikbare bodeminformatie vanuit gegaan dat er een kleilaag onder de dijk ligt tot de aangegeven dieptes. Dit blok klei wordt geschematiseerd als 1 blok dat de ruimte tussen de damwanden opvult, zoals geschematiseerd in Figuur 1.3. Dit is een conservatieve aanname voor piping. Dieper bestaat de bodemopbouw uit matig grof en matig fijn zand.




**Figuur 1.3: schematisering situatie gemaal Westerveld met 2 damwanden. Het kleipakket, gezien in de sondering onder de kruin, is als 1 blok geschematiseerd.**

### 1.3.4 Bodemniveau binnen- en buitenzijde

Het bodemniveau aan de binnen- en buitenzijde van het gemaal is bepaald uit de inmetingen die beschikbaar zijn voor dit project. In Figuur 1.4 en Figuur 1.5 zijn deze bodemniveauprofielen weergegeven. De profielen tonen hoe de diepte varieert per locatie in de kolk. De gebruikte bodemniveaus bij de verschillende damwanden zijn weergegeven in Tabel 1.2.

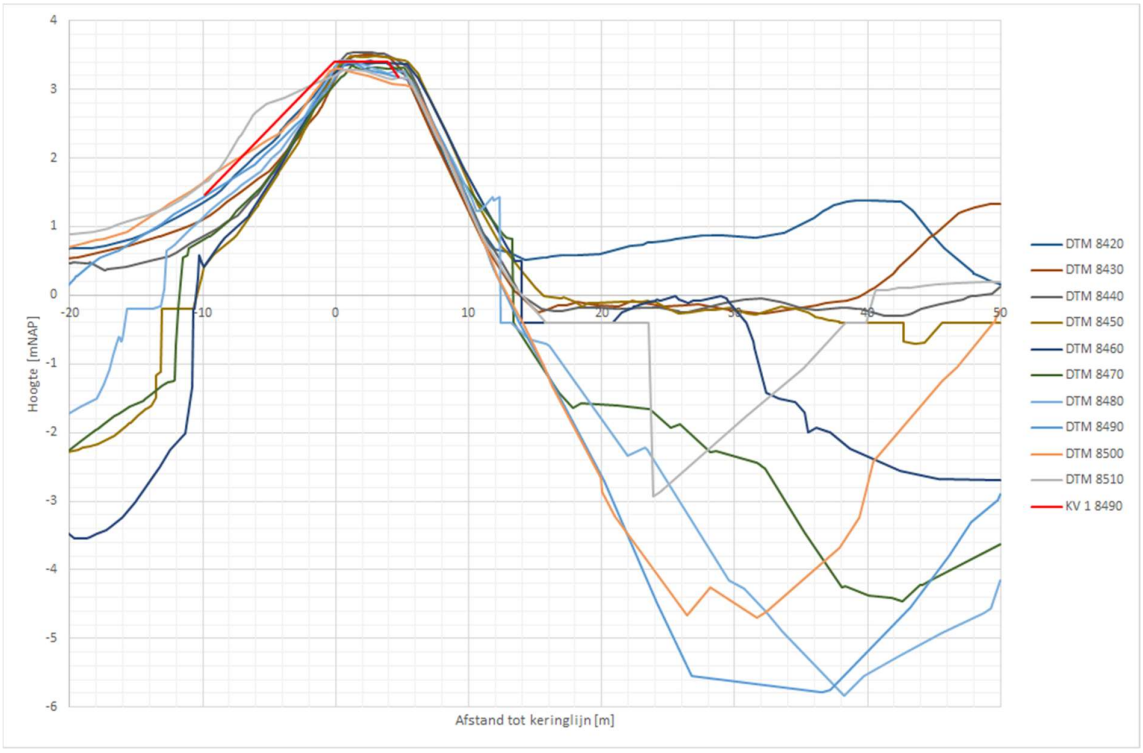
**Tabel 1.2 Bodemhoogtes aan binnen- en buitenzijde in de kolken bij de damwanden**

| DP | Bodemhoogte buiten [NAP +m] | Bodemhoogte binnen [NAP +m] |
|---|---|---|
| 36 - 33 | -2,2 | 0 |
| **36 - 34** | -2,0 | -1,6 |
| **37 - 35** | -1,4 | -0,7 |
| **37 - 38** | -1,4 | -4,2* |

*leidt tot een extra horizontale kwelweglengte van 10m




Figuur 1.4 Locaties van beschikbare bodemniveau profielen




Figuur 1.5 bodemniveauprofielen binnen- en buitendijks bij gemaal Westerveld

## 1.4 Het heavecriterium

In eerste instantie zijn de damwanden aan de binnenzijde (33, 34, 35 en 38) getoetst aan het heavecriterium.

### 1.4.1 Het heavecriterium

Het heavecriterium luidt als volgt [1]:

$$i_c \geq \frac{\varphi_o - h_p}{d} \qquad 7\text{-}3$$

Hierin is $i_c$ het kritieke verhang waaraan beoordeeld wordt. Hiervoor wordt een waarde van 0,5 aangehouden.

Het model kent de volgende parameters, die in de volgende subparagrafen besproken worden:

- Stijghoogte op niveau onderzijde benedenstrooms kwelscherm $\varphi_0$.
- Freatisch niveau ter plaatse van uittreepunt $h_p$.
- Lengte benedenstrooms kwelscherm d.

De gebruikte parameters voor het heavecriterium zijn weergegeven in Tabel 1.3. Hieruit blijkt dat de diepte van de onderkant van het kwelscherm aan de binnenzijde van de dijk op minimaal NAP – 6,9 m moet liggen.

**Tabel 1.3: gebruikte parameters en resultaat schermlengte tbv het heavecriterium**

| | Waarde |
|---|---|
| Binnenwaterstand [NAP + m] | -0,30 |
| Ontwerpwaterstand 2125 [NAP + m] ** | 2,98 |
| Verval [m] | 3,28 |
| Heave berekende kwelschermlengte [m] | 6,56 |
| **Benodigde diepte onderkant kwelscherm [NAP + m]** | **-6,9** |

In Tabel 1.4 zijn de geplaatste damwanden en de diepte van de onderkant van de betreffende damwanden weergegeven. Hieruit blijkt dat alleen damwand 33 en damwand 38 voldoen op het heavecriterium. Zoals hierboven aangegeven zou de situatie bij damwand 34 en 35 voldoen als er een damwand tot een diepte van tenminste NAP -6,9m zou komen.

**Tabel 1.4 diepte onderkant geplaatste damwanden**

| Damwand nr. | Diepte onderkant scherm [NAP + m] | Voldoet wel/niet |
|---|---|---|
| **33** | -9,6 | Voldoet |
| **34** | -5,5 | Voldoet niet |
| **35** | -4,4 | Voldoet niet |
| **38** | -9,6 | Voldoet |

Opgemerkt wordt dat voor damwanden 34 en 35 een verkenning is uitgevoerd met de fragmentenmethode voor heave. Het toepassen van de fragmentenmethode is echter niet mogelijk, aangezien de ruimte tussen de damwanden is geschematiseerd als een blok klei en er dus geen sprake is van meerdere fragmenten, omdat de onderkant van de kleilaag lager ligt dan het niveau van onderkant van de damwanden (zowel buiten- als binnenzijde).

## 1.5 Piping onder dijk

Met het model van Lane is weerstand tegen piping rondom damwand 34 en 35 verder onderzocht. Ook de andere damwanden zijn meegenomen om zo een volledig beeld te krijgen. Het model van Lane luidt als volgt [1]:

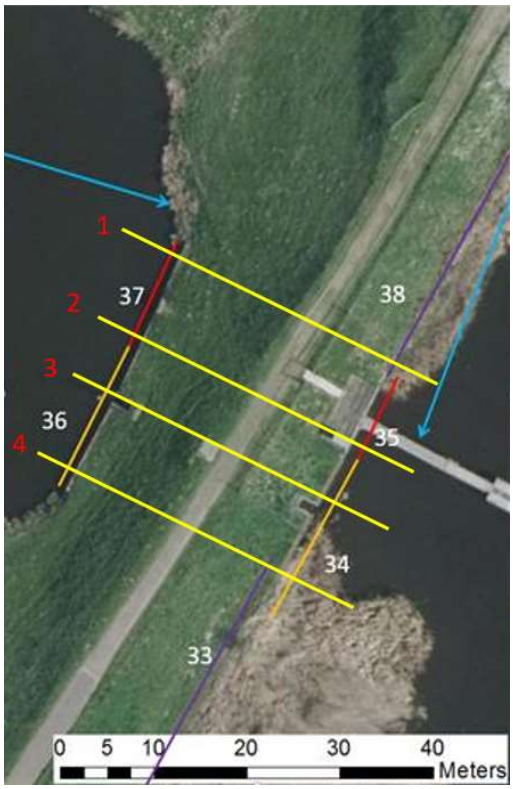
$$\Delta H \leq \Delta H_c = \frac{\left(\frac{1}{3}L_h + L_v\right)}{C_{w,creep}} \qquad 7\text{-}1$$

Hierin zijn de volgende parameters opgenomen, die in de volgende subparagrafen besproken worden:

- Horizontale kwelweglengte $L_h$.
- Verticale kwelweglengte $L_v$.
- Creep-factor behorend bij model van Lane $C_{w,creep}$.
- Verval over het kunstwerk $\Delta H = h_{bu} - h_{bi}$.
- Buitenwaterstand $h_{bu}$.
- Binnenwaterstand $h_{bi}$.

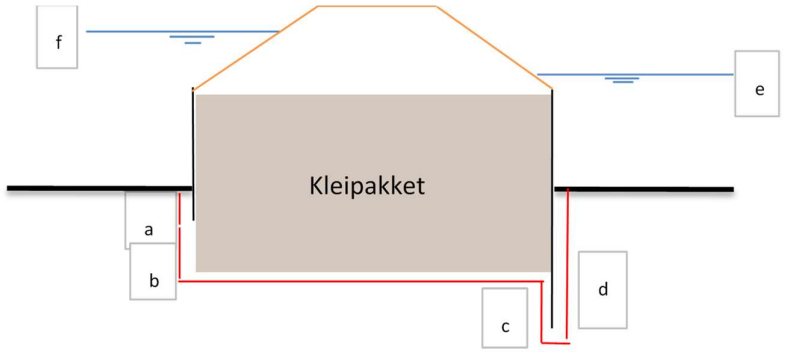
Om de situatie bij het gemaal in zijn volledigheid op piping te toetsen, zijn er verschillende situaties bekeken, zoals ook weergegeven in Figuur 1.6 met de groene lijnen :

- Kwelweg 1: damwand 36 – 33, voldoet al op het heavecriterium
- Kwelweg 2: damwand 36 – 34
- Kwelweg 3: damwand 37 – 35
- Kwelweg 4: damwand 37 – 38, voldoet al op het heavecriterium




**Figuur 1.6: de gele lijnen geven de verschillende kwelwegen weer waarover piping bekeken is.**

De verticale kwelweg bestaat uit a) verticale kwelweg vanaf intredepunt (bodemniveau buitenzijde) tot aan onderzijde damwand aan buitenzijde, b) horizontale kwelweg onder kleipakket, c) verticale kwelweg vanaf onderzijde kleipakket tot onderzijde damwand aan binnenzijde en d) verticale kwelweg van onderzijde damwand aan binnenzijde tot uittredepunt (bodemniveau binnenzijde). De kwelweg wordt als volgt geschematiseerd:




**Figuur 1.7: schematisering kwelweg**

De gebruikte parameters en uitkomsten zijn te vinden in Tabel 1.5.

**Tabel 1.5 gebruikte parameters en uitkomsten pipingopgave gemaal Westerveld over verschillende doorsnedes**

| | Kwelweg 1 | Kwelweg 2 | Kwelweg 3 | Kwelweg 4 |
|---|---|---|---|---|
| Binnenwaterstand [NAP +m] | -0,30 | -0,30 | -0,30 | -0,30 |
| Ontwerpwaterstand 2125 [NAP +m] | 2,98 | 2,98 | 2,98 | 2,98 |
| Verval [m] | 3,28 | 3,28 | 3,28 | 3,28 |
| Cw,creep | 7,00 | 7,00 | 7,00 | 7,00 |
| Verticale kwelweglengte [m] | 18,00 | 9,40 | 9,90 | 16,90 |
| Horizontale kwelweglengte [m] | 20,00 | 20,00 | 20,00 | 20,00 |
| Kritiek verval [m] | 3,52 | 2,30 | 2,37 | 3,37 |
| Voldoet wel/niet | Voldoet | Voldoet niet | Voldoet niet | Voldoet |

Nabijgelegen grondonderzoek toont, zoals is bepaald in paragraaf 2.3, een matig fijne / matig grove zandlaag op de diepte van de kwelwegen. De bijbehorende creep factor voor Lane is 7. In Figuur 1.3 is een schematisering van de dijk ter plaatse van het gemaal weergegeven. Aan beide zijdes van de dijk zijn de kwelschermen weergegeven en in het midden van de dijk is het kleipakket uit de sonderingen zichtbaar.

Verticale kwelwegen zijn berekend door alle verticale kwelwegen in Figuur 1.3 bij elkaar op te tellen: totale verticale kwelweg = a+b+c+d.
Uit Tabel 1.5 blijken de uitkomsten hetzelfde als bij het heavecriterium: de situatie is niet pipinggevoelig ter plaatse van de langere damwanden 33 en 38 aan de binnenzijde van de dijk. Daar waar de damwanden korter zijn aan de binnenzijde, bij damwand 34 en 35, voldoet de situatie niet volgens het model van Lane.

## 1.6 Conclusie

Resultaten zijn weergegeven in Tabel 1.6:

- De damwanden 33 (niveau onderkant damwand: NAP -9,6m ) en 38 (niveau onderkant damwand: NAP -9,6m) voldoen aan het heavecriterium op basis van een conservatieve beschouwing.
- Ter plekke van het gemaal en de inlaat, bij damwand 34 (niveau onderkant damwand: NAP -5,5m ) en 35 (niveau onderkant damwand: NAP -4,4m), zijn de damwanden korter dan damwand 33 en 38. De kortere damwanden voldoen niet aan het heavecriterium. Ook voldoet de maatgevende kwelweg niet op basis van het model van Lane. Wanneer de damwanden aan de binnenzijde worden vervangen met damwanden met een niveau onderkant op NAP -6,9 m, voldoet de situatie op het heavecriterium. Deze diepte kan nog geoptimaliseerd worden.

  Opgemerkt wordt dat op basis van het beschikbare grondonderzoek niet met zekerheid gesteld kan worden dat de situatie pipinggevoelig is. Om dit beter in beeld te brengen zijn in het onderzoek van Diseo een aantal boringen opgenomen aan de waterzijde van de damwanden (zowel kolk aan binnenzijde als kolk buitenzijde). Zodra dit onderzoek beschikbaar is, wordt de pipinggevoeligheid nader beschouwd.

**Tabel 1.6 Uitkomsten samengevat**

| | Heave | Lane |
|---|---|---|
| Damwand 36 - 33 | Voldoet | Voldoet |
| Damwand 36 - 34 | Voldoet niet | Voldoet niet |
| Damwand 37 - 35 | Voldoet niet | Voldoet niet |
| Damwand 37 - 38 | Voldoet | Voldoet |

## 2. REFERENTIES


[1] Schematiseringshandleiding piping kunstwerk, Rijkswaterstaat, 28 november 2019

[2] Stadsdijken Zwolle, Technische Uitgangspunten Notitie (TUN) Waterveiligheid, planuitwerkingsfase, Dijkteam Alliantie Zwolle, 07-10-2019

[3] Nadere Analyse veiligheidsprobleem Zwolle, Waterschap Groot Salland, 26-9-2014

[4] Ontwerpnota Voorkeursalternatief, Verkenning dijkversterking Stadsdijken Zwolle, Waterschap Drents Overijsselse Delta, 29-3-2017

[5] Impactanalyse Ontwerploop 1, Doc-ID: 1804499-00264, versie 1, Dijkteam Alliantie Zwolle, 28-6-2019

# Bijlage 15. Mailwisselingen ADO - Stadsdijken Zwolle

### 1. Probabilistisch bepalen HBN

**Van:** Alfons Smale <Alfons.Smale@deltares.nl>
**Verzonden:** maandag 16 september 2019 09:59
**Aan:** Jan Gruppen <JanGruppen@wdodelta.nl>
**CC:** Cor Bisschop <cor.bisschop@greenrivers.nl>
**Onderwerp:** RE: Stadsdijken Zwolle: vragen tav HR

Jan,
[..]. Heel beknopt antwoord op jouw vragen:

1. Het afleiden van een nieuwe rekenwaarde voor het kritieke overslagdebiet is een generieke aanpak. Bepaal met Riskeer de benodigde kruinhoogte (zichtjaar 2023). Bepaal met Hydra-NL het kritieke overslagdebiet voor zichtjaar 2023 leidend tot dezelfde kruinhoogte met dezelfde database en hetzelfde profiel.
2. Als golven en verandering afvoer geen rol spelen, en het dus door overloop gedomineerd wordt, dan kun je een inschatting krijgen door de meerpeilstijging bij de kruinhoogte op te tellen
   [..]

Kun je hiermee uit de voeten?
Alfons

**From:** Jan Gruppen <JanGruppen@wdodelta.nl>
**Sent:** 12 September 2019 10:25
**To:** Alfons Smale <Alfons.Smale@deltares.nl>
**Cc:** Jan Gruppen <JanGruppen@wdodelta.nl>
**Subject:** Stadsdijken Zwolle: vragen tav HR

Dag Alfons,

***even per mail een aantal, kan je nu niet telefonisch bereiken. Als het handig is en er gelegenheid is, kunnen we dit ook telefonisch bespreken***

Naar aanleiding van ons gesprek voor Stadsdijken bij KPR even een viertal vragen:

1. HBN bepaling 2070: volgens mij kunnen we gewoon dezelfde werkwijze als bij Zwolle-Olst aanhouden toch? Dat is: GEKB2023 vergelijken met HBN in Hydra voor een rekenkundige Q (tot ie zelfde hoogte heeft als GEKB2023). Met deze rekenkundige Q in HNL doorrekenen tot het zichtjaar 2070. Dit is dan je (vergelijkbare) probabilistische HBN in 2070.
2. Ik wordt even in verwarring gebracht doordat er vanuit het team hier de opmerking komt dat het ook zou kunnen: GEKB (of HBN met RT) voor 2023 + meerpeilstijging tot zichtjaar.
   [..]

Met vriendelijke groet,

**Jan Gruppen**
*Specialist Waterveiligheid*

Waterschap Drents Overijsselse Delta
Dokter van Deenweg 186, 8025 BM Zwolle
Postbus 60, 8000 AB Zwolle
T. (088) 233 14 42

## 2. Stormduur t.b.v. ontwerp bekleding

**From:** Jan Gruppen <JanGruppen@wdodelta.nl>
**Sent:** donderdag 6 februari 2020 10:22
**To:** Alfons Smale <Alfons.Smale@deltares.nl>
**Cc:** Visser, Marieke de (WVL) <marieke.de.visser@rws.nl>; Jan Gruppen <JanGruppen@wdodelta.nl>; Weijenborg, Arjan <a.weijenborg@fugro.com>
**Subject:** Stadsdijken Zwolle: stormduur

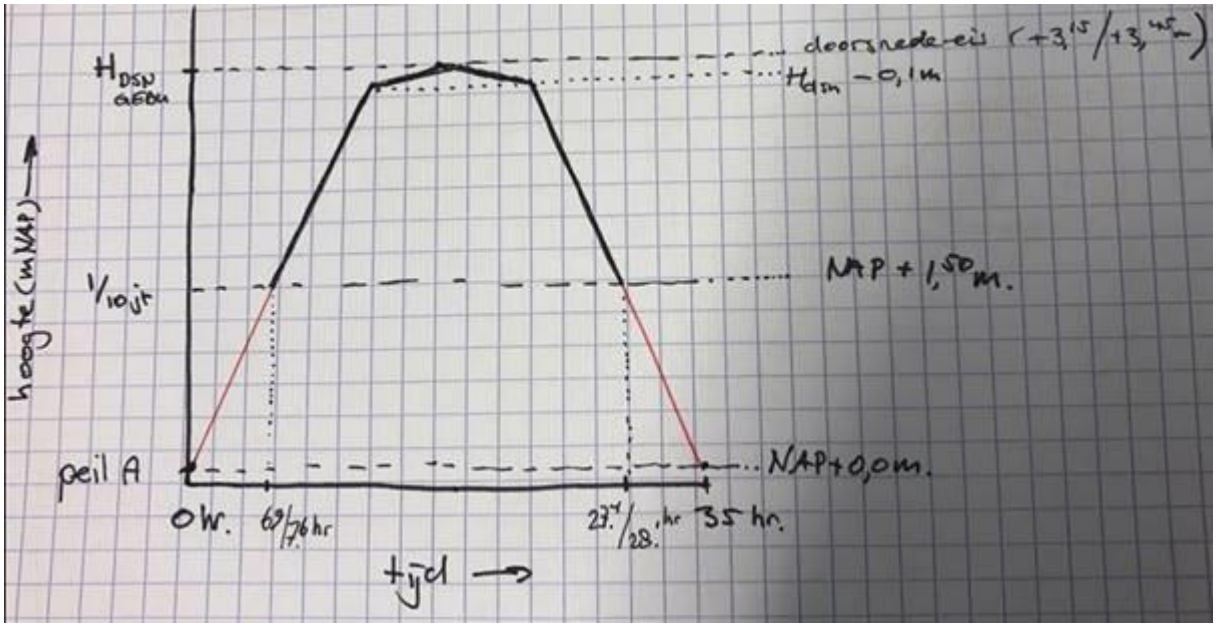
Beste Alfons, beste Marieke (cc),

Vanuit het project Stadsdijken Zwolle hebben we een vraag ten aanzien van de stormduur die we aan kunnen houden, i.r.t. het ontwerp van de bekleding.
Onderstaand is ons voorstel.

Mijn vraag aan Alfons:
- is de gedachtegang helder voor je?
- kun je je vinden in deze gedachtegang voor zover het deze locatie betreft?

Bedankt en vriendelijke groeten,
Jan Gruppen

Voorstel:
Hieronder in een plaatje weergegeven, en daaronder even puntsgewijs weergegeven. Onze voorgestelde belastingsduur en verloop is dan het zwarte lijntje hieronder.




belasting opgelegd op:

- bovengrens: $H_{dsn,GEBU}$: NAP+3,15 / +3,45 m
- ondergrens: 1/10 jr: NAP+1,5 m

Q-variant:

De Q-variant is doorgerekend vanaf NAP+1,5m tot een bovenwaarde van NAP+3,15 of +3,45 (al naar gelang van de berekende waarde van $H_{dsn,GEBU}$).

stormduur:

- cf. SHG: tabel 6.4; invloedsgebied IJsselmeer, 35 uur
- verloop: cf. figuur 6.1
- peil A, gemiddeld peil; ca. NA P+0,0 m
- peil B, $H_{dsn,GEBU}$: NAP+3,15 / +3,45 m

Dit resulteert in onderstaande opgelegde verloop t.a.v. de waterstand, waar we een Q-variant voor hebben berekend. Er is onderscheid voor de locaties waar een bovengrens van NAP+3,15 m en NAP+3,45m is aangehouden.

| tijd [uren] | H [m t.o.v. NAP] |
|---|---|
| 0,0 | 0,00 |
| 7,6 | 1,50 |
| 15,5 | 3,05 |
| 17,5 | 3,15 |
| 19,5 | 3,05 |
| 27,4 | 1,50 |
| 35,0 | 0,00 |

| tijd [uren] | H [m t.o.v. NAP] |
|---|---|
| 0,0 | 0,00 |
| 6,9 | 1,50 |
| 15,5 | 3,35 |
| 17,5 | 3,45 |
| 19,5 | 3,35 |
| 28,1 | 1,50 |
| 35,0 | 0,00 |

*Merk op: hoewel de stormduurverloop vanaf 0 uur een waarde heeft, begint de belasting pas vanaf respectievelijk 7,6 en 6,9 uur en duurt tot resp. 27,4 en 28,1 uur. SHG geeft dit aan (+1,5m komt overeen met de 1/10jr waterstand). Verder komt een belasting vanaf deze hoogte ook goed overeen met onze verwachting, dat tot een hoogte van +1,5m eigenlijk niet zo heel realistisch is dat er onder deze waarde noemenswaardige schade (i.r.t. waterveiligheid) ontstaat. Mede daarom staan we achter de keuze om de stormduurverloop van 35 uur af te kappen op deze hoogte vanaf NAP+1,50m.*

Met vriendelijke groet,

**Jan Gruppen**
*Specialist Waterveiligheid*

Drents Overijsselse Delta
uw waterschap

Waterschap Drents Overijsselse Delta
Dokter van Deenweg 186, 8025 BM Zwolle
Postbus 60, 8000 AB Zwolle
T. (088) 233 14 42

**Van:** Alfons Smale <Alfons.Smale@deltares.nl>
**Verzonden:** donderdag 27 februari 2020 13:44
**Aan:** jangruppen@wdodelta.nl
**CC:** Visser, Marieke de (WVL) <marieke.de.visser@rws.nl>; Weijenborg, Arjan <a.weijenborg@fugro.com>
**Onderwerp:** RE: Stadsdijken Zwolle: stormduur

Beste Jan,

We hebben naar jullie vraag gekeken en daar onderstaand antwoord voor opgesteld. Hopelijk kunnen jullie hiermee uit de voeten. Mochten er nog vragen zijn dan hoor ik dat graag.
Alfons

In onderstaande mail heeft WDOD een voorstel gedaan voor de te hanteren stormduur voor GEBU berekeningen. Het voorstel is om als basis 35 uur te kiezen en deze af te kappen op de onderschrijding van de 1/10 jaar waterstand. De argumentatie voor het afkappen van het stormverloop voor lagere waterstanden lijkt ons reëel, omdat er na falen van de (gras) bekleding nog veel reststerkte over blijft (het betreft immers de basis van de dijk). Hierbij geldt natuurlijk dat deze reststerkte wel daadwerkelijk beschikbaar moet zijn (en dat het dus geen zanddijk zou mogen zijn).

We zien wij nog een ander aandachtspunt. Dit betreft de te hanteren totale stormduur, waar nu als basis (conform schematiseringshandleiding gras) een duur van 35 uur wordt gehanteerd. Deze duur hoort bij gebeurtenissen welke echt storm gedomineerd zijn (windsnelheden ver boven dagelijkse omstandigheden). Voor het gebied waar jullie naar kijken geldt dat de belasting echter niet alleen wordt gevormd door zware windcondities, maar ook kan bestaan uit een hoog meerpeil en milde windcondities. Met name deze milde windcondities kunnen nadrukkelijk langer aanhouden dan 35 uur. Wij bevelen aan om na te gaan welk soort gebeurtenis van belang is voor jullie project (kan locatie afhankelijk zijn) en op basis daarvan na te gaan of de duur van 35 uur (geassocieerd met hoge windsnelheden) terecht is.

# Bijlage 16. Watersysteemanalyse

In deze bijlage is een analyse van de illustratiepunten uitgevoerd. Een illustratiepunt is het punt dat de grootste faalkansbijdrage levert. In eerste instantie is de focus van de analyse op het beoordelings-spoor GEKB. Doel van deze analyse van de illustratiepunten is om de dominante invloeden op de faalkans voor het deelmechanisme GEKB te identificeren. Op basis van dit inzicht is vervolgens een indeling van deelgebieden gemaakt waarvoor de kritieke waarde voor het overslagdebiet is bepaald.

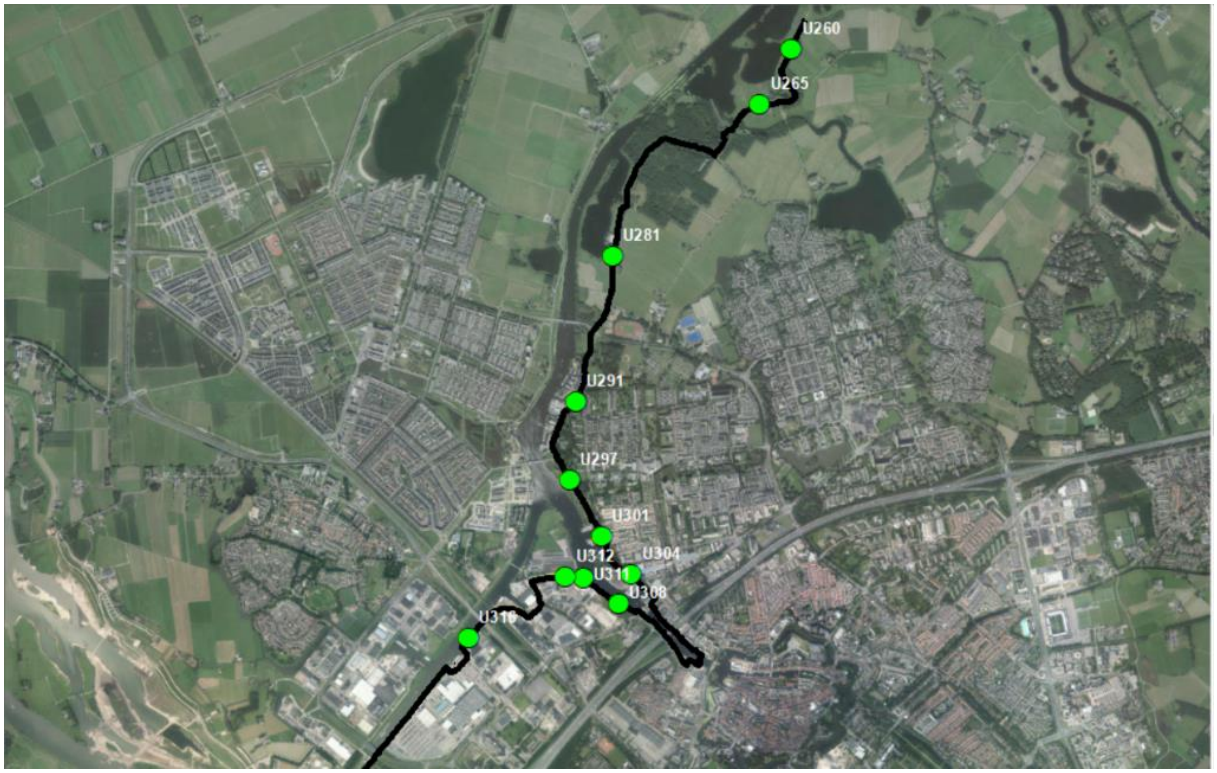
## B16.1 Uitgangspunten

### B16.1.1 Software en hydraulische randvoorwaarden database

De analyse van de illustratiepunten is uitgevoerd met Ringtoets, versie 18.1.1.3, omdat hier een volledig probabilistische berekening kan worden uitgevoerd. Er is gebruik gemaakt van de hydraulische randvoorwaarden database “WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite”.

### B16.1.2 Locaties

De analyse is uitgevoerd voor 11 uitvoerpunten binnen het projectgebied (zie Figuur B16.1-1). De geselecteerde locaties zijn bepaald door eerst het traject op te knippen op basis van oriëntatie, en vervolgens voor elk van de relevante oriëntaties 1 of 2 willekeurige uitvoerpunten te berekenen. Voor een systeemanalyse is willekeurige keuze te verantwoorden, gezien het systeemniveau groot is en lokale verschillen (op uitvoerpuntniveau) dus niet relevant zijn voor analyse om systeemniveau.




**Figuur B16.1-1 Locaties illustratiepuntenanalyse (U-codering staat voor nummer van uitvoerpunt)**

### B16.1.3 Geometrie

Er is uitgegaan van een uniform profiel met een helling van 1v:3h en een kruinhoogte van NAP+3,0 m. Alleen de oriëntatie is verschillend. Het gebruik van een uniform profiel is passend voor een systeemanalyse, gezien een uniform profiel voorkomt dat lokale geometrische invloeden invloed kunnen uitoefenen op de berekeningsresultaten.

### B16.1.4 Sterkteparameters gras
Er is uitgegaan van de default waarden uit het WBI voor een gesloten zode op klei. Hiervoor geldt een verwachtingswaarde van 225 l/s/m' en een standaardafwijking van 250 l/s/m'. Dit conform aanbeveling van KPR en uitgangspunt conform Technische Uitgangspunten (TUN) [1].

### B16.1.5 Zichtjaar
Het is met Ringtoets alleen mogelijk om te rekenen voor 2023. De systeemanalyse is daarom uitgevoerd voor dit zichtjaar.

### B16.1.6 Omgang met onzekerheden
Binnen het WBI worden onzekerheden als stochast meegenomen. Er worden hierbij twee bronnen van onzekerheid onderscheiden, namelijk statistische onzekerheid (van de parameter, als gevolg van bijv. ruimtelijke variabiliteit) en modelonzekerheid (als gevolg van het maken van een predictie door een model). Voor de statistische onzekerheid worden de onzekerheid van het debiet van de Vecht (meting bij Dalfsen), de onzekerheid over de waterstand en de onzekerheid omtrent de windsnelheid meegenomen. Met betrekking tot de modelonzekerheid worden twee stochasten onderscheiden, namelijk de modelonzekerheid voor de predictie van de waterstand en de modelonzekerheid voor de predictie van de golfparameters (hoogte, periode).

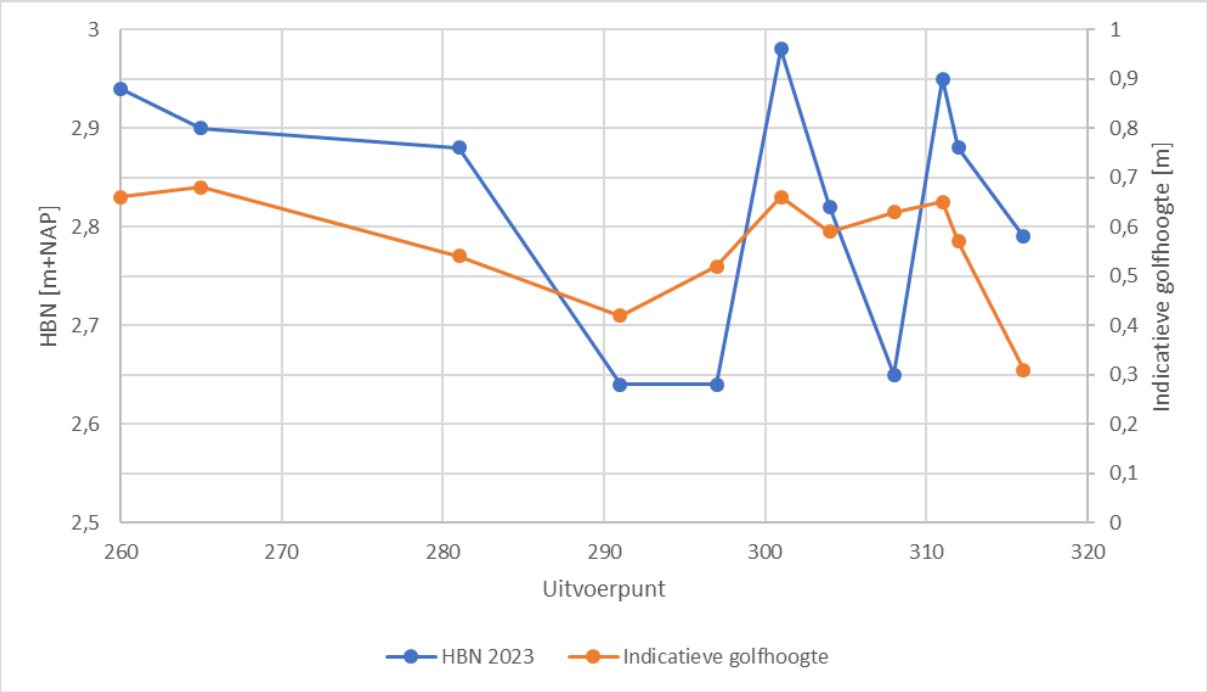
## B16.2 Resultaten

### B16.2.1 Afhankelijkheid windgolven
Het berekende HBN en aanvullende informatie uit de illustratiepunten is weergegeven in Tabel B1.2-1.
De indicatieve golfhoogte kan worden geïnterpreteerd als een benadering van de golfhoogte die hoort bij het aandeel van de golf in het HBN in het illustratiepunt. Tevens is de maatgevende windrichting in het illustratiepunt bepaald. Door deze te vergelijken met de oriëntatie van het dijklichaam (onder de aanname dat de golfrichting gelijk is aan de windrichting) kan een indruk worden verkregen van de afhankelijkheid van het HBN van de windgolven.

**Tabel B16.2-1 Berekend HBN en maatgevende windrichting**

| Locatie | HBN [m+NAP] | Indicatieve golfhoogte [m] | Maatgevende windrichting | Oriëntatie dijklichaam |
|---|---|---|---|---|
| U260 | 2,94 | 0,66 | WNW | NNW |
| U265 | 2,90 | 0,68 | NW | NNW |
| U281 | 2,88 | 0,54 | NW | WNW |
| U291 | 2,64 | 0,42 | WNW | WNW |
| U297 | 2,64 | 0,52 | WNW | WZW |
| U301 | 2,98 | 0,66 | WNW | WZW |
| U304 | 2,82 | 0,59 | NW | ZW |
| U308 | 2,65 | 0,63 | NW | NO |
| U311 | 2,95 | 0,65 | NW | NNO |
| U312 | 2,88 | 0,57 | NW | N |
| U316 | 2,79 | 0,31 | WNW | NW |

Uit vergelijking van het HBN met golfgegevens volgt een duidelijke correlatie (zie Figuur B16.2-1). Het verloop van het HBN dat wordt gevonden is volgt het verloop van de indicatieve golfhoogte. Dit is niet het geval voor uitvoerpunt 308, dat vrijwel haaks op de maatgevende windrichting is georiënteerd.




**Figuur B16.2-1 Relatie tussen HBN en indicatieve golfhoogte**

### B.16.2.2 Invloedsfactoren

Om het relatieve effect van de verschillende invloeden uit hoofdstuk 1.2 te kunnen bepalen zijn in Tabel 7—1 de invloedsfactoren voor de verschillende stochasten uitgewerkt. Dit zijn de invloedsfactoren α die de relatie tussen de waarde van de parameter i in het ontwerppunt $X_i$ relateren aan de kansdichtheidsverdeling ($\mu_i, \sigma_i$) en de betrouwbaarheidsindex β: $X_i = \mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i$.

**Tabel 7—1 Invloedsfactoren ($\alpha^2$) per stochast per locatie**

| Locatie | $Q_{vecht}$ Dalfsen | $U_{10}$ Schiphol | MP IJsselmeer |
|---|---|---|---|
| U260 | 2,5 % | 16,0% | 41,5% |
| U265 | 2,5 % | 14,0% | 45,2% |
| U281 | 2,1 % | 17,1% | 43,5% |
| U291 | 2,3 % | 8,6% | 55,9% |
| U297 | 2,8 % | 6,0% | 57,4% |
| U301 | 2,0 % | 27,7% | 34,8% |
| U304 | 1,5 % | 20,4% | 41,7% |
| U308 | 1,7 % | 11,9% | 44,9% |
| U311 | 2,6 % | 14,7% | 43,5% |
| U312 | 2,3 % | 13,5% | 47,6% |
| U316 | 2,3 % | 6,2% | 47,6% |

Uit tabel 3 kan worden geconcludeerd dat het meerpeil van het IJsselmeer dominant is voor de bepaling van het HBN, omdat voor vrijwel alle onderzochte locaties volgt dat de probabilistische berekening veruit het meest gevoelig is voor een variatie in de waarde van deze stochast.
Dit kan worden verklaard door de faalkansbijdrage van het falen van de Ramspolkering. De werking van deze kering is een kansverdeling met 2 scenario's, namelijk:

1. gesloten volgens sluitingsprotocol
2. gefaalde kering

De grootste faalkansbijdrage wordt voor alle uitvoerpunten geleverd door het scenario dat de Ramspolkering is gefaald. Dit scenario heeft een faalkansbijdrage die ca. 25-50 keer hoger is dan het scenario waarbij de Ramspolkering is gesloten volgens het sluitingsprotocol. Dit verklaart de dominante bijdrage van het IJsselmeerpeil aan het berekende HBN.

Alleen ter plaatse van de locaties U301 en U302 wordt een grotere invloed voor de windsnelheid gevonden. Dit kan worden verklaard omdat er voor deze locaties een significante strijklengte aanwezig is voor de dominante windrichting en dus hogere golfgroei mogelijk is.

De invloed van de afvoer van de Vecht op het berekende HBN is zeer klein (maximaal ca. 2-3%). Geconcludeerd kan worden dat het systeem storm-gedomineerd is (want IJsselmeerpeil en golfbelasting zijn beide direct gerelateerd aan stormgebeurtenis).

**B16.3.Conclusie**
Er is een systeemanalyse uitgevoerd middels analyse van illustratiepunten die volgen uit GEKB berekeningen. om de dominante invloeden op de faalkans voor het deelmechanisme GEKB te kunnen identificeren.

Uit de analyse volgt:

- dat het IJsselmeerpeil in combinatie met een gefaalde Ramspolkering de grootste bijdrage levert aan de faalkans dat het systeem bijgevolg als storm-gedomineerd kan worden beschouwd
- dat bij strekkingen waar in NW-richting een grotere strijklengte aanwezig is de invloed van de windsnelheid hoger is en het HBN lokaal hoger is.

Op basis hiervan wordt voorgesteld om drie deelgebieden te onderscheiden waarvoor het maximaal toelaatbaar overslagdebiet dient te worden vastgesteld:

- Deelgebied 1, omvat deeltrajecten 1 t/m 2b, welke georiënteerd zijn in windrichting NW tot N, maar waarbij de strijklengte relatief beperkt is. Achterland bestaat hier voornamelijk uit industrie.
- Deelgebied 2, omvat deeltrajecten 2c t/m 3, welke haaks op de maatgevende windrichting zijn georiënteerd en de strijklengte dus zorgt voor langsstroming tijdens een maatgevende storm vanuit windrichting WNW of NW en dus geen tot beperkte overslag plaatsvindt.

Deelgebied 3, omvat deeltrajecten 4 en 5, waarvan deeltrajecten 4c t/m 5b in de maatgevende stormrichting georiënteerd zijn en een beperkte strijklengte hebben, en waarbij 4a t/m 4b meer WZW georiënteerd zijn maar waarbij wel een grotere strijklengte in de richting van de maatgevende stormrichting aanwezig is, zodat toch significante overslag zal optreden.

# Bijlage 17. Achtergrondrapportage STBU

Drents Overijsselse Delta

uw waterschap

Dijkteam ZWOLLE



# Stadsdijken Zwolle

## Achtergrondrapport STBU

[Doc ID]

Dijkteam Zwolle is een samenwerking van: Drents Overijsselse Delta & Dura Vermeer & Ploegam, ondersteund door Tauw, Fugro en H+N+S+

**Projectgegevens**

Het Dijkteam Zwolle is een samenwerkingsverband tussen het Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) en de Dijk alliantie Zwolle (DAZ) voor de planuitvoeringsfase van project Stadsdijken Zwolle.

Referentie Waterschap Drents Overijsselse Delta: HWBP Stadsdijken Zwolle
Kenmerk Waterschap Drents Overijsselse Delta: Z/18/016154-85369

| **Dijkteam Zwolle** | **Opdrachtgever: Waterschap Drents Overijsselse Delta** | **Opdrachtnemer: Dijk Alliantie Zwolle** |
|---|---|---|
| Bezoek- en postadres | Postadres | Postadres |
| Dokter van Deenweg 162 | Postbus 60 | Postbus 111 |
| 8025 BM Zwolle | 8000 AB Zwolle | 2130 AC Hoofddorp |
| | Contactpersoon: dhr. P. Staats | Contactpersoon dhr. R. Lormans |

Werkpakket

Object

Activiteittype

| Opgesteld:<br>J. Gruppen<br>M. Hop<br><br>Projectrol:<br>Specialisten waterveiligheid | | Gecontroleerd:<br>A. Pool<br><br>Projectrol:<br>Sr. Waterveiligheids-deskundige | | Geautoriseerd:<br>R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | | Geautoriseerd:<br>P. Staats<br><br>Projectrol:<br>Dijkteammanager | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | |
| Datum: | | Datum: | | Datum: | | Datum: | |

## Documenthistorie

| Versie | Datum | Toelichting |
|---|---|---|
| 1.0 | 2-9-2020 | Eerste definitieve versie |
| 2.0 | 2-10-2020 | Aanpassingen n.a.v. review Waterschap |
| 3.0 | 13-10-2020 | Aanpassingen n.a.v. 2e review Waterschap |

## Distributielijst

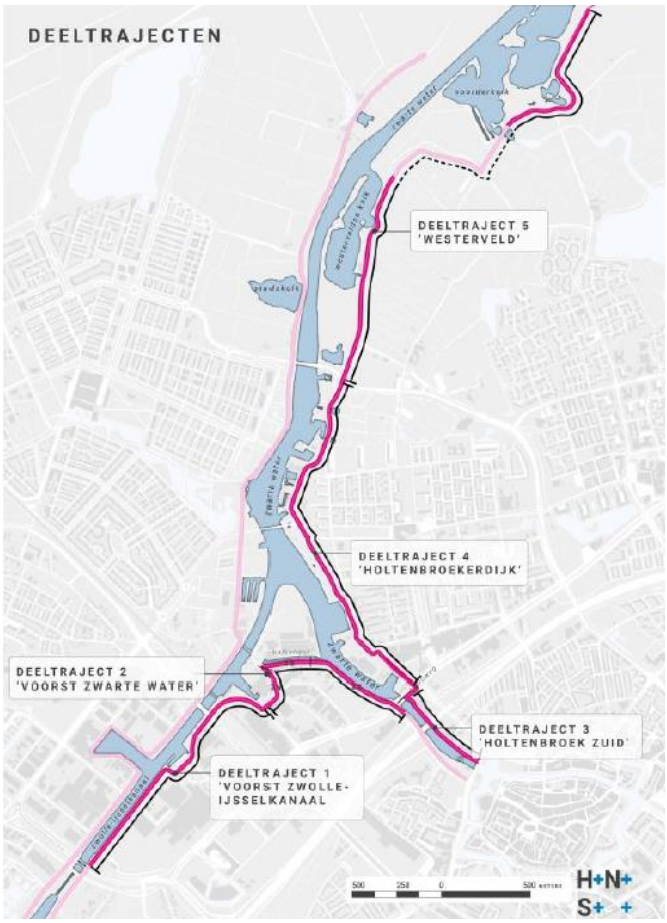
| organisatie | Projectrol | aantal | Analoog (ja/nee) |
|---|---|---|---|
| Dijkteam | | | |
| | | | |

# Inhoudsopgave


1. Inleiding ..... 4
   1.1 Aanleiding ..... 4
   1.2 Doel van dit rapport ..... 4
   1.3 Leeswijzer ..... 5
2. Standaardwerkwijze ..... 6
   2.1 Uitgangspunten ..... 6
   2.2 Resultaten ..... 7
3. Aanscherping standaardwerkwijze ..... 8
   3.1 Inleiding ..... 8
   3.2 Sterkteparameters ..... 8
   3.3 Faalkans-eis ..... 8
   3.4 Aanscherpen faalkans-eis ..... 9
   3.5 Aanscherpen freatische lijn ..... 11
   3.6 Resultaten ..... 12
4. Faalpadanalyse ..... 13
   4.1 Inleiding ..... 13
   4.2 Faalpad STBU ..... 13
   4.3 Profiel DT1a ..... 14
   4.4 Profiel DT2b Heterogeen ..... 24
5. Conclusies & Aanbevelingen ..... 27
   5.1 Conclusies ..... 27
   5.2 Aanbevelingen ..... 27
6. Referenties ..... 28

# 1. Inleiding

De derde landelijke toetsronde heeft uitgewezen dat een groot deel van het traject Stadsdijken Zwolle (HWBP-projectnummer 15E) niet voldoet aan de in de Waterwet vastgelegde veiligheidsnorm. Daarom is het traject vervolgens opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Beheerder Waterschap Drents Overijsselse Delta (WDODelta) heeft de opgave om de afgekeurde delen van het traject op orde te brengen. Daarvoor heeft WDODelta in 2016 en 2017 de verkenningsfase voor dijkversterking Stadsdijken Zwolle doorlopen, met als resultaat een vastgesteld voorkeursalternatief (VKA). Nu bevindt het project zich in de volgende fase: de planuitwerkingsfase.




Het traject binnen het HWBP-project Stadsdijken Zwolle omvat de waterkering aan de zuidzijde langs het Zwolle-IJsselkanaal, vanaf de Spoolderssluis (hectometer 53-46.8), via keersluis Zwolle, tot aan hectometer 53-95.2+50m aan de oostzijde van het Zwarte Water nabij de Noorderkolk.

## 1.1 Aanleiding

Voor dijkversterking Stadsdijken Zwolle moet conform het OI2014v4 de stabiliteit van het buitentalud aangetoond worden. In het VKA is een ontwerp opgenomen met een buitentalud van 1v:3h. Uit de ontwerpberekeningen bij het VKA volgt dat over een groot gedeelte van het traject een talud van 1v:3h niet voldoende stabiel is en dat er aanvullende maatregelen benodigd zijn, zoals een flauwer buitentalud, een buitenberm of het toekennen van meer cohesie. In de planuitwerkingsfase zijn verschillende uitgangspunten en het ontwerp aangescherpt. In deze rapportage worden de verschillende analyses gepresenteerd.

## 1.2 Doel van dit rapport

In dit rapport wordt de buitenwaartse stabiliteit van het grondontwerp voor Stadsdijken Zwolle nader beschouwd. Er is gebruik gemaakt van de standaardwerkwijze conform het OI2014v4, geavanceerde analyses conform KPR en faalpadanalyses. Hierbij wordt geen rekening gehouden met de buitenwaartse stabiliteit ter plaatse van langsconstructies.

## 1.3 Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de resultaten van de standaardwerkwijze toegelicht. De resultaten na aanscherping van de standaardwerkwijze zijn beschreven in hoofdstuk 3. De uitkomsten van de faalpadanalyse zijn gepresenteerd in hoofdstuk 4. De conclusies en aanbevelingen zijn opgenomen in hoofdstuk 5.

# 2. Standaardwerkwijze

In dit hoofdstuk wordt de buitenwaartse stabiliteit conform de standaardwerkwijze van het OI2014v4 beschouwd. Hierbij worden de resultaten van de optimalisatie van de freatische lijn toegepast en vergeleken met de resultaten zonder optimalisatie.

## 2.1 Uitgangspunten

### Stabiliteitseis

De uitgangspunten worden conform de TUN toegepast. De stabiliteitseis is bepaald aan de hand van de model-, schematisering- en schadefactoren. Voor STBU wordt er gebruik gemaakt van de standaard faalkansruimte van macrostabiliteit binnenwaarts (0,04) conform OI2014v4. Daarnaast wordt de factor “kans op instabiliteit na afschuiving van 10%” toegepast wat leidt tot een doorsnede-eis van 1/1.189.175 per jaar ($5{,}29 \cdot 10^{-6}$). De bijbehorende schadefactor bedraagt 1,07. De schematiseringsfactor is niet voor STBU afgeleid. Voor STBU is de schematiseringsfactor voor drie profielen bepaald, zie bijlage 9 . Uit de analyse volgt een schematiseringsfactor van 1,05. Samen met de modelfactor (1,06) leidt dit tot een stabiliteitseis van 1,19, zie tabel 2-1.

**Tabel 2-1 Afleiden vereiste stabiliteitsfactor voor stabiliteit buitenwaarts**

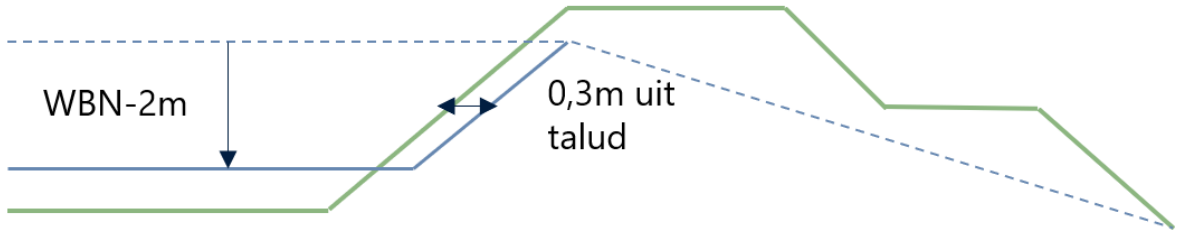
| Schadefactor | Schematiseringsfactor | Modelfactor | Stabiliteitseis |
|---|---|---|---|
| 1,07 | 1,05 | 1,06 | **1,19** |

### Geometrie

Per deeltraject is de maatgevende geometrie gekozen als profiel, de werkwijze staat beschreven in [12]. Voor het ontwerp is uitgegaan van een buitentalud van 1v:3h. In deze analyses is geen rekening gehouden met langsconstructies.

### Hydraulische randvoorwaarden

Voor de val na hoogwater is voor de buitenwaterstand uitgegaan van WBN – 2m, dit uitgangspunt is uit het VKA overgenomen. Het WBN langs het traject loopt van NAP+2,7 tot NAP+2,94. Dit houdt in dat een val van 2m resulteert in een buitenwaterstand van NAP+0,7 tot 0,94m. Voor de freatische waterstand in de dijk is het verloop voor STBI aangehouden. De waterstand is 0,3m horizontaal uit het talud aangehouden. Het verloop is schematisch weergegeven in figuur 2-1.




**Figuur 2-1 Verloop freatische lijn STBU**

In paragraaf 3.5 is de freatische lijn geoptimaliseerd en is dit uitgangspunt aangescherpt. Hiervoor is de doorlatendheid van de klei(bekleding/kernamteriaal) bepaald en doormiddel van PLAXIS(plaxflow) analyses een nieuwe schematisatie van de freatische lijn opgesteld afhankelijk van het kernmateriaal (zand, klei,heterogeen). Hiervoor is een grotere val gehanteerd van buitenwaterstand(NAP+2,7 tot NAP+2,94) tot ca. NAP+0,0 m, dit resulteert in een grotere val. Echter de schematisatie van de

freatische lijn in het dijklichaam is gunstiger t.o.v. de schematisatie zoals is gehanteerd in het VKA. Hierdoor is er netto een gunstig effect op de stabiliteit.

### Verkeersbelasting

Conform de TUN is er gerekend met een bovenbelasting van 13,3 kN/m[1] over een breedte van 2,5 m direct aan de buitenkruinlijn. Daarnaast is gerekend met een spreidingshoek van 26 graden en een aanpassingspercentage van de ondergrond van 0%.

## 2.2 Resultaten

In tabel 2-2 zijn de resultaten weergegeven van de analyses. In totaal zijn er 13 dijksecties beschouwd. Deeltrajecten 2C t/m 3B zijn niet beschouwd omdat op deze locaties een langsconstructie toegepast wordt. Van de 13 deeltrajecten zijn 8 deeltrajecten onvoldoende stabiel voor STBU. Vooral in deeltrajecten 1A en 2B zijn zeer lage (0,63-0,71) stabiliteitsfactoren te vinden.

**Tabel 2-2 resultaten stabiliteitsberekeningen STBU**

| locatie | | SF (eis 1,19) |
|---|---|---|
| 1A-Zuid | 325 | 0,67 |
| 1A-Noord | 1275 | 0,71 |
| 1B | 1775 | 1,40 |
| 2A | Zie 1B | |
| 2B | 2275 | 0,63 |
| 2C | n.v.t. langsconstructie | |
| 2D | n.v.t. langsconstructie | |
| 3A | n.v.t. langsconstructie | |
| 3B | n.v.t. langsconstructie | |
| 4A | 4475 | 0,97 |
| 4B | 4825 | 1,08 |
| 4C | 5100 | 0,96 |
| 4D | 5625 | 0,94 |
| 5A-Zuid | 6775 | 1,33 |
| 5A-Noord | 7550 | 1,16 |
| 5B-Zuid | 8675 | 1,44 |
| 5B-Noord | 9350 | 1,37 |

Om toch een voldoende oordeel voor deze profielen te vinden, worden in de volgende hoofdstukken verschillende optimalisaties en geavanceerde analyses toegepast.

# 3. Aanscherping standaardwerkwijze

In voorgaand hoofdstuk is STBU beschouwd conform de standaardwerkwijze uit het OI2014v4. Uit de resultaten volgt dat er een aantal trajecten niet voldoende stabiel zijn. Om toch tot een voldoende oordeel te komen, zijn in dit hoofdstuk verschillende optimalisaties onderzocht.

## 3.1 Inleiding

De meeste profielen voldoen niet in de standaard werkwijze (zie tabel 2-2). Echter, de berekende resultaten komen niet overeen met de verwachtingen en met expert-judgement, omdat veel dijken taluds van 1v:3h hebben en buitenwaartse instabiliteit bij dijken nauwelijks wordt waargenomen. Dit verschijnsel, dat de STBU niet voldoet bij een ontwerp met taluds van 1 op 3, is breder bekend.

Om deze reden is er een maatwerkanalyse uitgevoerd om realistischer te kunnen bepalen wat de werkelijke veiligheid van het ontwerp is. Hiervoor zijn de volgende optimalisaties onderzocht:

- sterkteparameters;
- faalkans-eis;
- aanscherpen faalkans-eis;
- optimalisatie freatische lijn.

## 3.2 Sterkteparameters

Bij het toepassen van het CSSM model wordt er geen gebruik gemaakt van cohesie. Dit zorgt dat in de gedraineerde lagen weinig sterkte aanwezig is. Het afwezig zijn van cohesie komt niet overeen met de verwachtingen en expert judgement. Om toch cohesie mee te kunnen nemen, zou de proevenverzameling opnieuw beoordeeld moeten worden. Dit is hier niet beschouwd en hangt samen met het spoor STBI.

Er wordt momenteel nog laboratoriumonderzoek voor het project Stadsdijken Zwolle uitgevoerd. Hierin wordt ook extra onderzoek gedaan naar de sterkte van het dijksmateriaal. Dit levert mogelijk een hogere sterkte op, bijvoorbeeld een betere karakteristieke waarde door een groter aantal proeven (kleinere student-t factor bij gelijke gemiddelde waarde).

## 3.3 Faalkans-eis

In de standaardwerkwijze voor STBU wordt voor de faalkanseis een voorwaardelijke kans op een overstroming gegeven STBU van 10% toegepast. Dit houdt in dat er een kans van 10% is dat de waterkering niet binnen de herstelperiode hersteld kan worden en dat er bij het volgende hoogwater een overstroming optreedt.

Om de gevoeligheid van deze parameter te onderzoeken zijn er twee situaties onderzocht: een voorwaardelijk kans op falen gegeven instabiliteit van 1% en 0,1%. De resulterende vereiste stabiliteitsfactor is weergegeven in tabel 3-1.

**Tabel 3-1 Voorwaardelijke faalkans-eis**

| $P_{eis,dsn,\ STBI}$ [$jr^{-1}$] | voorwaardelijke kans STBU | $P_{eis,dsn,\ STBU}$ [$jr^{-1}$] | $\gamma_{n,STBU}$ *1 [-] | opmerking |
|---|---|---|---|---|
| 1/1.891.650 | 10% | 1/189.165 | 1,19 | standaard werkwijze |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1/1.891.650 | 1% | 1/18.916,5 | 1,10 | uitgaande van een voorwaardelijke kans van 1% i.p.v. 10% |
| 1/1.891.650 | 0,1% | 1/1.891,65 | 1,00 | uitgaande van een voorwaardelijke kans van 0,1% i.p.v. 10% |

*[*1]: incl. modelfactor (1,06) en schematiseringsfactor (1,05)*

Zoals te zien in bovenstaande tabel neemt de eis af van 1,19 naar 1,00 bij het toepassen van een voorwaardelijke kans van 0,1%. In tabel 3-2 zijn de resultaten van de stabiliteitsanalyses vergeleken met bovenstaande resultaten. Geconcludeerd kan worden dat bij het verlagen van de kans naar 1% geen extra profielen goed gekeurd worden. Pas bij het toepassen van een kans van 0,1% worden er twee profielen goedgekeurd.

**Tabel 3-2 Resultaten voorwaardelijke faalkans-eis**

| locatie | SF[*1] | $SF_{eis}$[*2] | 1%[*3] | 0,1%[*4] |
|---|---|---|---|---|
| 1A, dp 325 | 0,67 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 1A, dp1275 | 0,71 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 1B, dp 1775 | 1,40 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 2B, dp 2275 | 0,63 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 2B, dp 2275 (2400) | 0,74 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 4A, dp 4475 | 0,97 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 4B. dp 4825 | 1,08 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 4C, dp 5200 | 0,96 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 4D, dp 5625 | 0,94 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 5A1, dp 6775 | 1,33 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 5A2, dp 7550 | 1,16 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 5B1, dp 8675 | 1,44 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |
| 5B2, dp 9350 | 1,37 | 1,19 | 1,10 | 1,00 |

*[*1]: Berekende stabiliteit voor val na hoogwater, incl. verkeersbelasting*

*[*2]: de eis t.a.v. stabiliteit bij standaard aanpak (10% van STBI faalkanseis)*

*[*3]: In dit geval wordt een voorwaardelijk kans van 1% aangehouden op een tweede hoogwater na afschuiving (i.p.v. 10%)*

*[*4]: In dit geval wordt een voorwaardelijke kans van 0,1% aangehouden op een tweede hoogwater na afschuiving(i.p.v. 10%)*

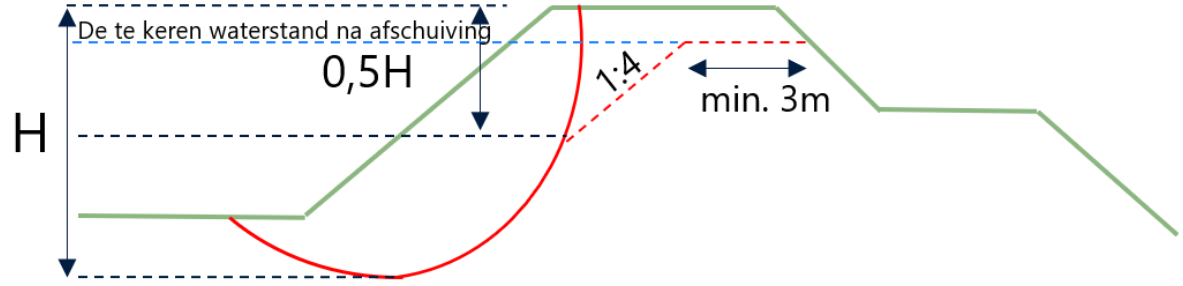
## 3.4 Aanscherpen faalkans-eis

Conform de KPR factsheet [1] is er een mogelijkheid tot het aanscherpen van de faalkanseis. Hierbij wordt in overleg met de dijkbeheerder gekeken of na een afschuiving nog voldoende tijd is voor herstel. Door dit voor een aantal scenario's te onderzoeken, kan de faalkanseis aangescherpt worden. Deze analyse is een eerste stap in een volledige faalpadanalyse. In deze analyse wordt alleen gekeken naar het kunnen keren van een bepaalde buitenwaterstand en wordt er geen rekening gehouden met het effect op STBI, GEBU en GEKB. In hoofdstuk 4 worden deze effecten in een faalpadanalyse meegenomen.

Uit de analyse uitgevoerd in paragraaf 3.3 volgt dat het mogelijk is om de faalkans eis aan te scherpen door de kans op geen herstel voor een hoogwater na een buitenwaartse afschuiving te wijzigen. In onderstaande analyse wordt beschouwd welke kans( $P_{f|instabiliteit}$ ) benodigd is om een talud van 1:3 goed te keuren. Hiervoor zijn de volgende stappen doorlopen:

1. De huidige veiligheidsfactor van het ontwerp wordt teruggerekend naar een faalkans
2. De verhouding tussen de wettelijk vereiste faalkans en de faalkans berekend in stap 1 is de terugkeertijd van het tweede hoogwater die nog gekeerd moet kunnen worden door het restprofiel
3. Op basis van de glijcirkel uit stap 1 wordt een restprofiel bepaald:
    a. aangenomen wordt dat de waterstand behorende bij de halve hoogte van de afschuiving (0,5H) nog gekeerd kan worden zonder herstel-of noodmaatregelen.
    b. vanaf de halve hoogte van de afschuiving wordt een lijn 1v:4h getrokken
    c. het restprofiel heeft een minimale kruinbreedte van 3m
4. De kruinhoogte die behoort bij het restprofiel bepaald in stap 3 wordt getoetst aan de buitenwaterstand die volgt uit de benodigde terugkeertijd bepaald in stap 2. Indien de vereiste waterstand hoger is dan de kruinhoogte voldoet het profiel niet

De werkwijze die gehanteerd is bij het bepalen van het restprofiel is schematisch weergegeven in figuur 3-1




**Figuur 3-1 Restprofiel na buitenwaartse afschuiving**

In tabel 3-3 zijn de resultaten van deze analyse weergegeven. In de tweede kolom is de berekende veiligheidsfactor weergeven. Met de standaardformules uit het OI2014v4 zijn deze veiligheidsfactoren vertaald naar een bijbehorende doorsnede-eis (kolom 3). Om toch te kunnen voldoen aan de doorsnede eis van 1/189.165 per jaar is de voorwaardelijke kans, gegeven een buitenwaartse instabiliteit, bepaald in kolom 4. Bij deze voorwaardelijke kans is een bijbehorend waterpeil bepaald uit de terugkeertijden voor hoogwater, deze zijn bijgevoegd in bijlage 3

**Tabel 3-3 Resultaten aangescherpte faalkans-eis**

| locatie | SF[*3] | terugkeertijd behorend bij SF [/jaar] | bijbehorende voorwaardelijke kans hoogwater[/jaar] | bijbehorend te keren waterpeil [m. t.o.v. NAP] | Resultaat |
|---|---|---|---|---|---|
| 1A, dp 325[*1] | 0,67 | 1/10 | 1/18973 | 3,14 | voldoet niet |
| 1A, dp1275[*1] | 0,71 | 1/16 | 1/12168 | 3,08 | voldoet niet |
| 1B, dp 1775[*1] | 1,40 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | voldoet |
| 2B, dp 2275[*2] | 0,63 | 1/7 | 1/28207 | 2,93 | voldoet niet |
| 2B, dp 2275[*2] (2400) | 0,74 | 1/22 | 1/8446 | 2,77 | voldoet |
| 4A, dp 4475*2 | 0,97 | 1/956 | 1/198 | 2,25 | voldoet |
| 4B. dp 4825[*2] | 1,08 | 1/10683 | 1/18 | 1,80 | voldoet |
| 4C, dp 5200[*2] | 0,96 | 1/783 | 1/242 | 2,29 | voldoet. |
| 4D, dp 5625[*2] | 0,94 | 1/531 | 1/356 | 2,36 | voldoet. |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 5A1, dp 6775*2 | 1,33 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | voldoet |
| 5A2, dp 7550*2 | 1,16 | 1/80.019 | 1/2.4 | 1,70 | voldoet |
| 5B1, dp 8675*2 | 1,44 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | voldoet |
| 5B2, dp 9350*2 | 1,37 | n.v.t. | n.v.t. | n.v.t. | voldoet. |

*1: *hoge deel*

*2: *lage deel*

*3: *val na hoogwater, incl. verkeersbelasting*

Uit de resultaten weergegeven in tabel 3-3 volgt dat op basis van de gehanteerde methode een groot gedeelte van de profielen goedgekeurd worden. De profielen 1A en 2B voldoen nog niet bij deze methode. Hierbij moet vermeldt worden dat de hierboven gehanteerde methode een gesimplificeerde versie is van een faalkansanalyse waarin niet alle mogelijk aspecten zijn meegenomen.

## 3.5 Aanscherpen freatische lijn

De schematisatie van de freatische lijn bij STBU is van grote invloed op de berekende stabiliteitsfactor. Zoals hierboven vermeld, wordt voor het verloop de schematisatie conform STBI aangehouden. Dit is een conservatief uitgangspunt. Het duurt enige tijd voordat het water 2 m teruggevallen is. In deze tijd zal ook de freatische waterstand in het dijklichaam dalen/aanpassen. Om dit effect te onderzoeken zijn er boorgatproeven uitgevoerd om de doorlatendheid van de verschillende kleilagen te bepalen. Hierbij zijn de eigenschappen van het kernmateriaal belangrijk. Uit het grondonderzoek volgt dat er drie typen kernmateriaal aanwezig zijn:

- Kleikern
- Heterogene kern (zand- en kleilagen)
- Zandkern op zand of zandkern op een deklaag

Op deze drie type kernmaterialen zijn boorgatproeven uitgevoerd waarbij de doorlatendheid van de bekledingslaag en kernmateriaal is gemeten. Op basis van deze proeven is voor elk van deze type de hoogwatergolf in PLAXIS (PlaxFlow) gemodelleerd waarna een freatische lijn is bepaald. Hierbij is een buitenwaterstand (na val) van NAP+0,0m aangehouden. Dit volgt uit de standaard hoogwatergolf van 35 uur voor dit watersysteem (stormgedomineerd). Deze freatische lijn is toegepast in de stabiliteitsanalyses. De gehanteerde schematisaties zijn weergegeven in bijlage 1. Het grootste verschil met de schematisatie zoals weergegeven in paragraaf 2.1 is het verloop van de freatische lijn in het dijklichaam zelf.  Voor een verdere toelichting wordt verwezen naar de memo Freatische Lijn[4]. In tabel 3-4 zijn de resultaten weergegeven van de stabiliteitsanalyses met en zonder optimalisatie van de freatische lijn. Zoals te zien is zijn er 4 profielen die hierbij voldoen aan de gestelde stabiliteitseisen.

**Tabel 3-4 Resultaten aanscherpen freatische lijn**

| locatie | | SF (eis 1,19) | Optimalisatie freatische lijn SF (eis 1,19) |
|---|---|---|---|
| 1A-Zuid | 325 | 0,67 | 0,94 |
| 1A-Noord | 1275 | 0,71 | 0,71 |
| 1B | 1775 | 1,40 | |
| 2A | zie 1B | | |
| 2B | 2275 | 0,63 | 0,81 |
| 2C | n.v.t. langsconstructie | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 2D | n.v.t. langsconstructie | | |
| 3A | n.v.t. langsconstructie | | |
| 3B | n.v.t. langsconstructie | | |
| 4A | 4475 | 0,97 | 1,21 |
| 4B | 4825 | 1,08 | 1,55 |
| 4C | 5100 | 0,96 | 1,25 |
| 4D | 5625 | 0,94 | voldoet niet |
| 5A-Zuid | 6775 | 1,33 | |
| 5A-Noord | 7550 | 1,16 | 1,28 |
| 5B-Zuid | 8675 | 1,44 | |
| 5B-Noord | 9350 | 1,37 | |

## 3.6 Resultaten

In tabel 3-5 zijn de resultaten weergegeven van alle hierboven beschreven optimalisaties. Zoals te zien heeft het optimaliseren van de voorwaardelijk kans op een tweede hoogwater na afschuiving ( weergegeven in kolommen 4 en 5) een beperkt positief effect op de opgaven. Bij het toepassen van een voorwaardelijke kans van 1% wordt er 1 profiel extra goedgekeurd, bij een kans van 0,1% zijn dit twee profielen. Het toepassen van de analyse waarbij gekeken wordt naar de reststerkte heeft een groot positief effect, na toepassen zijn er nog maar drie profielen die niet voldoen. Het optimaliseren van de freatische lijn heeft ook een gunstige impact, 4 extra profielen voldoen hierbij. Geconcludeerd kan worden dat op basis van de beschreven resultaten er 2 dijksecties (1A en 2B) niet voldoen. Voor deze secties wordt in het volgende hoofdstuk een volledige faalkansanalyse toegepast.

**Tabel 3-5 Resultaten aanscherping standaardwerkwijze**

| locatie | SF[*1] | $SF_{eis}$ [*2] | 1%[*3] | 0,1%[*4] | analyse met resthoogte en terugkeertijd hoogwater | Geoptimaliseerde freatische lijn |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1A, dp 325 | 0,67 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet niet | 0,94 |
| 1A, dp1275 | 0,71 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet niet | 0,71 |
| 1B, dp 1775 | 1,40 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | voldoet |
| 2B, dp 2275 | 0,63 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet niet | 0,81 |
| 2B, dp 2275 (2400) | 0,74 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | 0,81 |
| 4A, dp 4475 | 0,97 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | 1,21 |
| 4B. dp 4825 | 1,08 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | 1,55 |
| 4C, dp 5200 | 0,96 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | 1,25 |
| 4D, dp 5625 | 0,94 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | voldoet niet |
| 5A1, dp 6775*5 (1:5) | 1,33 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | voldoet |
| 5A2, dp 7550*(1:4) | 1,16 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | 1,28 |
| 5B1, dp 8675 | 1,44 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | voldoet |
| 5B2, dp 9350 (1:5) | 1,37 | 1,19 | 1,10 | 1,00 | voldoet | voldoet |

*[*1]: Berekende stabiliteit voor val na hoogwater, incl. verkeersbelasting*

*[*2]: de eis t.a.v. stabiliteit bij standaard aanpak (10% van STBI faalkanseis)*

*[*3]: In dit geval wordt een voorwaardelijke kans van 1% aangehouden op een tweede hoogwater na buitenwaartse afschuiving (i.p.v. 10%)*
*[*4]: In dit geval wordt een voorwaardelijke kans van 0,1% aangehouden op een tweede hoogwater na buitenwaartse afschuiving(i.p.v. 10%)*

# 4. Faalpadanalyse

Op basis van de resultaten van de twee voorgaande hoofstukken, waarbij STBU beschouwd is conform de standaardwerkwijze van het OI2014v4 en de aangescherpte werkwijze conform KPR, is er een aanvullende faalpadanalyse uitgevoerd voor twee dwarsprofielen. Het toepassen van een faalpadanalyse op STBU is voortgekomen uit het feit dat op veel locaties een talud van 1v:3h niet meer voldoet. In opdracht van waterschap Rivierenland is in 2019 door Ruben Jongejan een memo opgesteld over het probabilistisch beoordelen van STBU [14] in het kader van dijkversterking Streefkerk-Ameide-Fort Everdingen (SAFE). Recent is in opdracht van de POVM door Deltares een werkwijze opgesteld voor het uitvoeren van een faalpadanalyse voor STBU [13]. Tijdens het opstellen van de werkwijze is regelmatig contact geweest met de ontwerpteams van Wolferen-Sprok en Stadsdijken Zwolle. Voor versterking Wolferen-Sprok is de methodiek met succes toegepast [15] en gereviewd door Deltares. De analyse beschreven in dit hoofdstuk is gebaseerd op de werkwijze zoals toegepast bij WoS en de POVM.

In dit hoofdstuk worden de werkwijze, uitgangspunten en resultaten van de faalpadanalyse voor STBU toegelicht. Hierin is voor profiel DT1a (dp325) een uitgebreide omschrijving toegevoegd en voor DT2b (dp2275) een beknopte beschrijving van de resultaten en uitgevoerde stappen. Beide profielen zijn echter even uitgebreid beschouwd.

## 4.1 Inleiding

Op basis van de analyses in hoofdstuk 2 en hoofdstuk 3 zijn er een aantal profielen die nog niet voldoen. Om na te gaan of deze profielen mogelijk toch stabiel genoeg zijn, is een faalpadanalyse uitgevoerd. In hoofdstuk 3 is op basis van de KPR factsheet [1] een beperkte faalkansanalyse voor alle rekenprofielen uitgevoerd. In dit hoofdstuk wordt een uitgebreide faalpadanalyse uitgevoerd voor twee profielen (DT1a en DT2b).

Macroinstabiliteit buitenwaarts (STBU) is een indirecte faalmechanisme. Dit wil zeggen dat indien STBU optreedt er niet noodzakelijk een noodsituatie optreedt. In principe treedt STBU op als de buitenwaterstand aan het dalen is. De kans op overstroming is daarom klein. In de doorsnede-eis wordt hier rekening mee gehouden door voor STBU een factor kans op falen gegeven instabiliteit van 10% toe te voegen. Dit wordt gezien als een veilige waarde.

## 4.2 Faalpad STBU

In figuur 4-1 is de totale gebeurtenissenboom voor STBU weergegeven, waarin acht knopen zijn gedefinieerd:

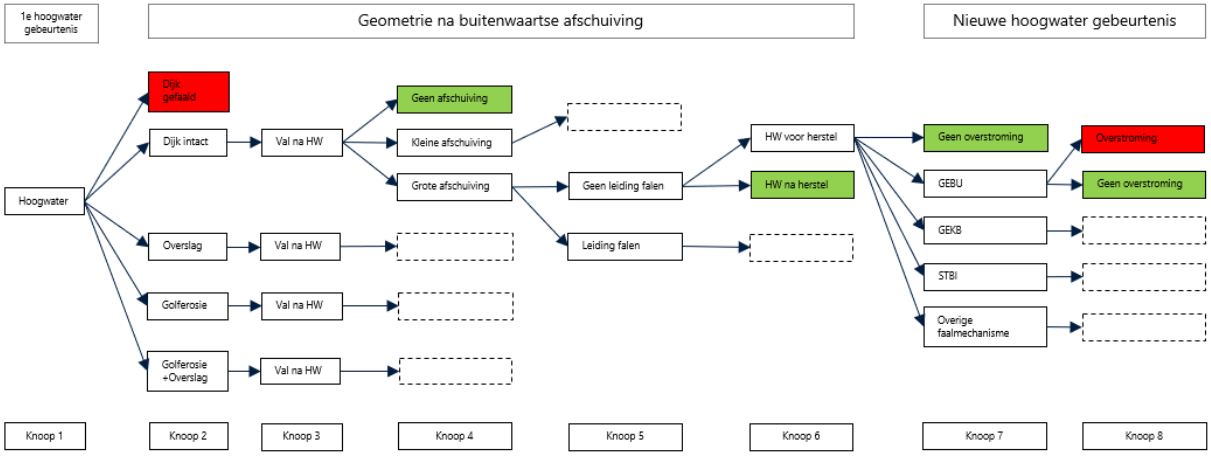
- Knoop 1: Hoogwater
- Knoop 2: Falen of beschadigd raken van het dijklichaam door hoogwater
- Knoop 3: Val na hoogwater
- Knoop 4: Geen of grote of kleine afschuiving t.g.v. val na hoogwater

- Knoop 5: Leiding falen t.g.v. afschuiving
- Knoop 6: Wel of geen herstel voor 2e hoogwater
- Knoop 7: 2e hoogwater
- Knoop 8: falen van dijk t.g.v. STBI, GEKB,GEBU door 2e hoogwater met overstroming van achterland tot gevolg

De gebeurtenissenboom begint bij een hoogwater (knoop 1). Ten gevolge van dit hoogwater kan de dijk gefaald, intact, of beschadigd zijn (knoop 2). Als de dijk gefaald is door een ander faalmechanisme is STBU geen relevant mechanisme meer: de faalkans zou moeten voldoen aan de norm bij het desbetreffende faalmechanisme en wordt niet meegenomen in de faalkansanalyse voor STBU.

Na het hoogwater volgt een val van het hoogwater (knoop 3). Ten gevolge van de val kan er een afschuiving optreden: deze zijn onderverdeeld in kleine (talud) en grote (kruin) afschuiving (knoop 4). Door de afschuiving kan er een leiding falen (knoop 5). Voor het volgende hoogwater kunnen er herstel maatregelen genomen zijn waardoor de dijk is hersteld (knoop 6).

Daarna volgt een tweede hoogwater event (knoop 7) waarbij er getoetst wordt op alle relevante faalmechanismen. Aangenomen is dat GEBU, GEKB en STBI de maatgevende faalmechanismen zijn. Hieruit volgt bij knoop 8 het falen of niet falen van het restprofiel en bij falen inundatie achterland.




**Figuur 4-1 Gebeurtenissenboom macroinstabiliteit buitenwaarts**

Op basis van de golfcondities en grondopbouw is er voor gekozen om een faalpadanalyse toe te passen op de profielen DT1a (Kleidijk) en DT2b (Heterogene grondopbouw). De profielen met een zandkern voldoen reeds met een geoptimaliseerde freatische lijn en de standaard aanpak (semi-probabilististstische stabiliteitsanalyse (zie hoofdstuk 2)) aan de vereiste faalkans.

## 4.3 Profiel DT1a

Voor DT1a (dp325) zijn drie varianten doorgerekend basis met geoptimaliseerde freatische lijn:

1. Basisschematisatie
2. Toepassen toplaag met verhoogde schuifsterkte
3. Toepassen toplaag met verhoogde schuifsterkte en aanpassing sterkteparameters dijksmateriaal

*Basisschematisatie*
De basisschematisatie bestaat uit het maatgevende dwarsprofiel en het toepassen van een geoptimaliseerde freatische lijn zoals is beschreven in hoofdstuk 3.

*Toplaag*
Het toepassen van een toplaag van 0,8 m met 5 kPa cohesie en φ = 0º komt voort uit het feit dat in het CSSM-model geen cohesie meer wordt toegepast. Dit leidt er bij het rekenen met gedraineerde parameters toe dat er nauwelijks sterkte aanwezig is in de toplaag. Veel hellingen voldoen nu niet die op basis van expert judgement eigenlijk wel zouden moeten voldoen. Deltares is bezig met een onderzoek naar schuifspanning. Bij WSRL [7] is hier een voorschot op genomen en stellen ze voor een toplaag toe te passen van 0,8 m dik met 5 kPa cohesie en een φ van nul graden. Voorwaarde is dat er daadwerkelijk wordt aangetoond dat deze toplaag aanwezig is, of wordt aangelegd. Aangenomen wordt dat met goed verdichte, categorie 1 of 2 klei aan deze voorwaarde wordt voldaan.

*Dijksmateriaal*
Voor het project Stadsdijken Zwolle wordt in Q2 van 2020 aanvullend laboratoriumonderzoek uitgevoerd bestaande uit samendrukkingsproeven en triaxiaalproeven om de sterkte van onder andere het dijksmateriaal betrouwbaarder te bepalen. Er is voor deze variant een voorschot genomen op de resultaten door in de statistische bepaling van de parameters het aantal nieuwe proeven mee te nemen, ervan uitgaande dat de gevonden sterkte, inclusief variatie, gelijk is aan de huidige proeven. Hierbij is alleen *n* (aantal proeven binnen de steekproef) aangepast. Dit leidt tot een kleinere student-t factor. Voor de analyse is aangenomen dat er 10 extra proefresultaten beschikbaar komen voor het dijksmateriaal dat uit klei bestaat.

In dit hoofdstuk wordt voor variant 3 de gehele analyse gepresenteerd, in bijlage 5 staan de analyse voor de andere twee opties gepresenteerd.

### Hoogwater knoop 1
Het startpunt van de faalboom is een hoogwatergebeurtenis (knoop 1). De analyse is uitgevoerd voor vier waterstanden. In tabel 4-1 zijn de gehanteerde hoogwaters weergegeven. Deze waterstanden zijn m.b.v. Hydra-NL bepaald op basis van uitvoerpunt ZW_1_53-3_dk_00278.

**Tabel 4-1 Waterstanden profiel DT1a op basis van Hydra-NL**

| Terugkeertijd [jaar] | Waterstand [m NAP] |
|---|---|
| **T10** | 2,17 |
| **T100** | 2,47 |
| **T1000** | 2,79 |
| **T3000** | 2,94 |

### Geometrie na 1e HW knoop 2
Knoop 1 is de initiele hoogwater gebeurtenis. Tijdens dit hoogwater zijn er verschillende gebeurtenissen die op kunnen treden die invloed hebben op de geometrie van het dijklichaam voordat er een buitenwaartse afschuiving plaatsvindt. De eerste gebeurtenis die kan optreden is dat de dijk faalt door het hoogwater. Indien de dijk niet gefaald is, blijven er vier situaties over:

1. de dijk is intact en er is geen relevante schade opgetreden voor STBU,
2. de dijk is beschadigd door overslag, hierdoor is mogelijk headcut erosie opgetreden met mogelijk afschuivingen/erosie tot gevolg,
3. er heeft golferosie aan de buitenzijde plaatsgevonden waardoor een deel van de bekleding is weg geerodeerd en de kern vrij is komen te liggen,

4. er treedt een combinatie van golferosie en overslag op.

De situatie dat er een afschuiving aan de binnenzijde zonder overslag optreedt wordt niet meegenomen omdat dit onder falen van STBI valt.

Uit de GEBU analyse [8] volgt dat de golfhoogte niet groot genoeg is om schade door golferosie te veroorzaken, aangezien de grasmat sterk genoeg is. Daarom wordt de tak “golferosie” niet meegenomen. De tak schade door overslag wordt niet meegenomen omdat aangenomen wordt dat deze afdoende in het ontwerp is afgedekt.

### Val na WBN knoop 3

In tabel 4-2 is de val na WBN weergegeven: zoals te zien “vallen” de waterstanden terug naar NAP+0,0m. Dit volgt uit de standaard hoogwatergolf van 35 uur voor dit watersysteem (stormgedomineerd).

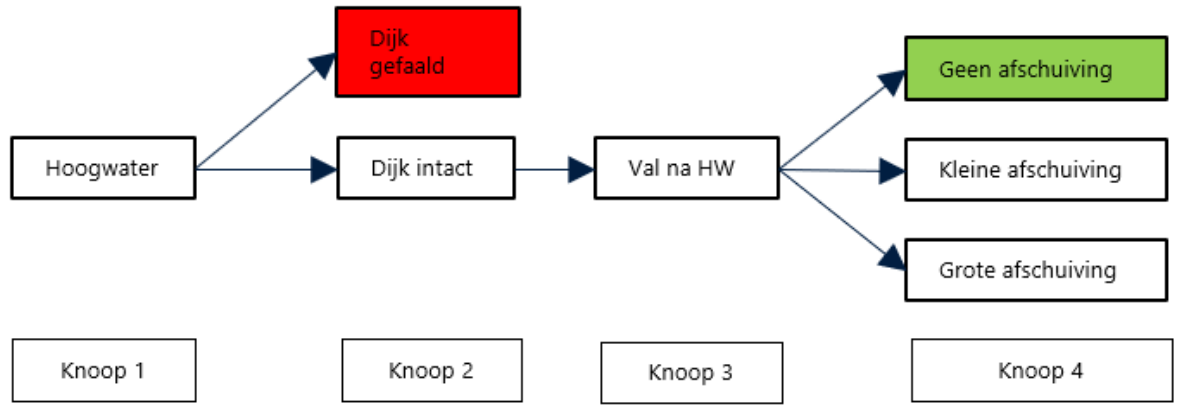
**Tabel 4-2 Val na hoogwater profiel DT1a**

| Terugkeertijd [jaar] | Waterstand [m NAP] | Val na WBN [m NAP] |
|---|---|---|
| **T10** | 2,17 | 0,0 |
| **T100** | 2,47 | 0,0 |
| **T1000** | 2,79 | 0,0 |
| **T3000** | 2,94 | 0,0 |

Dit uitgangspunt zou nog kunnen worden geoptimaliseerd. Deltares[13] doet onderzoek naar de kans op verschillende vallen, de kans op een val van 1 m is bijvoorbeeld groter dan een val van 3m. Ook de tijdsduur van de val speelt mee, in 10 dagen zal de val groter zijn dan in bv 5 dagen. Deze optimalisatie vergt een maatwerkbeschouwing voor deze locatie, waarbij waterstandsfluctuaties uit het verleden statistisch worden verwerkt.

### Buitenwaartse afschuiving knoop 4

De val na hoog water (knoop 3) kan tot een afschuiving leiden. Hierbij identificeren we drie gebeurtenissen, namelijk (1) geen afschuiving, (2) een kleine afschuiving of (3) een grote afschuiving. Dit is weergegeven in figuur 4-2.




**Figuur 4-2 Gebeurtenissen die leiden tot knoop 4, een buitenwaartse afschuiving**

Een buitenwaartse afschuiving veroorzaakt schade aan het dijklichaam. Voor het schadeprofiel is uitgegaan van twee type afschuivingen:

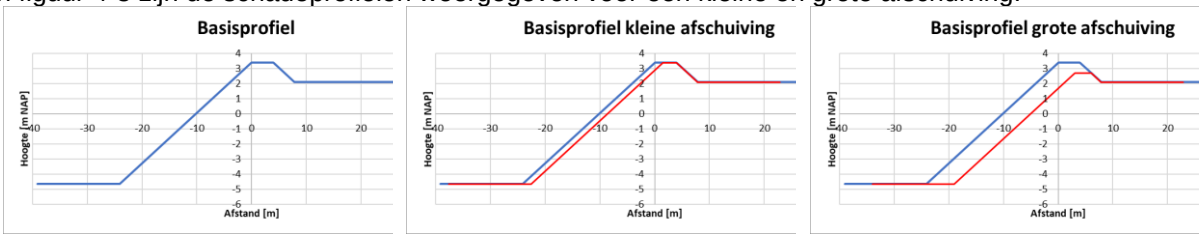
1. een kleine afschuiving waardoor geen kruindaling optreedt, dit zijn afschuivingen in het buitentalud,

2. een grote afschuiving waarbij kruindaling optreedt rekening houdend met secundaire afschuivingen.

Voor het schadeprofiel na afschuiving zijn de volgende uitganspunten gehanteerd:

- Kleine afschuiving
  - Kruinbreedte 2,5 m
  - Talud 1v:3h
- Grote afschuiving
  - 20% kruindaling
  - 3 m kruinbreedte
  - Talud 1v:3h

In figuur 4-3 zijn de schadeprofielen weergegeven voor een kleine en grote afschuiving.




**Figuur 4-3 Basisprofiel en schadeprofielen na kleine en grote afschuivingen voor DT1a**

De kans van optreden wordt probabilistisch bepaald m.b.v. D-Geo Suite Stability. Hierbij zijn voor de grondlagen waar de glijcirkel doorheen gaat stochasten voor de sterkteparameters gehanteerd (φ , POP, S, m).

In tabel 4-3 is de kans op een type afschuiving gegeven een buitenwaterstand weergegeven. Opmerkelijk is het feit dat in deze situatie de kans op een kleine afschuiving kleiner is dan op een grote afschuiving. Dit kan als volgt worden verklaard: voor de kleine afschuivingen in het talud wordt alleen gezocht op glijvlakken die in het talud optreden, dit is een harde randvoorwaarden in het model. Vanwege de relatief sterke toplaag is de kans op dit type cirkel kleiner dan de kans op een grotere afschuiving waarbij de toplaag minder effect heeft.

**Tabel 4-3 kans op buitenwaartse afschuiving gegeven waterstand profiel DT1a**

| Waterstand | Type Afschuiving | Kans |
|---|---|---|
| [/jaar] | **[-]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 5,33E-15 |
| **T10** | Groot | 2,36E-07 |
| | **Totaal** | **2,36E-07** |
| | | |
| **T100** | Klein | 7,26E-12 |
| **T100** | Groot | 1,12E-03 |
| | **Totaal** | **1,12E-03** |
| | | |
| **T1000** | Klein | 4,68E-04 |
| **T1000** | Groot | 2,94E-02 |
| | **Totaal** | **2,99E-02** |
| | | |
| **T3000** | Klein | 1,56E-03 |

| | | |
|---|---|---|
| **T3000** | Groot | 6,39E -02 |
| | **Totaal** | **6,55E-02** |

### Falen leiding knoop 5

Binnen deze rapportage wordt het falen van een leiding door een buitenwaartse afschuiving niet beschouwd.

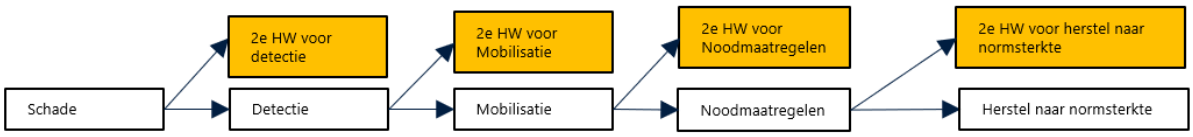
### Herstel knoop 6

Voor knoop 6 herstel zijn er twee gebeurtenissen gedefinieerd:

1. er treedt herstel op voor de 2e hoogwater,
2. er treedt geen herstel op.

Herstel kan opgedeeld worden in detectie, mobilisatie, noodmaatregelen en uiteindelijk volledig herstel naar normsterkte. Met herstel naar normsterkte wordt bedoeld dat er uiteindelijk weer voldaan moet worden aan de norm zoals gesteld in de Waterwet.

In figuur 4-4 is een gebeurtenissenboom voor de knoop herstel weergegeven.




**Figuur 4-4 Faalpad herstel**

Het inschatten van de kans op herstel is zeer lastig, omdat hier weinig praktijkervaring mee is en dit zeer situatieafhankelijk is. Er wordt vanuit gegaan dat de kans op detectie hoog is. Bij hoogwater wordt er regelmatig over de dijk gepatrouilleerd en eventuele schades worden waarschijnlijk binnen uren tot een dag doorgegeven. Afhankelijk van de hoeveelheid schades/prioriteiten zal de mobilisatie van manschappen, materieel en materiaal voor de herstelwerkzaamheden enkele dagen in beslag nemen. Noodmaatregelen zullen genomen worden indien dat nodig is. Dit kan afhankelijk van het type schade (grote/kleine afschuiving) enkele dagen tot enkele weken in beslag nemen. Na het treffen van noodmaatregelen is de dijk mogelijk nog niet op normsterkte, omdat er sprake is van wateroverspanningen, geroerde grond, een niet herstelde bekleding en/of een onvoldoende doordacht ontwerp. Tijdens deze periode zal vermoedelijk extra gelet worden op mogelijke 2e hoogwaters. Volledig herstel naar normsterkte zal waarschijnlijk maanden tot jaren duren: daar wordt in deze analyse geen rekening mee gehouden. In deze analyse wordt er vanuit gegaan dat de noodmaatregelen leiden tot een tijdelijk herstel om een 2e HW te kunnen keren.

Tabel 4-5 geeft de inschatting van de kans op geen herstel binnen de hersteltijd weer na een afschuiving voor een bepaald schadeprofiel, gegeven een buitenwaterstand. Zoals te zien is de kans op herstel groter bij een kleine afschuiving vergeleken met een grote afschuiving. Als de schade groter wordt, neemt de kans op geen herstel toe. De kans op het optreden van een hoogwater binnen de hersteltijd wordt benaderd met onderstaande formule

$$P(H > h)_{herstel} \approx P(H > h)_{1/jaar} \cdot \frac{T_{herstel}}{D} \qquad (T_{herstel} \ll D)$$

**Vergelijking 1 Kans op hoogwater binnen herstelperiode**

Waarin:

$P(H > h)_{herstel}$ : Overschrijdingskans van een hoogwater binnen herstelperiode

$P(H > h)_{1/jaar}$ : Jaarlijkse terugkeertijd hoogwater
$T_{herstel}$ : Hersteltijd
D : Duur van hoogwaterseizoen

Hierbij worden de volgende aannames gedaan:

1. Alleen binnen het hoogwaterseizoen kan een voldoende hoog water optreden.
2. Het hoogwaterseizoen duurt een half jaar (182,5 dagen).
3. Het jaarmaximum van de buitenwaterstand (waarna de val is opgetreden) treedt op een willekeurig moment binnen het hoogwaterseizoen op.
4. In IJssel-Vechtdelta bestaat geen verband tussen het optreden van opeenvolgende hoogwaters, die door een grote val van elkaar zijn gescheiden.
5. Een tweede piekwaterstand kan direct volgen op de piekwaterstand die leidde tot de noodzaak van herstel.
6. De hersteltijd is veel korter dan de duur van het hoogwaterseizoen.

In bovenstaande formule wordt geen rekening gehouden met het feit dat het enige tijd duurt voordat het water gevallen is en dat er ook weer enige tijd overheen gaat voordat het water weer gestegen is naar een hoogwaterstand. Deltares heeft voor het opstellen van de werkwijze voor de faalpadanalyse STBU[13] verschillende dijkbeheerders geïnterviewd over hun inschatting van hersteltijden. Onder de geïnterviewde beheerders zat ook Freddie Schutte van WDOD. Op basis van het interview is tabel 4-4 opgesteld met daarin weergegeven een eerste inschatting m.b.t. noodherstel. Zoals te zien is de hersteltijd bij grote afschuivingen in de orde van dagen tot maanden, voor oppervlakkige afschuivingen in de orde van uren tot dagen.

**Tabel 4-4 Eerste inschatting herstel-en ontdektijd voor noodherstel WDOD, overgenomen uit [13]**

| Aantal afschuivingen | Ontdektijd | Responstijd Waterschap | Hersteltijd oppervlakkige afschuiving intredend in het buitentalud | Hersteltijd grote afschuiving intredend in de kruin of het binnentalud |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Hoogwater 0-4 uur<br>Week na Hoogwater 0-8 uur | 0,5 – 2 uur | Sterk afhankelijk maatregel<br>Enkele uren – dagen | Sterk afhankelijk maatregel<br>Dag tot maanden |
| 3 | Hoogwater 0-4 uur<br>Week na Hoogwater 0-8 uur | 0,5 - 4 uur | Sterk afhankelijk maatregelen<br>Van enkele uren – dagen | Sterk afhankelijk maatregelen<br>Dagen tot maanden |
| 10 | Hoogwater 0-4 uur<br>Week na Hoogwater 0-8 uur | 4 - 12 uur | Sterk afhankelijk maatregelen<br>Meerdere dagen | Sterk afhankelijk maatregelen<br>Weken tot maanden |
| 30 | Hoogwater 0-4 uur<br>Week na Hoogwater 0-8 uur | Te veel<br>(niet op toegerust) | Te weinig capaciteit | Te weinig capaciteit |

Zoals te zien is de kans op herstel ook afhankelijk van het aantal afschuivingen dat op het traject plaatsvindt. Bij een grote afhankelijkheid van de waterstand zou het betekenen dat er veel afschuivingen plaatsvinden binnen het dijktraject. Bij een grote afhankelijkheid van de sterkte wordt het aantal afschuivingen lager. Uit indicatieve analyses volgt dat de faalkans grotendeels afhangt van de sterkte. Dit is niet meegenomen in de onderstaande analyses. Op basis van bovenstaande tabel is de herstelperiode voor oppervlakkige afschuivingen aangenomen op 7 dagen. Voor grote afschuivingen in de kruin is een herstelperiode van 50 dagen aangehouden. De uiteindelijke kans op geen herstel is weergegeven in tabel 4-5.

**Tabel 4-5 Kans op geen herstel binnen herstelperiode gegeven type afschuiving en waterstand**

| Waterstand | Type Afschuiving | Kans op geen herstel binnen herstelperiode | Herstelperiode | Kans op hoogwater binnen herstelperiode | Kans op geen herstel |
|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | | | | |
| **T10** | Klein | 0,01 | 7 | 0,274 | 3,84E-04 |
| **T10** | Groot | 0,1 | 50 | 0,274 | 2,74E-02 |
| | | | | | |
| **T100** | Klein | 0,01 | 7 | 0,274 | 3,84E-04 |
| **T100** | Groot | 0,1 | 50 | 0,274 | 2,74E-02 |
| | | | | | |
| **T1000** | Klein | 0,01 | 7 | 0,274 | 3,84E-04 |
| **T1000** | Groot | 0,1 | 50 | 0,274 | 2,74E-02 |
| | | | | | |
| **T3000** | Klein | 0,01 | 7 | 0,274 | 3,84E-04 |
| **T3000** | Groot | 0,1 | 50 | 0,274 | 2,74E-02 |

### 2e hoogwater knoop 7 en knoop 8

De bepalende gebeurtenis in knoop 7 is het optreden van een 2e hoogwater. Hier moeten de verschillende relevante faalmechanisme beschouwd worden die hierdoor op kunnen treden. Voor stadsdijken Zwolle zijn er drie faalmechanisme relevant bevonden, namelijk STBI (Stabiliteit Binnenwaarts), GEKB (Gras Erosie Kruin en Binnentalud) en GEBU (Gras Erosie Buitentalud).

STBI

Bij STBI wordt een probabilistische analyse uitgevoerd bij de normwaterstand (1/3.000 per jaar). Deze is in alle gevallen maatgevend vergeleken met lagere waterstanden. Alleen glijvlakken die in de kruin of halverwege het talud insnijden, zijn beschouwd. In tabel 4-6 is de kans weergegeven dat het dijklichaam faalt door STBI gegeven een grote of kleine afschuiving.

**Tabel 4-6 kans op falen door STBI**

| Type afschuiving | Kans op falen [/jaar] |
|---|---|
| **Kleine afschuiving** | 2,59E-03 |
| **Grote afschuiving** | 5,02E-03 |

GEKB

In tabel 4-7 is de kans weergegeven dat het dijklichaam faalt door GEKB gegeven een grote of kleine afschuiving. Bij een grote afschuiving treedt er kruindaling op waardoor de bekleding van het binnentalud beschadigd is: daarom is er gekozen voor een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m. Voor een kleine afschuiving treedt geen kruindaling op waardoor de bekleding op het binnentalud onbeschadigd is: daarom wordt hier uitgegaan van een kritiek overslagdebiet van 10 l/s/m.

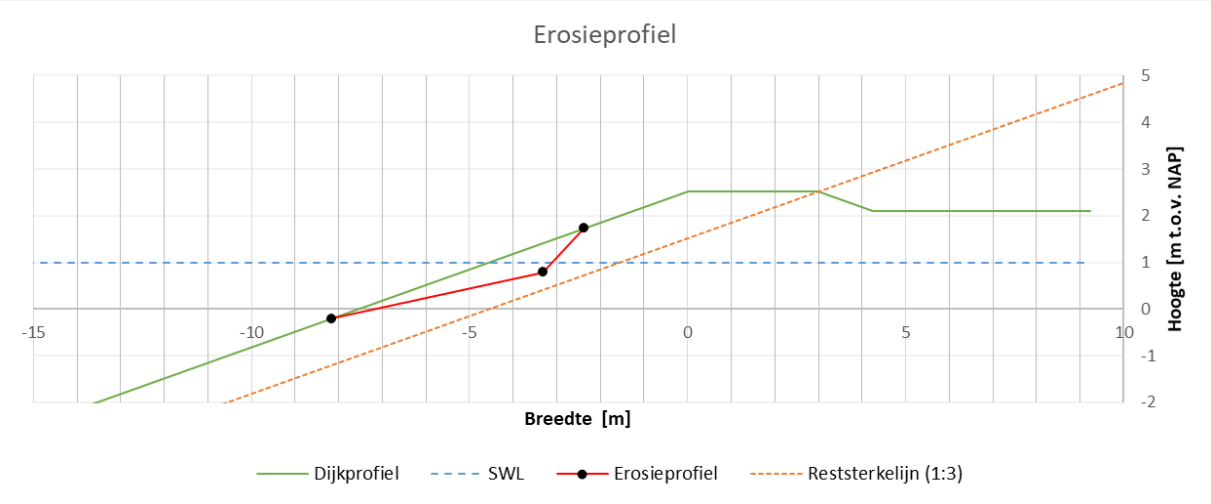
**Tabel 4-7 kans op falen door GEBK**

| Type afschuiving | Kritiek overslagdebiet [l/s/m] | Kans op overslag [/jaar] |
|---|---|---|
| **Kleine afschuiving** | 10 | 8,00E -05 |
| **Grote afschuiving** | 0,1 | 5,15E -02 |

GEBU

Bij GEBU wordt er nagegaan bij welke golfcondities het dijklichaam faalt. Hierbij is falen gedefinieerd als het doorsnijden van een reststerkte lijn met een helling van 1v:3h vanuit de binnenkruinlijn. Dit houdt in dat er geen restkruinbreedte aanwezig is maar een relatief flauwe helling, gezien de vorm van het erosieprofiel is dit een conservatieve inschatting.

Er is gebruik gemaakt van het semi probabilistische erosiemodel dat is ontwikkeld voor de Grebbedijk [11], wat gebaseerd is op het erosiemodel van Deltares [10]. In dit model zijn conservatieve veiligheidsfactoren toegepast conform de ISO gestandaardiseerde waarde voor de combinatiewaarde van de sterkte. In figuur 4-5 is een erosieprofiel en reststerkte lijn weergegeven.




**Figuur 4-5 Erosieprofiel inclusief reststerktelijn**

In tabel 4-8 is de kans op falen door GEBU weergegeven.

**Tabel 4-8 kans op falen door GEBU binnen hersteltijd**

| Type afschuiving | Kans op falen door golferosie [/jaar] |
|---|---|
| **Kleine afschuiving** | 1,00E-05 |
| **Grote afschuiving** | 1,00E-05 |

Overige faalmechanisme

Het effect op overige faalmechanisme zoals piping en micro-instabiliteit is niet beschouwd en de verwachting is dat de invloed verwaarloosbaar is.

## Faalkans

In tabel 4-9 zijn alle bovenstaande individuele kansen samengevoegd en is de totale faalkans per waterstand en type afschuiving weergegeven.

**Tabel 4-9 Faalkans gegeven buitenwaterstand en type afschuiving**

| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 5,33E-15 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 5,47E-21 |
| **T10** | Groot | 2,36E-07 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 3,65E-10 |
| | | | | | | **Totaal:** | **3,65E-10** |
| **T100** | Klein | 7,26E-12 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 7,44E-18 |
| **T100** | Groot | 1,12E-03 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 1,74E-06 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,74E-06** |
| **T1000** | Klein | 4,68E-04 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 4,80E-10 |
| **T1000** | Groot | 2,94E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 4,56E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **4,56E-05** |
| **T3000** | Klein | 1,56E-03 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 1,60E-09 |
| **T3000** | Groot | 6,39E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 9,91E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **9,91E-05** |

In tabel 4-10 is de faalkansbijdrage van de verschillende faalmechanisme gegeven een buitenwaterstand weergegeven. Het faalmechanisme GEKB heeft de grootste faalkansbijdrage gevolgd door STBI, dat gemiddeld een orde kleinere faalkansbijdrage heeft.

**Tabel 4-10 Faalkans bijdrage afzonderlijke faalmechanisme gegeven waterstand**

| | GEBU | GEKB | STBI |
|---|---|---|---|
| [jaar] | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | 6,46E-14 | 3,33E-10 | 3,24E-11 |
| **T100** | 3,07E-10 | 1,58E-06 | 1,54E-07 |
| **T1000** | 8,05E-09 | 4,15E-05 | 4,04E-06 |
| **T3000** | 1,75E-08 | 9,03E-05 | 8,79E-06 |

In figuur 4-6 is de fragility curve voor profiel DT1a weergegeven. Hier is op de x-as de buitenwaterstand weergegeven. Op de y-as staat de voorwaardelijke faalkans.




**Figuur 4-6 Fragility curve profiel DT1a**

De fragility curve weergegeven in figuur 4-6 geeft voor elke buitenwaterstand de kans op een overstroming weer gegeven een buitenwaartse afschuiving. Om de totale faalkans te bepalen voor dit profiel moet de verdeling voor de buitenwaterstand(zie bijlage 2) uit geïntegreerd worden met de fragility curve. Hieruit volgt dan de totale faalkans. Dit is uitgevoerd in de probabilistic toolkit (Deltares, versie 1.9.24.1319). De resultaten hiervan zijn in tabel 4-11 weergegeven voor de drie beschouwde varianten.

**Tabel 4-11 Faalkans profiel DT1a**

| [jaar] | Basisschematisatie | Toplaag | dijksmateriaal |
|---|---|---|---|
| **T10** | 4,80E-05 | 5,37E-06 | 3,65E-10 |
| **T100** | 6,31E-05 | 2,69E-05 | 1,74E-06 |
| **T1000** | 1,56E-04 | 1,20E-04 | 4,56E-05 |
| **T3000** | 2,35E-04 | 1,77E-04 | 9,91E-05 |
| **Faalkans** | 2,61E-5 | 1,79E-6 | 3,54E-7 |
| **β** | 4,05 | 4,64 | 4,96 |
| **Invloed waterstand** | 1,23% | 23,89% | 35,08% |
| **Invloed faalboom** | 98,76% | 76,11% | 64,92% |

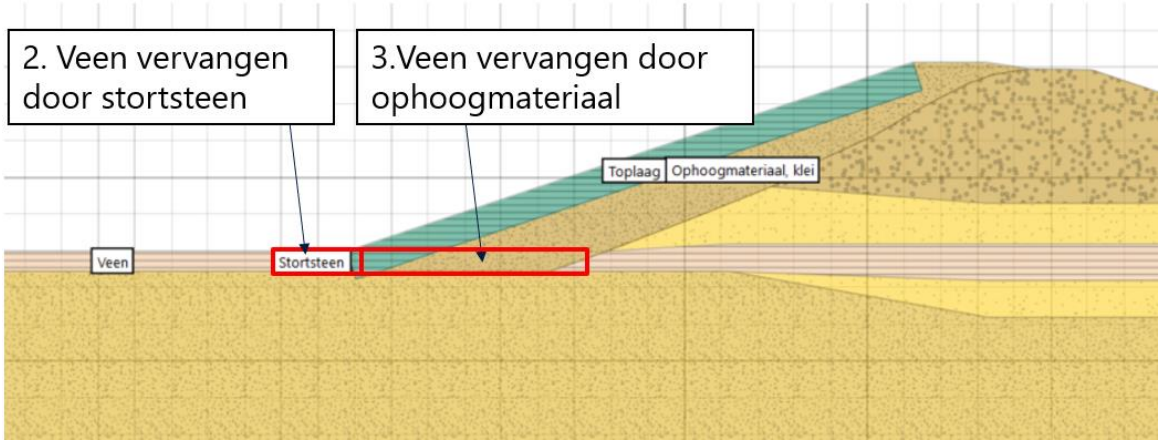
Uit de resultaten weergegeven in tabel 4-11 volgt dat de basisschematisatie en de schematisatie met de toplaag onvoldoende veilig zijn om aan de betrouwbaarheidsindex van 4,88 te voldoen. De schematisatie waarbij de toplaag en de optimalisatie in sterkteparameters voor het dijksmateriaal is toegepast, voldoet aan de geëiste faalkans. Geadviseerd wordt om, zodra de definitieve proefresultaten beschikbaar zijn, de resultaten te controleren.

## 4.4 Profiel DT2b Heterogeen

Dijksectie DT2b heeft een heterogene opbouw van het dijklichaam, laagjes van zand worden afgewisseld met kleilagen. In dit profiel is een veenlaag aanwezig, voor de uitvoeringsstabiliteit is het nodig om deze gedeeltelijk te vervangen door stortsteen. Voor DT1a zijn drie varianten doorgerekend met als basis de geoptimaliseerde freatische lijn:

1. Basisschematisatie met toplaag
2. Veen verwijderd
3. Stortsteen+veen verwijderd

Bovenstaande scenario's zijn in onderstaande figuur weergegeven.




**Figuur 4-7 Schematisatie profiel DT2b inclusief scenario's**

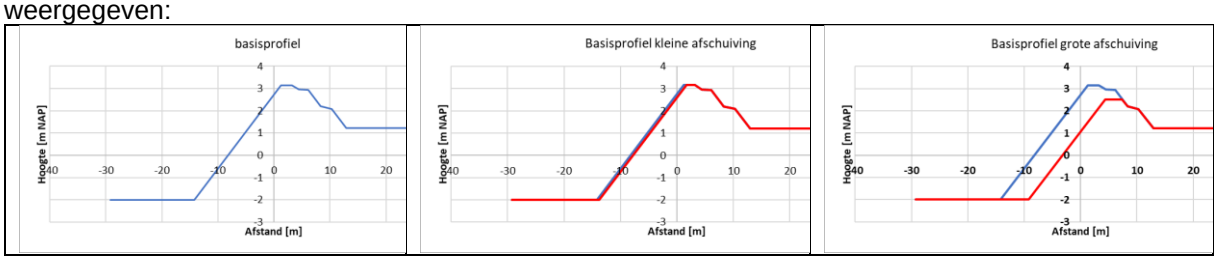
Uit de analyses volgt dat de variant met alleen veen verwijderen de hoogste betrouwbaarheidsindex heeft. Daarom zijn de resultaten van deze variant gepresenteerd. Bij deze variant is zoals weergegeven in bovenstaande figuur een gedeelte van het veen vervangen door ophoogmateriaal en stortsteen. De resultaten van de andere twee varianten zijn weergegeven in bijlage 7.

Voor de faalpadanalyse zijn dezelfde uitgangspunten gehanteerd als die voor profiel DT1a. De buitenwaterstand is aangehouden zoals weergegeven in tabel 4-12.

**Tabel 4-12 Buitenwaterstand en val na hoogwater**

| Terugkeertijd [jaar] | Waterstand [m NAP] | Val na WBN [m NAP] |
|---|---|---|
| **T10** | 1,96 | 0,0 |
| **T100** | 2,31 | 0,0 |
| **T1000** | 2,62 | 0,0 |
| **T3000** | 2,77 | 0,0 |

De schadeprofielen gehanteerd na een kleine en grote afschuiving zijn in onderstaande figuur weergegeven:



**Figuur 4-8 Schadeprofielen na een kleine en grote afschuiving voor DT2b**

In tabel 4-13 zijn de faalkansbijdrage van de verschillende knopen per waterstand en type afschuiving voor variant stortsteen weergegeven.

**Tabel 4-13 Faalkansbijdrage knopen gegeven waterstand en type afschuiving voor variant stortsteen**

| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 3,35E-03 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 2,31E-10 |
| **T10** | Groot | 2,08E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 2,07E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **2,07E-05** |
| **T100** | Klein | 6,73E-03 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 4,65E-10 |
| **T100** | Groot | 2,36E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 2,35E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **2,35E-05** |
| **T1000** | Klein | 1,72E-02 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 1,19E-09 |
| **T1000** | Groot | 3,21E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 3,20E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **3,20E-05** |
| **T3000** | Klein | 6,56E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 4,53E-08 |
| **T3000** | Groot | 5,99E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 5,96E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **5,97E-05** |

In tabel 4-14 is de faalkansbijdrage van de verschillende faalmechanisme gegeven een buitenwaterstand weergegeven. Het faalmechanisme GEKB heeft de grootste faalkansbijdrage gevolgd door STBI, dat gemiddeld een vijf ordes kleinere faalkansbijdrage heeft.

**Tabel 4-14 Faalkans bijdrage faalmechanisme gegeven waterstand**

| | GEBU | GEKB | STBI |
|---|---|---|---|
| [jaar] | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | 5,71E-08 | 2,06E-05 | 2,40E-15 |
| **T100** | 6,49E-08 | 2,34E-05 | 3,15E-15 |
| **T1000** | 8,87E-08 | 3,19E-05 | 5,44E-15 |
| **T3000** | 1,89E-07 | 5,95E-05 | 9,95E-14 |

De fragility curve is uitgeïntegreerd met de verdeling voor de waterstand in de probabilistic toolkit (Deltares, versie 1.9.24.1319). De resultaten hiervan zijn in tabel 4-15 weergegeven voor de drie beschouwde varianten.

**Tabel 4-15 faalkans profiel DT2b**

| [jaar] | Basisschematisatie | veen | stortsteen |
|---|---|---|---|
| **T10** | 8,77E-05 | 2,07E-05 | 1,47E-05 |
| **T100** | 9,83E-05 | 2,35E-05 | 1,67E-05 |
| **T1000** | 1,38E-04 | 3,20E-05 | 2,58E-05 |
| **T3000** | 1,71E-04 | 5,97E-05 | 9,95E-04 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Faalkans [/jaar]** | 6,13E-05 | 1,39E-05 | 2,02E-05 |
| **β[-]** | 3,84 | 4,19 | 4,11 |
| **Invloed waterstand** | 0,2% | 0,2% | 91,0% |
| **Invloed faalboom** | 99,8% | 99,8% | 9,0% |

Uit de resultaten gepresenteerd in tabel 4-15 volgt dat alle drie de varianten niet voldoen aan de gestelde faalkanseis. Geadviseerd wordt om voor de locatie DT2b een oplossing met een langsconstructie te onderzoeken.

# 5. Conclusies & aanbevelingen

## 5.1 Conclusies

In de verkenningsfase van dijkversterking Stadsdijken Zwolle is gekozen voor een buitentalud van 1v:3h als grondoplossing. Uit de ontwerpberekeningen bij het VKA volgde dat dit op een aantal locaties nog niet rekenkundig onderbouwd kon worden. In de planuitwerkingsfase is op basis van nieuwe informatie en aangescherpte uitgangspunten de buitenwaartse stabiliteit herbeschouwd. Hierbij is gebruik gemaakt van een geoptimaliseerde freatische lijn o.b.v. boorgatproeven en numerieke analyses in PLAXIS.

Bij de beschouwing conform de standaardwerkwijze uit het OI2014v4 voldoet een gedeelte van het traject niet aan de gestelde stabiliteitseis. Op basis van deze resultaten is een aangescherpte werkwijze conform KPR toegepast. Uit deze analyse volgt dat drie deeltrajecten onvoldoende stabiel zijn. Om deze trajecten toch voldoende te kunnen beoordelen, zijn deze trajecten met een faalpadanalyse beschouwd. Uit de faalpadanalyse volgt dat deeltraject DT2b onvoldoende stabiel is met een standaard buitentalud van 1v:3h.

Geconcludeerd wordt dat profiel DT2b niet voldoet aan de stabiliteitseisen conform de standaardwerkwijze, aangescherpte werkwijze en faalpadanalyse. Voor dit deeltraject wordt een andere oplossing geadviseerd; zie paragraaf 5.2.

## 5.2 Aanbevelingen

Uit de resultaten voor profiel DT2b volgt dat deze onvoldoende stabiel is. Voor dit profiel wordt geadviseerd om een damwand/langsconstructie toe te passen om de stabiliteit buitenwaarts te verzorgen. Hierbij kan gedacht worden aan een damwand in de kruin al dan niet verankerd of in het buitentalud.

Voor profiel DT1a is er een voorschot genomen op het nog lopende laboratorium onderzoek. Geadviseerd wordt om de resultaten te verifiëren zodra het laboratoriumonderzoek is afgerond. Daarnaast is vereist dat er een toplaag van mimimaal 0,8 m wordt aangebracht met min. 5kPa cohesie en min. $\varphi = 0^{o}$. Aangenomen wordt dat met goed verdichte, categorie 1 of 2 klei aan deze voorwaarde wordt voldaan.

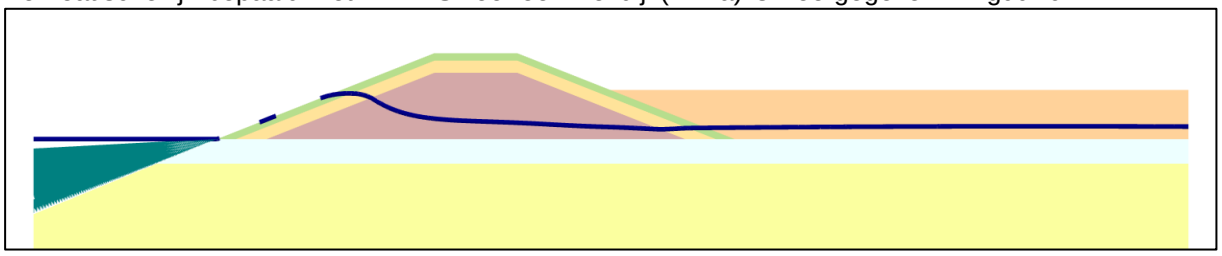
Daarnaast wordt geadviseerd onderzoek te doen naar de verschillende terugkeertijden van een val na hoogwater. Dit is een mogelijke optimalisatie die er toe kan leiden dat profiel DT2b toch goedgekeurd kan worden.

# 6. Referenties


[1] Omgang met buitenwaartse macrostabiliteit, versie 2, kennisplatform Risicobenadering (KPR), 15 maart 2018
[2] Technische uitgangspunten notitie (TUN) waterveiligheid planuitwerkingsfase, Dijkteam Zwolle, ref:1804499-00330, 7 oktober 2019
[3] Ontwerpnota Voorkeursalternatief verkenning dijkversterking stadsdijken Zwolle, Waterschap Drentse Overijsselse Delta,29 maart 2017
[4] Optimalisatie freatische lijn bij STBU, Dijkteam Zwolle
[5] Rapportage macrostabiliteit/Werkwijze, Dijkteam Zwolle
[6] Proevenverzameling Stadsdijken Zwolle, Dijkteam Zwolle
[7] Modellering dijksmateriaal; voorstel uniforme beschrijving in materiaalgedrag, en waterspanningen bij macrostabiliteit binnen-en buitenwaarts, Waterschap Rivierenland, 20 november 2019
[8] Resultaten GEBU berekeningen SDZ, Dijkteam Zwolle
[9] 2019_01_25 Memo probabilistische analyses STBU, Ruben Jongejan, 25-01-2019
[10] Erosie van een dijk na bezwijken van de steenzetting door golven, SBW-Reststerkte; analyse Deltagootproeven, Deltares, referentienummer 1204200.008, 18 mei 2020
[11] Reststerkte bij erosie van het buitentalud, Fugro, LievenseCSO, 17M3041-R-013-v05_Reststerkte Erosie Buitentalud, 4 september 2019
[12] Maatgevende profielen analyse, dijkteam Zwolle
[13] POVM Actuele Sterkte Macrostabiliteit Buitenwaarts een verkennende studie, POV macrostabiliteit,24 april 2020
[14] Probabilistische analyse macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), Ruben Jongejan, 25 januari 2019
[15] Faalkans analyse macrostabiliteit buitenwaarts, De Betuwse Waard, 1218-0024-001.R10o, 20-april 2020
[16] Neerslagstatistiek en -reeksen voor het waterbeheer 2019, STOWA, 2019

# Bijlage 1. Optimalisatie freatische lijn

De freatische lijn bepaald met PLAXIS voor een klei dijk(DT1a) is weergegeven in figuur 6-1.



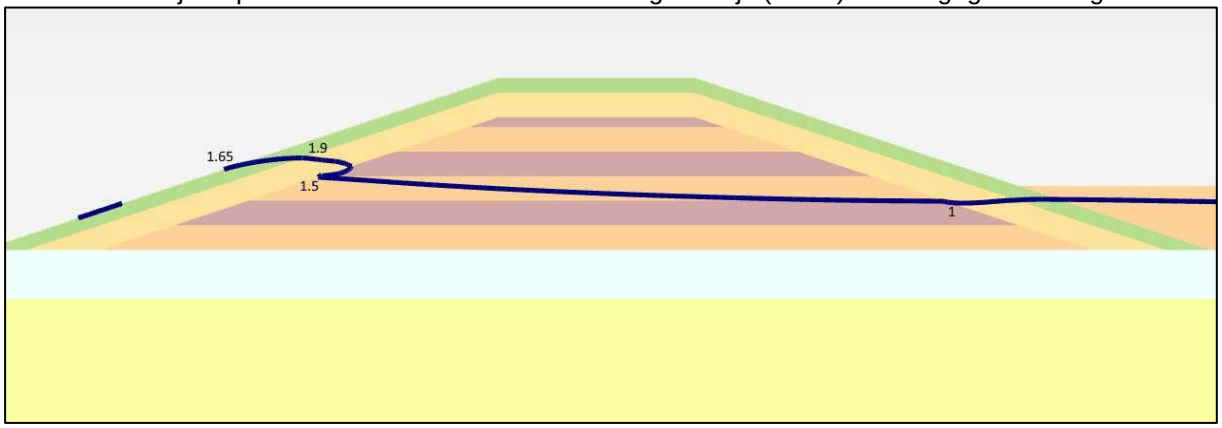
**Figuur 6-1 resultaten freatische lijn kleidijk val na hoogwater**

De gehanteerde uitgangspunten in de stabiliteitsanalyses gebaseerd op de resultaten uit PLAXIS zijn weergeven in tabel 6-1.

**Tabel 6-1 Uitgangspunten schematisatie freatische lijn klei dijk**

| | X [m] | Y [m +NAP] |
|---|---|---|
| **WBN** | n.v.t. | 2,89 |
| **Buitenwaterstand** | n.v.t. | 0 |
| **1** | 10 cm horizontaal uit talud | Buitenwaterstand |
| **2** | 30 cm horizontaal uit talud | 1,9 (WBN-1,01 m) |
| **3** | Snijpunt horizontaal met onderkant bekleding (bij 1:3 ca. 2,5 m | 1,9 (WBN-1,01 m) |
| **4** | buitenkruinlijn | 0,85 (WBN-2,04 m) |
| **5** | binnenkruinlijn | 0,7 (WBN-2,19 m) |
| **6** | binnenteen | 0,2 (polderpeil) |

De freatische lijn bepaald met PLAXIS voor een heterogene dijk (DT2b) is weergegeven in figuur 6-2



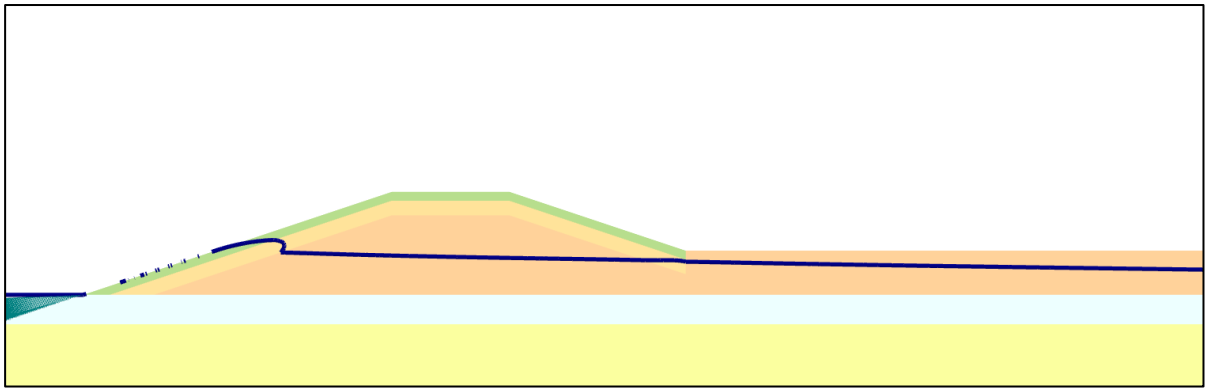

**Figuur 6-2 resultaten freatische lijn heterogene dijk val na hoogwater**

In tabel 6-2 zijn de uitgangspunten voor de schematisatie van de freatische lijn bij de heterogene dijk weergegeven.

Tabel 6-2 Uitgangspunten schematisatie freatische lijn heterogene dijk

| | X [m] | Y [m +NAP] |
|---|---|---|
| **WBN** | n.v.t. | 2,75 |
| **Buitenwaterstand** | n.v.t. | 0 |
| **1** | 10 cm horizontaal uit talud | Buitenwaterstand |
| **2** | Snijpunt horizontaal punt 3 met buitentalud | 1,65 (WBN-1,1m) |
| **3** | Snijpunt horizontaal met onderkant bekleding (bij 1:3 ca. 2,5 m | 1,9 (WBN-0,85m) |
| **4** | Onder punt 3 | 1,5 (WBN-1,25m) |
| **5** | binnenteen | 1,0 (polderpeil) |

De freatische lijn bepaald met PLAXIS voor een zanddijk op klei (DT4C) is weergegeven in figuur 6-3



Figuur 6-3 resultaten freatische lijn zanddijk op klei val na hoogwater

In tabel 6-3 zijn de uitgangspunten voor de schematisatie van de freatische lijn bij een zanddijk op klei weergegeven.

Tabel 6-3 Uitgangspunten schematisatie freatische lijn zand dijk op klei

| | X | Y |
|---|---|---|
| **WBN** | n.v.t. | 2,75 |
| **Buitenwaterstand** | n.v.t. | 0 |
| **1** | 10 cm horizontaal uit talud | Buitenwaterstand |
| **2** | Snijpunt horizontaal punt 3 met buitentalud, 40 cm horizontaal | 1,5 (WBN -1,25m) |
| **3** | Snijpunt horizontaal met onderkant bekleding (bij 1:3 ca. 2,5 m | 1,6 (WBN-1,15m) |
| **4** | Onder punt 3 | 0.9 (WBN-1,85m) |
| **5** | binnenteen | 0,6 (polderpeil) |

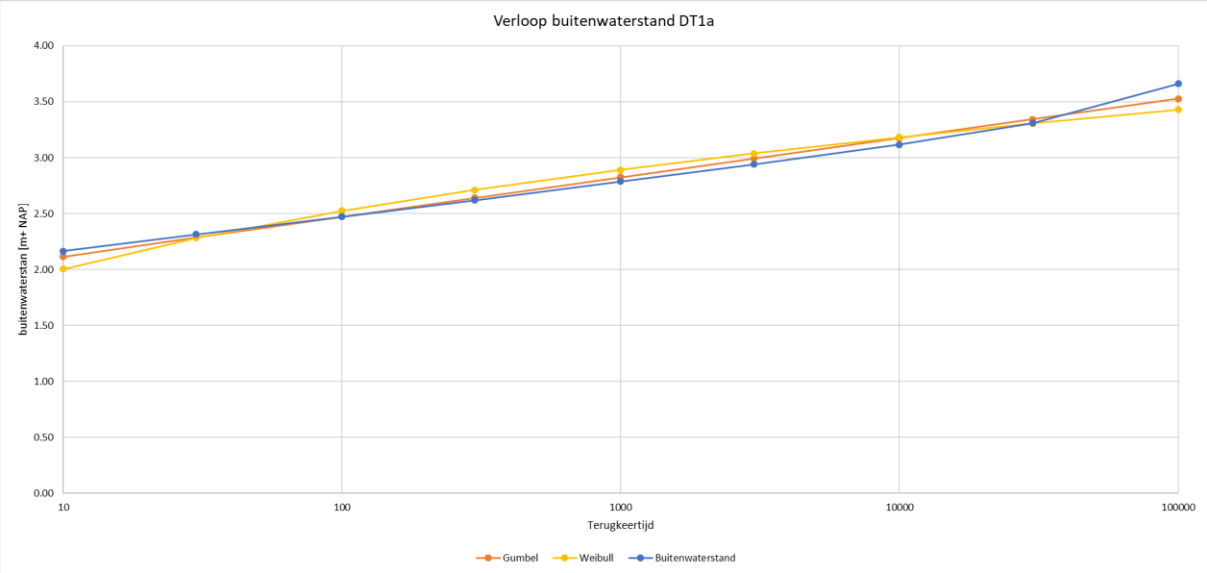
# Bijlage 2. Hydraulische randvoorwaarden

M.b.v. Hydra-NL zijn voor een range van terugkeertijden de buitenwaterstanden bepaald voor DT1a en DT2b, de resultaten zijn weergegeven in onderstaande tabel.

**Tabel 6-4 Terugkeertijden buitenwaterstand voor DT1a en DT2b**

| Terugkeertijd | DT1a (U318) | DT2b (U312) |
|---|---|---|
| **10** | 2,17 | 1,96 |
| **30** | 2,31 | 2,13 |
| **100** | 2,47 | 2,31 |
| **300** | 2,62 | 2,46 |
| **1000** | 2,79 | 2,62 |
| **3000** | 2,94 | 2,77 |
| **10.000** | 3,12 | 2,95 |
| **30.000** | 3,31 | 3,18 |
| **100.000** | 3,66 | 3,60 |

Om de verdeling van de buitenwaterstand af te leiden is het verloop van de buitenwaterstand bij DT1a weergegeven voor zichtjaar 2080. Door dit verloop zijn de extreme waarde verdelingen Gumbel en Weibull geplot.



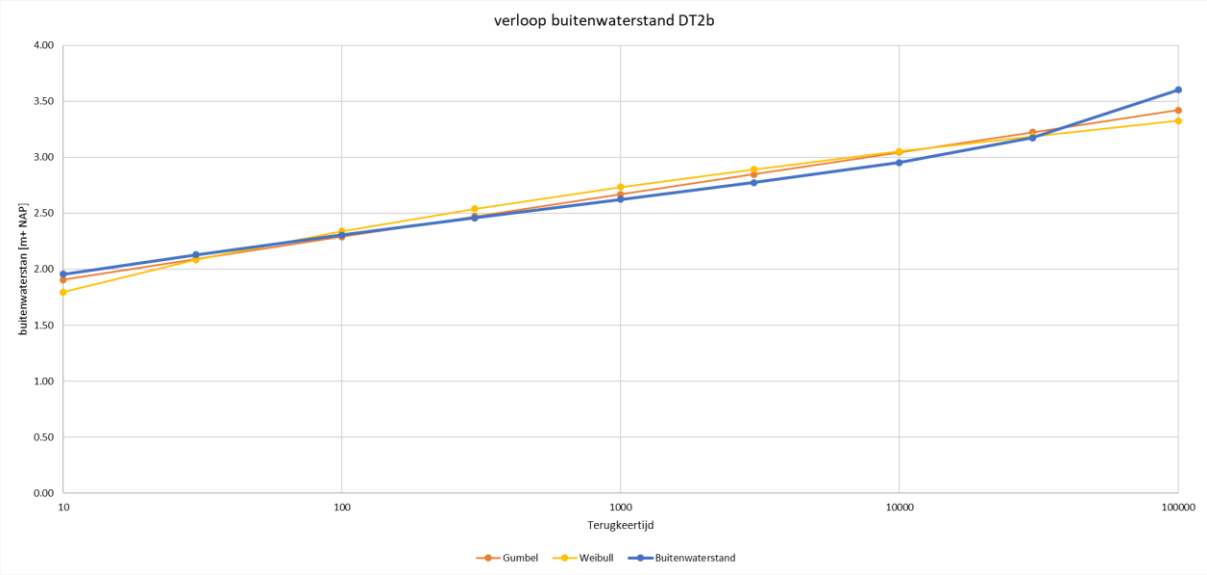

**Figuur 6-4 Verloop buitenwaterstand DT1a en fit Weibull en Gumbel verdeling**

De resulterende fitparameters zijn in onderstaande tabel weergegeven, voor de analyses in de probabilistic toolkit is de Weibull verdeling toegepast.

**Tabel 6-5 Fit parameters extreme waarde verdelingen DT1a**

| Verdeling | Parameter 1 | Parameter 2 |
|---|---|---|
| **Gumbel** | Mean = 1,771 | V.C. = 11,047 |
| **Weibull** | Scale =1,516 | Shape=2,993 |

Om de verdeling van de buitenwaterstand af te leiden is het verloop van de buitenwaterstand bij DT2b weergegeven voor zichtjaar 2080. Door dit verloop zijn de extreme waarde verdelingen Gumbel en Weibull geplot.



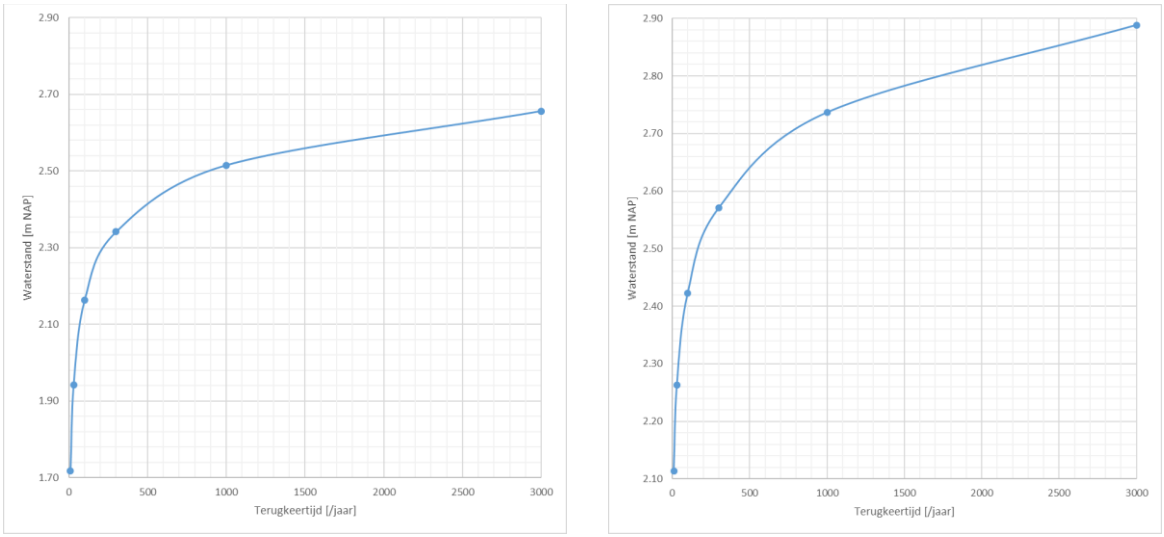

**Figuur 6-5 Verloop buitenwaterstand DT2b en fit Weibull en Gumbel verdeling**

De resulterende fitparameters zijn in onderstaande tabel weergegeven, voor de analyses in de probabilistic toolkit is de Weibull verdeling toegepast.

**Tabel 6-6 Fit parameters extreme waarde verdelingen DT2b**

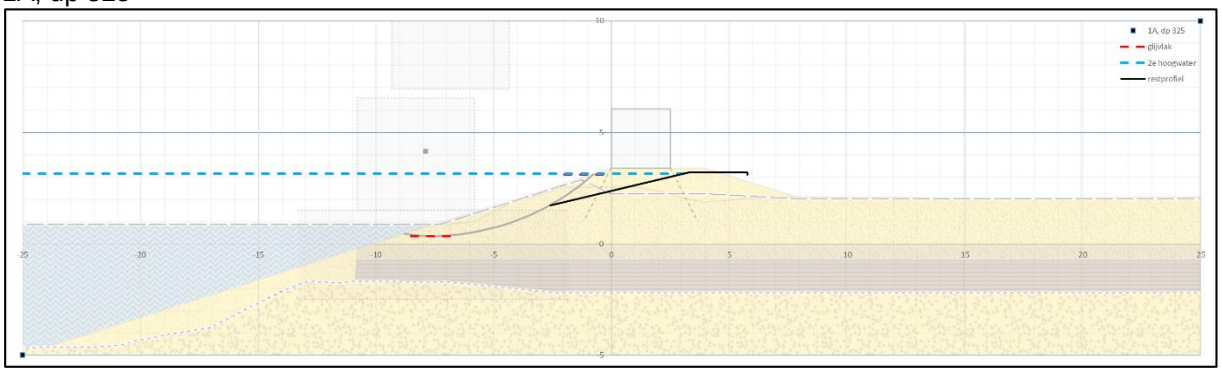
| Verdeling | Parameter 1 | Parameter 2 |
|---|---|---|
| **Gumbel** | Mean = 1,54 | V.C. = 13,6 |
| **Weibull** | Scale =1,304 | Shape=2,61 |

# Bijlage 3. Restprofielbenadering STBU

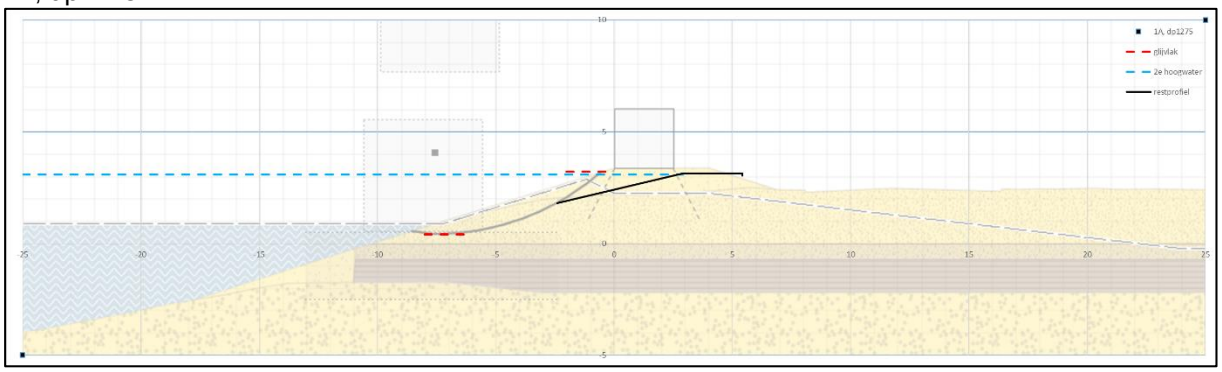



**Figuur 6-6: Terugkeertijden (per jaar) waterhoogte (m.b.v. HNL). Links de terugkeertijden op het 'lage' deel van het traject, rechts de terugkeertijd op het 'hoge' deel van het traject.**

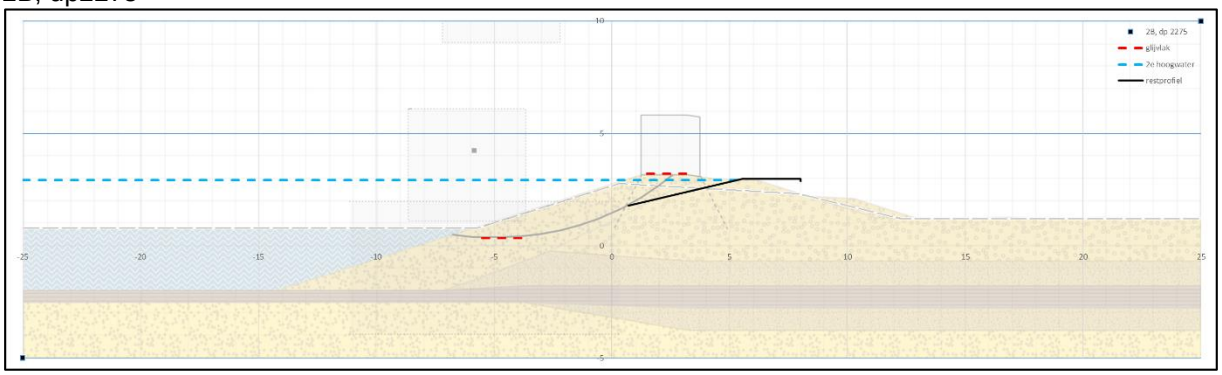
1A, dp 325



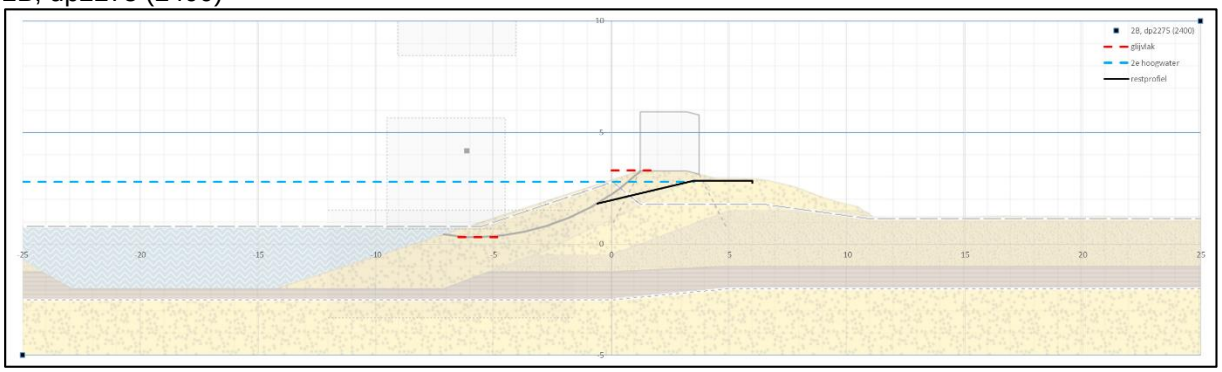

1A, dp1275



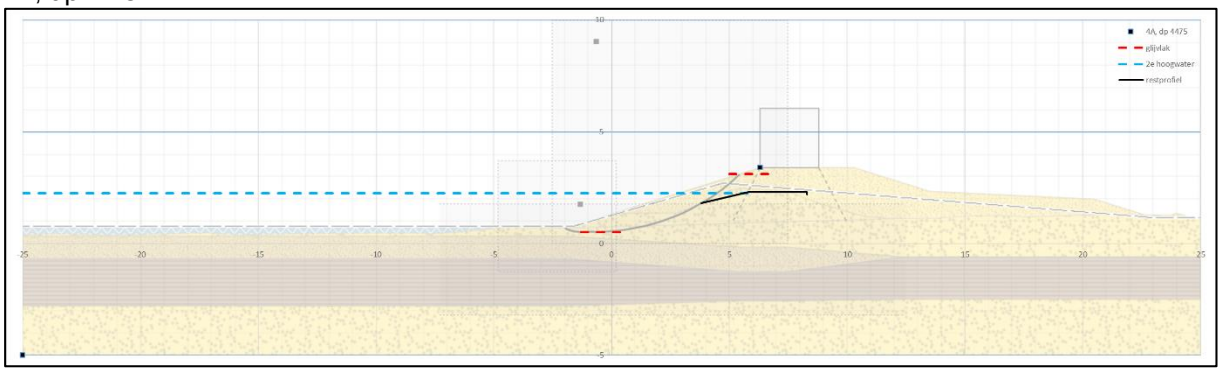
2B, dp2275



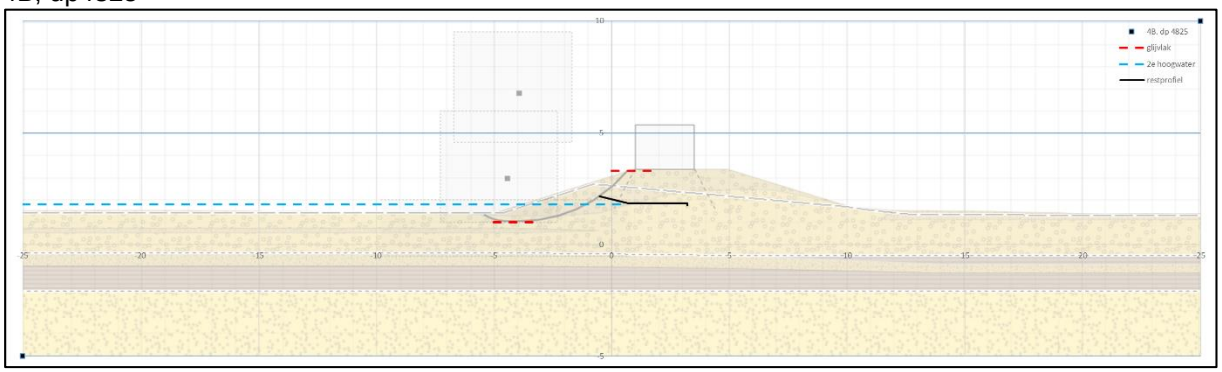

2B, dp2275 (2400)



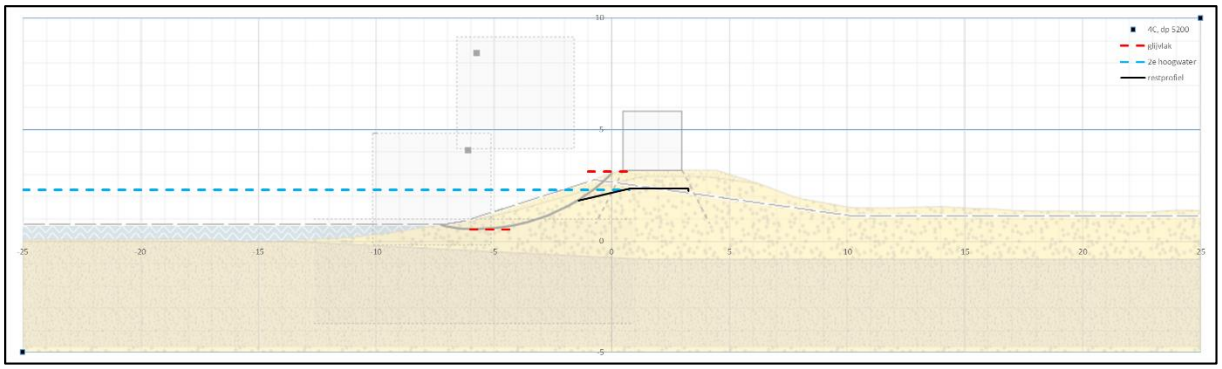

4A, dp4475



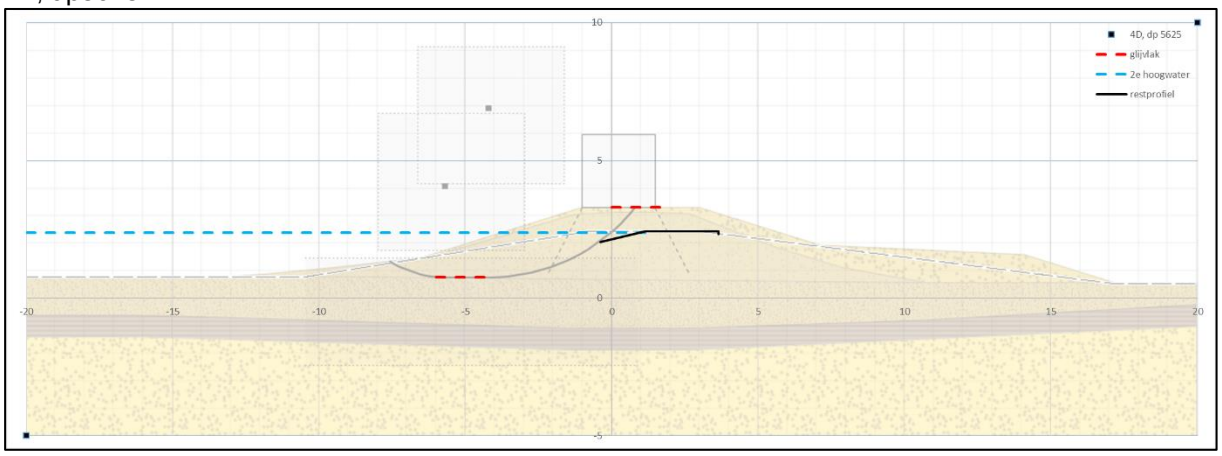

4B, dp4825



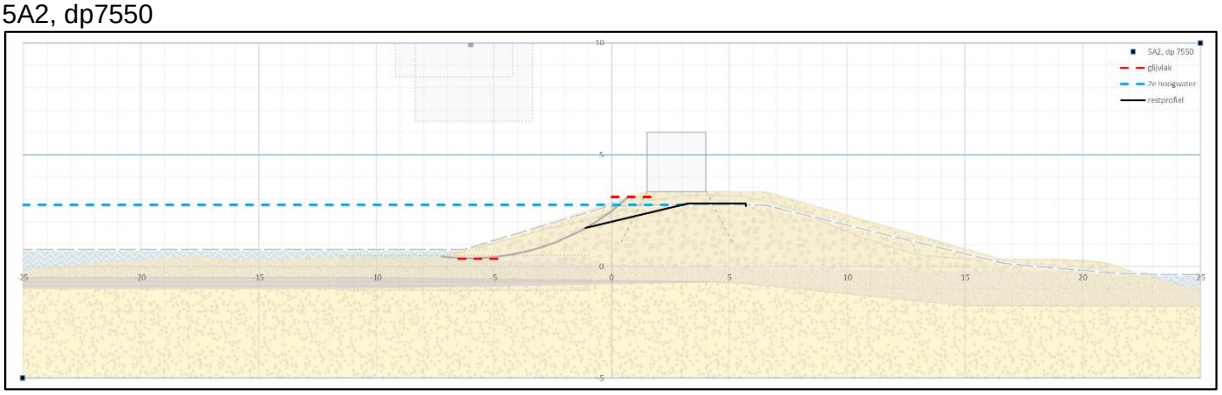

4C, dp5200




4D, dp5625




5A2, dp7550



# Bijlage 4. Proevenverzameling

Voor de faalpadanalyse voor de profielen DT1a en DT2b is gebruik gemaakt van probabilistische stabiliteitsberekeningen. Voor de sterkteparameters (POP, phi, m en S) moeten een gemiddelde, standaardafwijking en karakteristieke waarde ingevuld worden.

**Tabel 6-7 Grondparameters**

| Grondsoort | $\gamma/\gamma_{sat}$ [kN/m3] | $\varphi'_k$ [°] | $\Psi'_k$ [°] | $c'_k$ [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Klei | 18,5/ 18,5 | - | - | - | 0,28 | 0,81 | 12 / 5 | 1,36 | Pv SDZ |
| Veen | 10,5/ 10,5 | - | - | - | 0,30 | 0,81 | 23 / 5 | 1,47 | Pv SDZ |
| Zand | 18,0/ 20,0 | 32,9 | 0 | 0 | - | - | - | - | Pv SDZ[1] |

**Tabel 6-8 grondparameters Voor dijksmateriaal**

| Grondsoort | $\gamma/\gamma_{sat}$ [kN/m3] | $\varphi'_k$ [°] | $\Psi'_k$ [°] | $c'_k$ [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Dijksmateriaal, zand met laagjes klei | 18,5/ 18,5 | 28,5 | 0 | 0 | - | - | - | - | SHM |
| Dijksmateriaal, klei | 17,0/ 17,0 | 26,9 | 0 | 0 | - | - | - | - | Pv SDZ |

**Tabel 6-9 grondparameters Voor toekomstig ophoogmateriaal**

| Grondsoort | $\gamma/\gamma_{sat}$ [kN/m3] | $\varphi'_k$ [°] | $\Psi'_k$ [°] | $c'_k$ [kN/m2] | S [-] | m [-] | POP [kN/m2] | OCR [-] | Bron |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ophoogmateriaal, zand | 18,0/ 20,0 | 31,3[2] | 0 | 0 | - | - | - | - | Dijksmateriaal Klei |
| Ophoogmateriaal, klei | 17,0/ 17,0 | 27,0[3] | 0 | 0 | - | - | - | - | Dijksmateriaal Zand |

**Tabel 6-10Grondparameters Gemiddelde en standaardafwijking toegepast voor probabilistische sommen**

| | $\varphi'_k$ [°] | S | m | POP | | $\varphi'_k$ | S | m | POP |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Gemiddelde** | | | | | **Standaarddeviatie** | | | |
| | **[°]** | **[-]** | **[-]** | **[kN/m2]** | | **[°]** | **[-]** | **[-]** | **[kN/m2]** |
| Klei | | 0.47 | 0.85 | 25.02 | | | 0.14 | 0.04 | 10.4 |
| Veen | | 0.45 | 0.84 | 32.1 | | | 0.1 | 0.02 | 6.2 |
| Zand | 35.7 | - | - | - | | 1.7 | - | - | - |
| Dijksmateriaal, zand met laagjes klei | 32 | - | - | - | | 2.1 | - | - | - |
| Dijksmateriaal, klei | 33.7 | - | - | - | | 4.4 | - | - | - |
| Dijksmateriaal klei ** | 32.13 | - | - | - | | 2.13 | - | - | - |

# Bijlage 5. Faalpadanalyse STBU DT1a

**Tabel 6-11 Faalkansanalyse basisschematisatie**

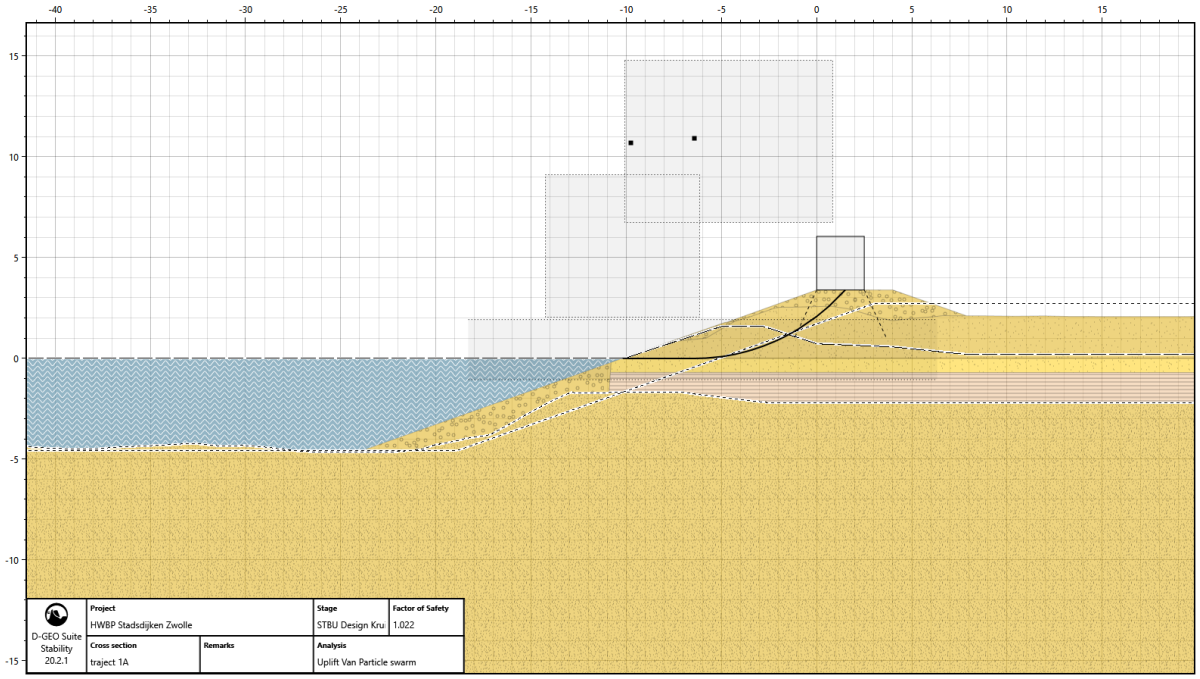
| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 4,71E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 4,84E-07 |
| **T10** | Groot | 3,07E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 4,75E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **4,80E-05** |
| **T100** | Klein | 6,85E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 7,03E-07 |
| **T100** | Groot | 4,02E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 6,24E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **6,31E-05** |
| **T1000** | Klein | 8,43E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 8,65E-07 |
| **T1000** | Groot | 9,99E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 1,55E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,56E-04** |
| **T3000** | Klein | 8,49E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 8,71E-07 |
| **T3000** | Groot | 1,51E-01 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 2,34E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **2,35E-04** |

**Tabel 6-12 Faalkans analyse schematisatie toplaag**

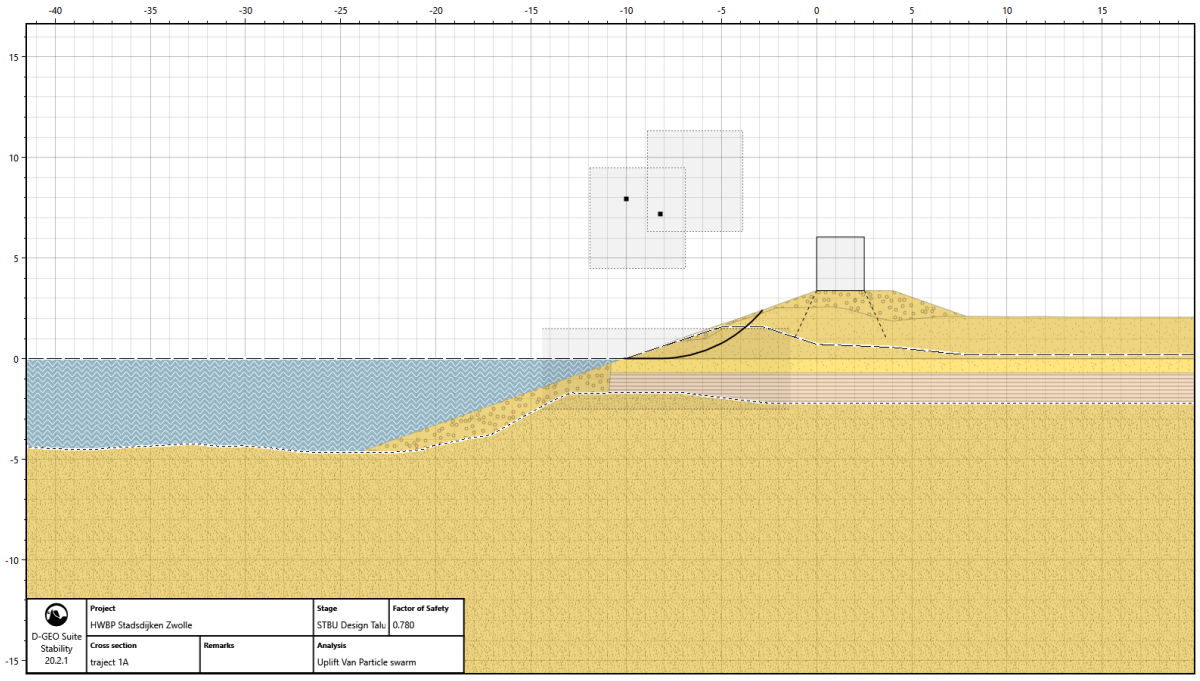
| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 1,67E-08 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 1,71E-14 |
| **T10** | Groot | 3,46E-03 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 5,37E-06 |
| | | | | | | **Totaal:** | **5,37E-06** |
| **T100** | Klein | 1,49E-03 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 1,53E-09 |
| **T100** | Groot | 1,74E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 2,69E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **2,69E-05** |
| **T1000** | Klein | 1,10E-02 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 1,13E-08 |
| **T1000** | Groot | 7,71E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 1,20E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,20E-04** |
| **T3000** | Klein | 1,38E-02 | 3,84E-04 | 1,00E-05 | 8,00E-05 | 2,59E-03 | 1,41E-08 |
| **T3000** | Groot | 1,14E-01 | 2,74E-02 | 1,00E-05 | 5,15E-02 | 5,02E-03 | 1,77E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,77E-04** |

# Bijlage 6. Glijvlakken STBU DT1a

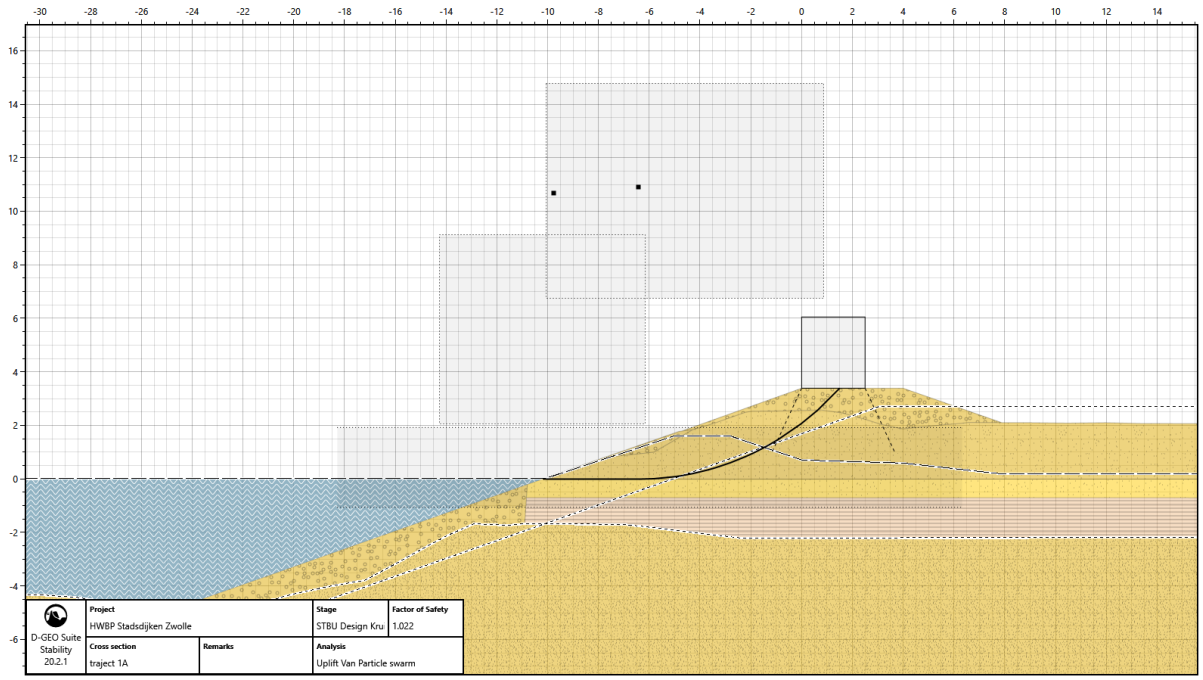
**Schematisatie basis**



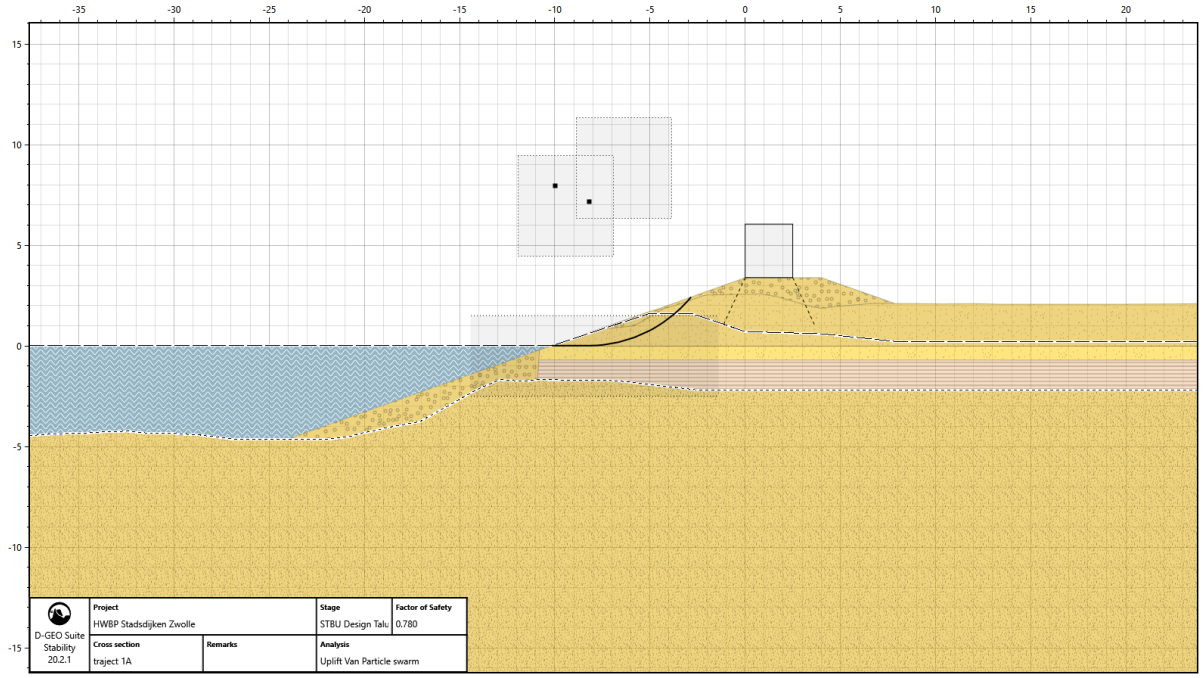

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin Basis*



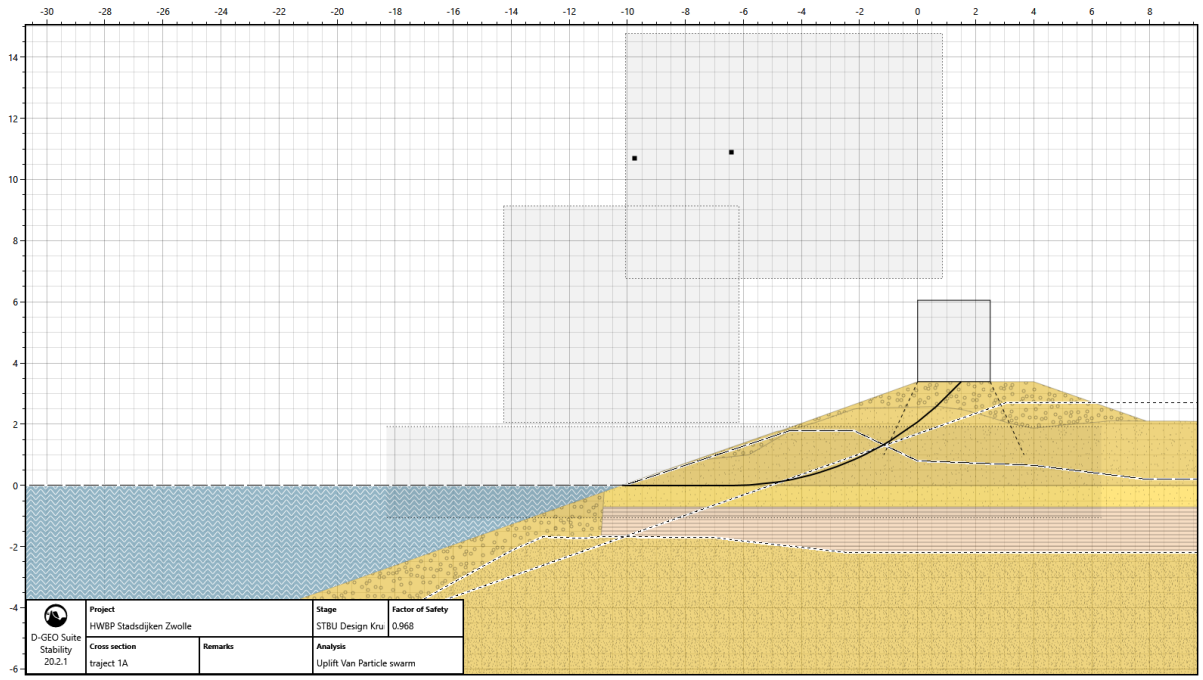

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud Basis*



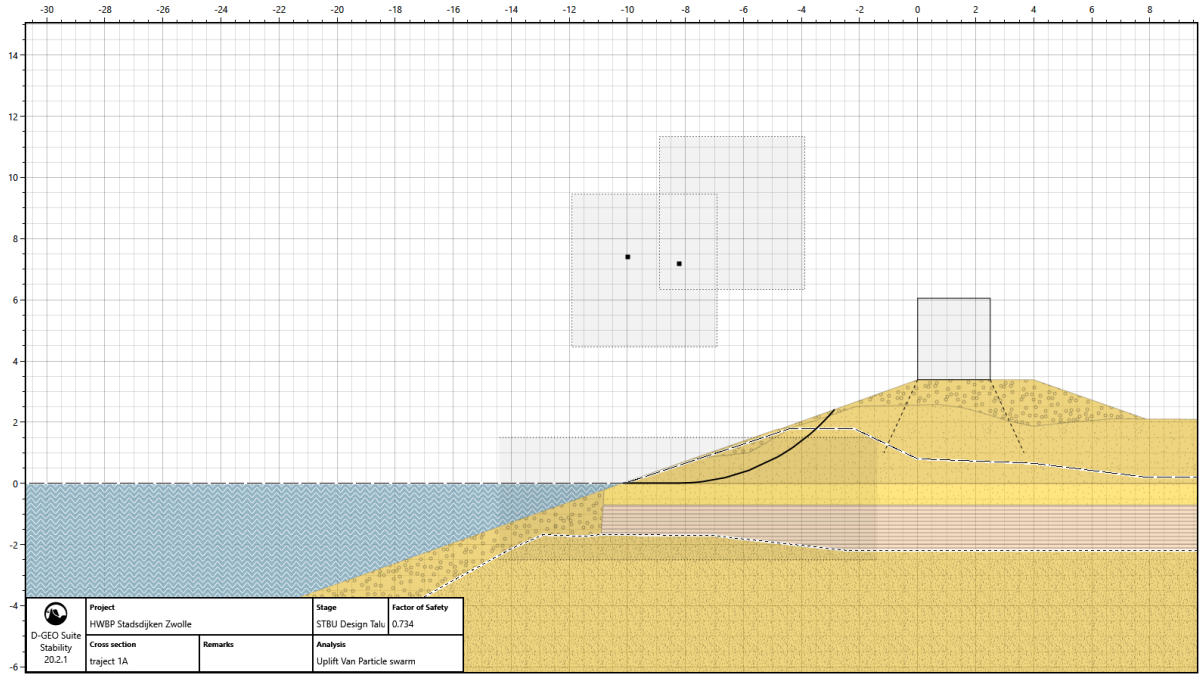

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin Basis*



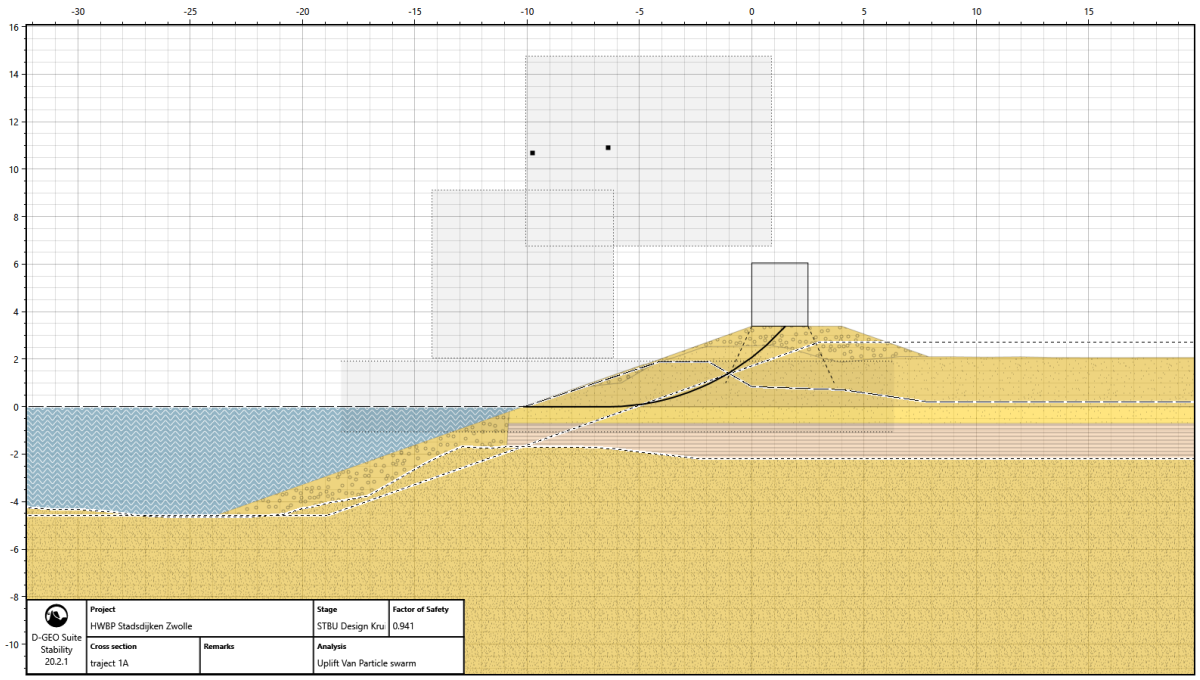

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud Basis*



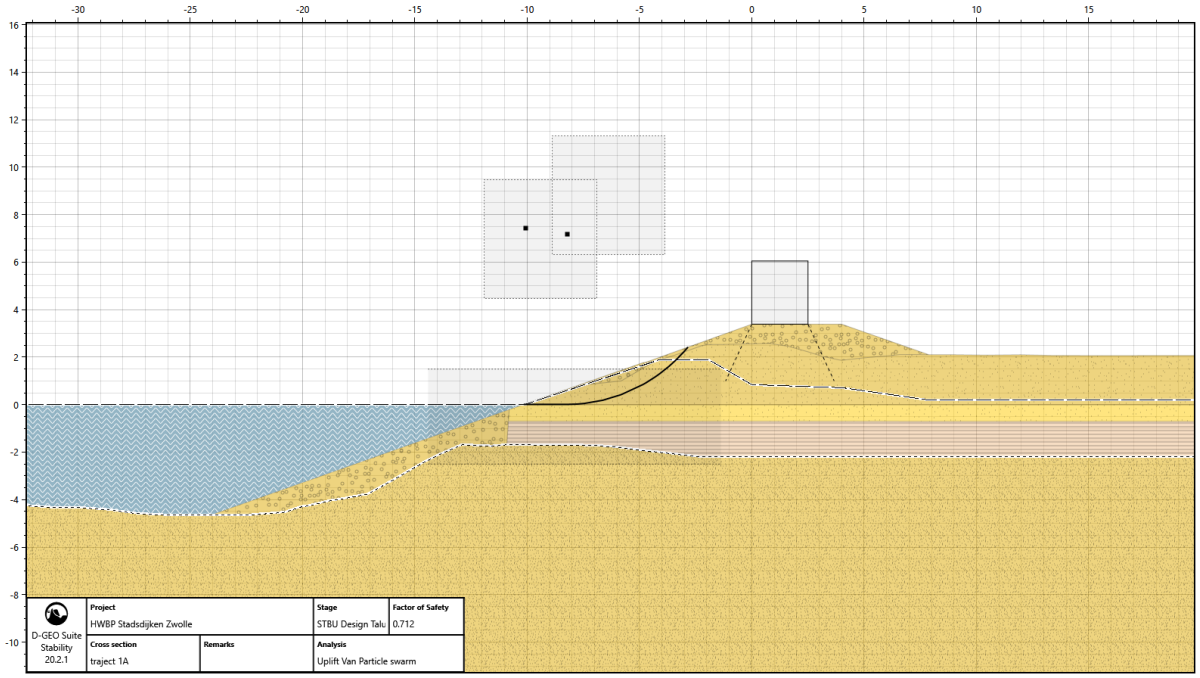

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin Basis*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud Basis*

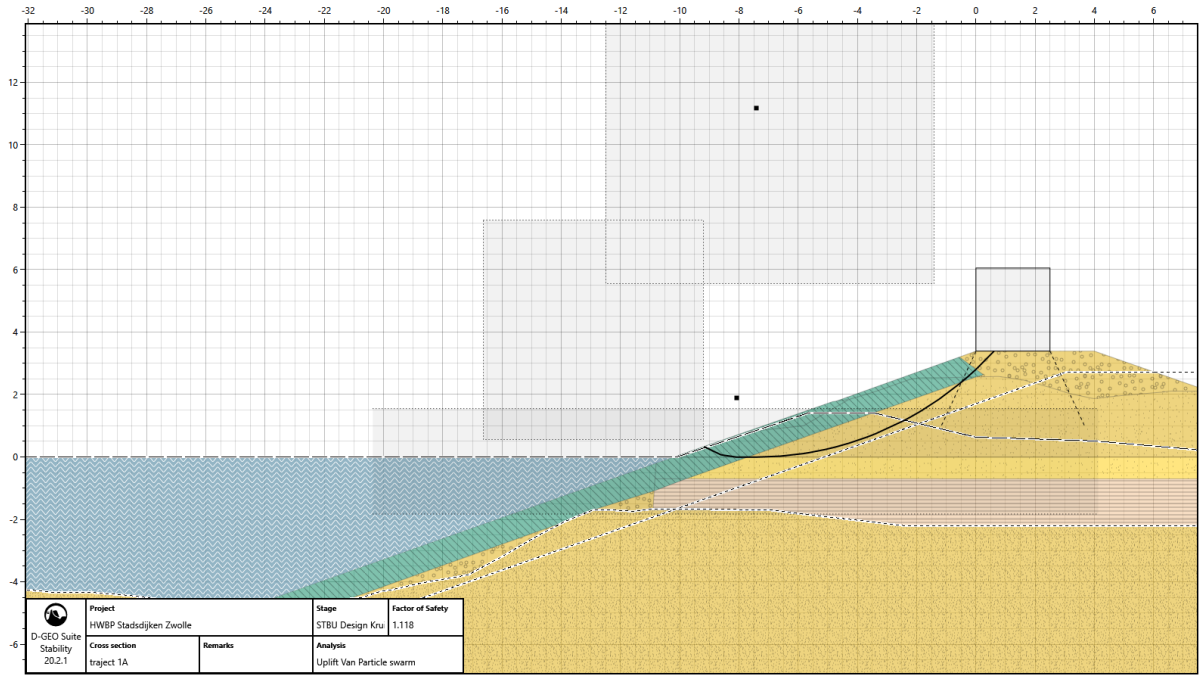



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin Basis*

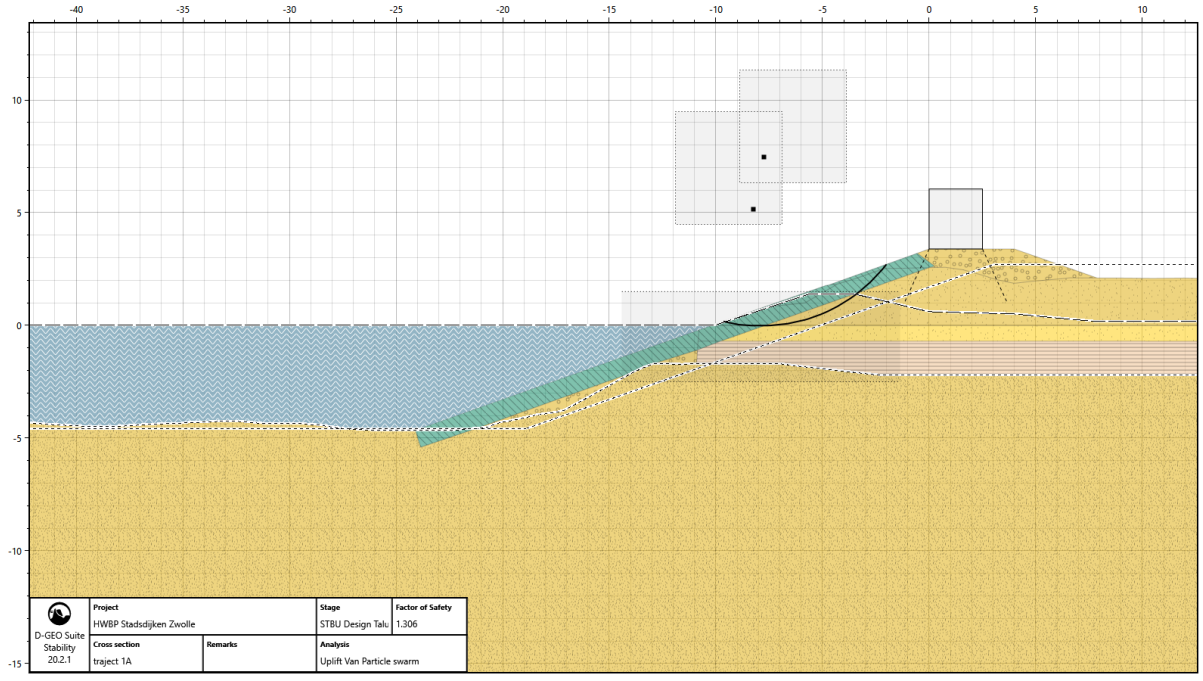



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud Basis*

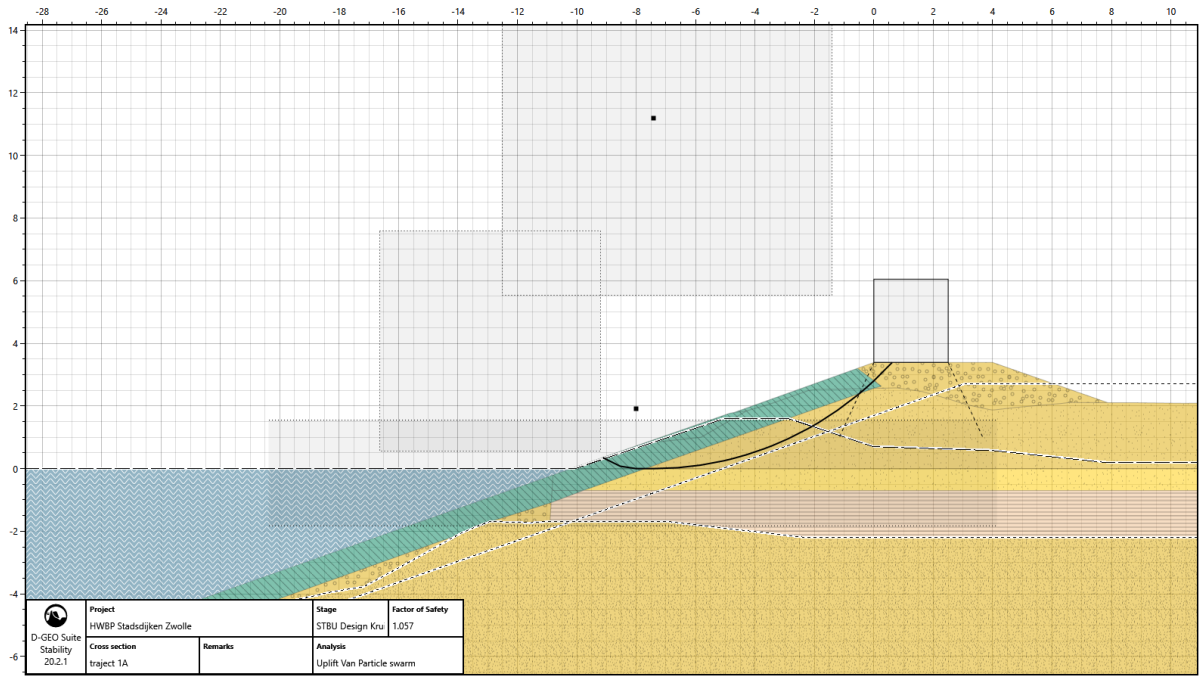
## Schematisatie met Toplaag



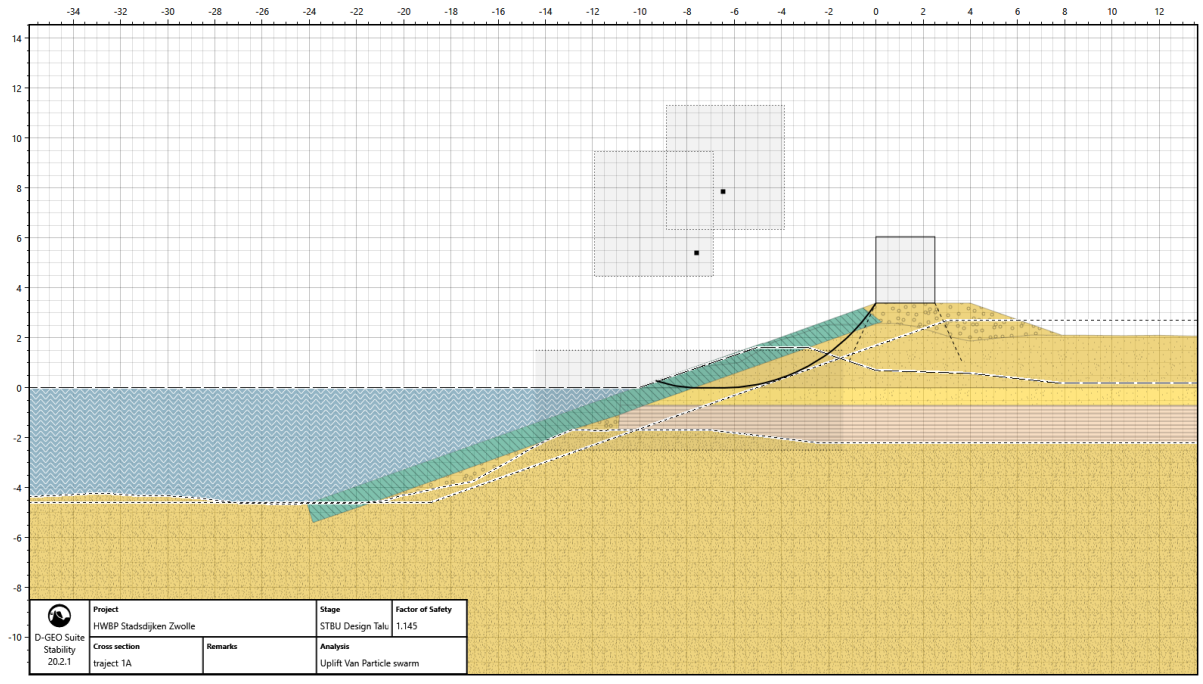

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin Toplaag*



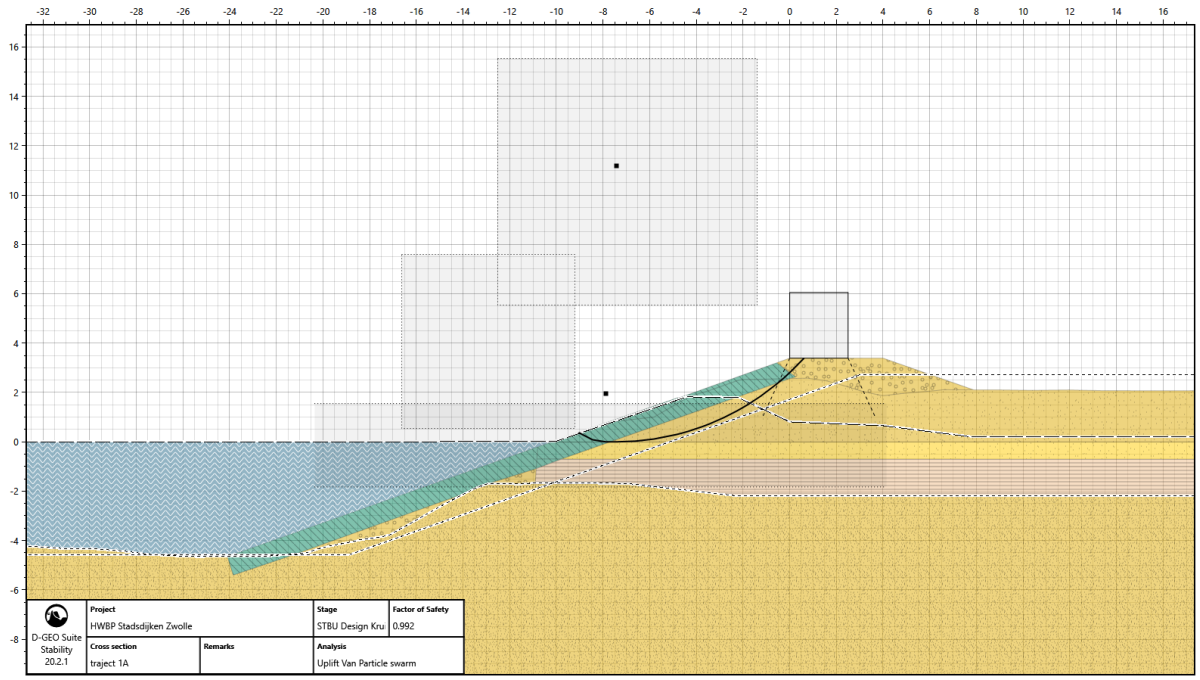

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud Toplaag*



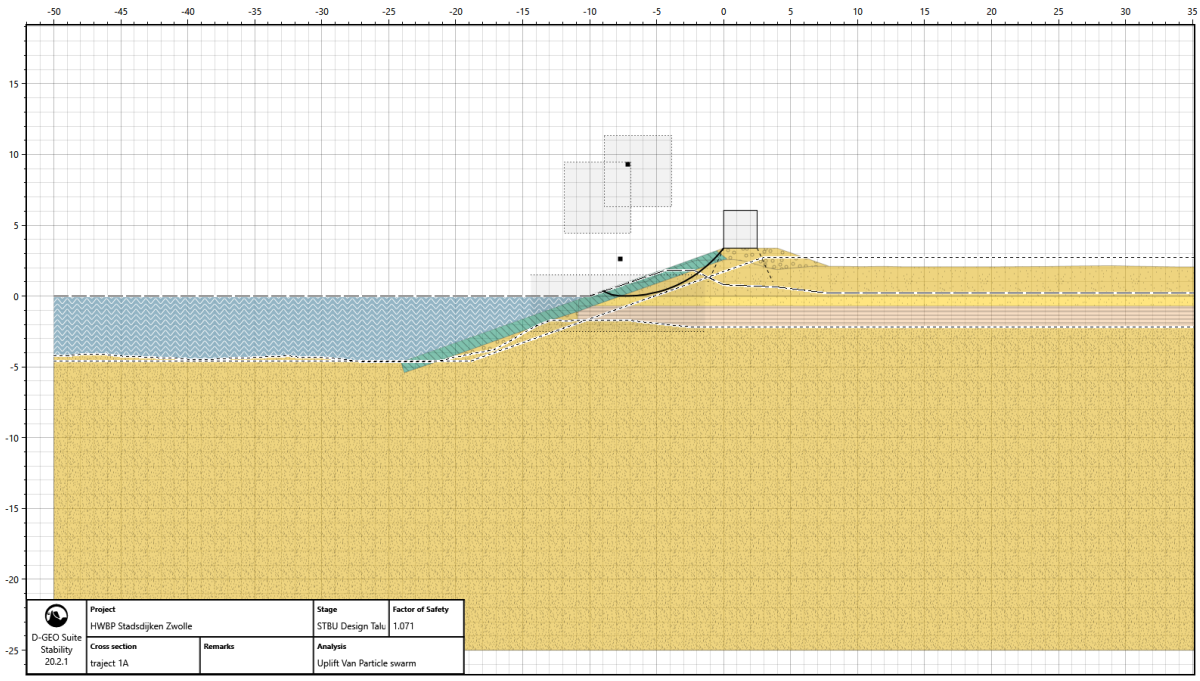

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin Toplaag*



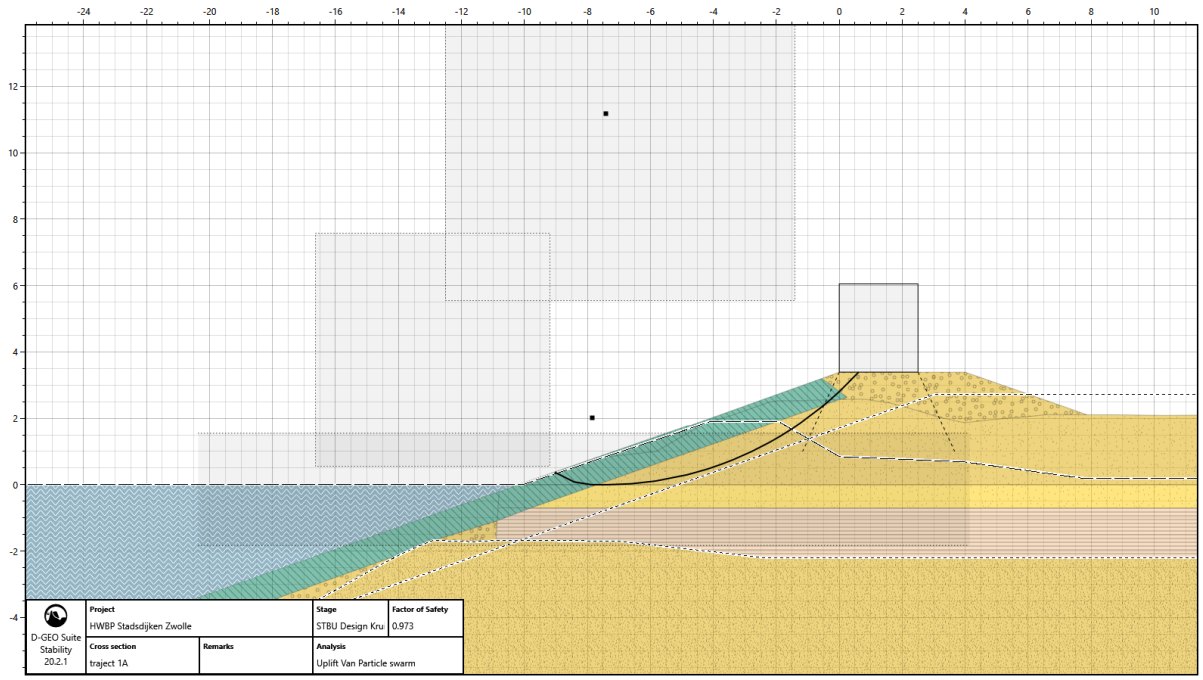

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud Toplaag*



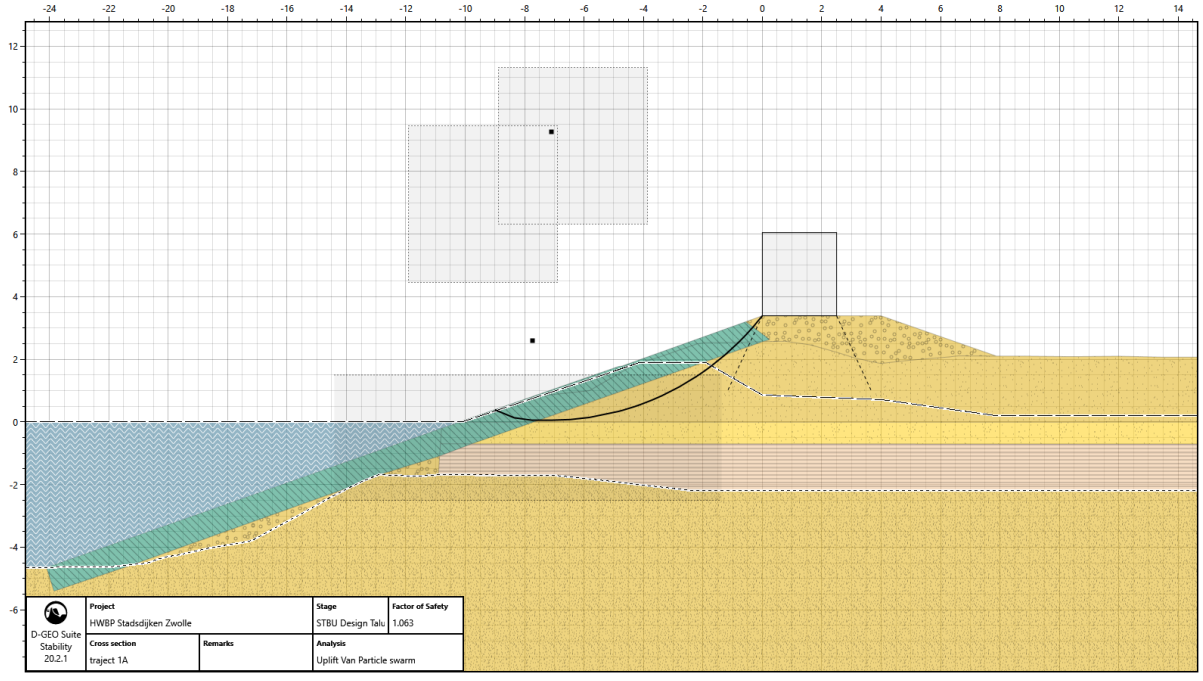

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin Toplaag*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud Toplaag*

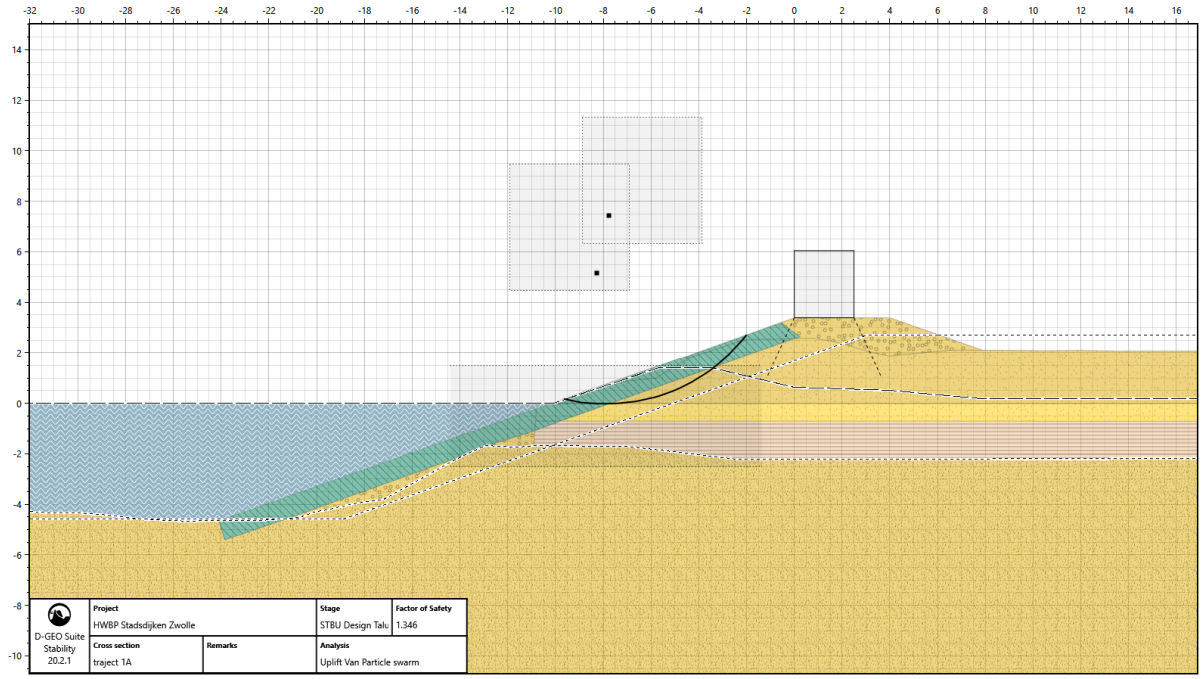



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin Toplaag*

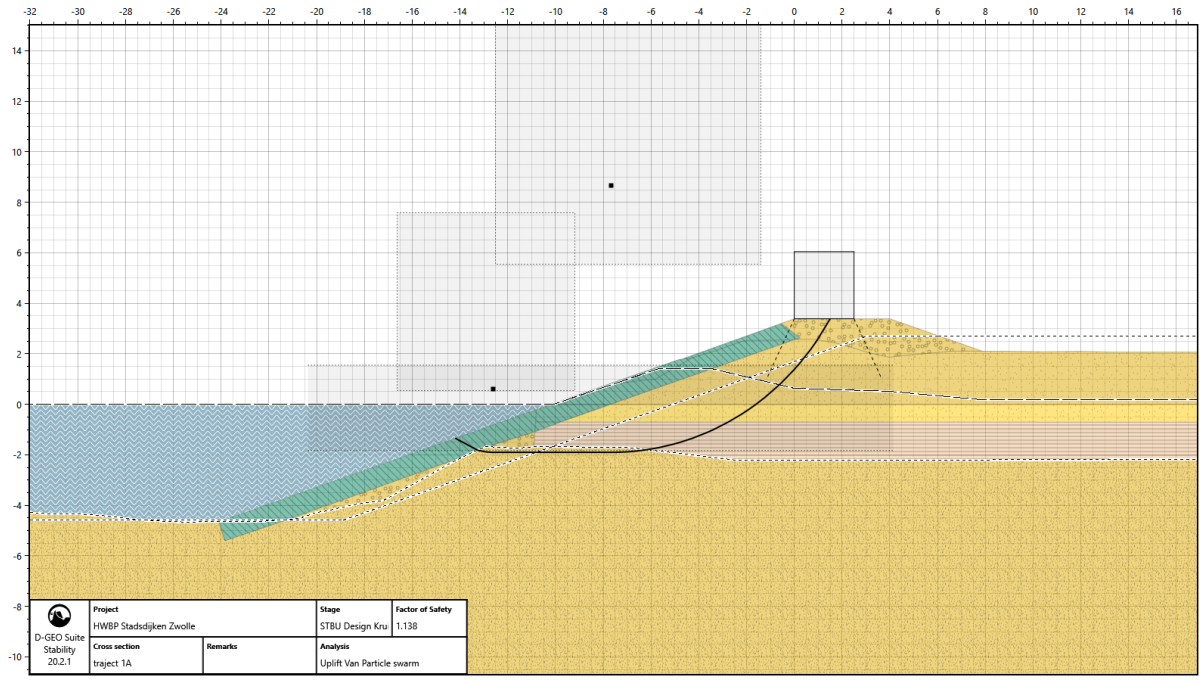



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud Toplaag*

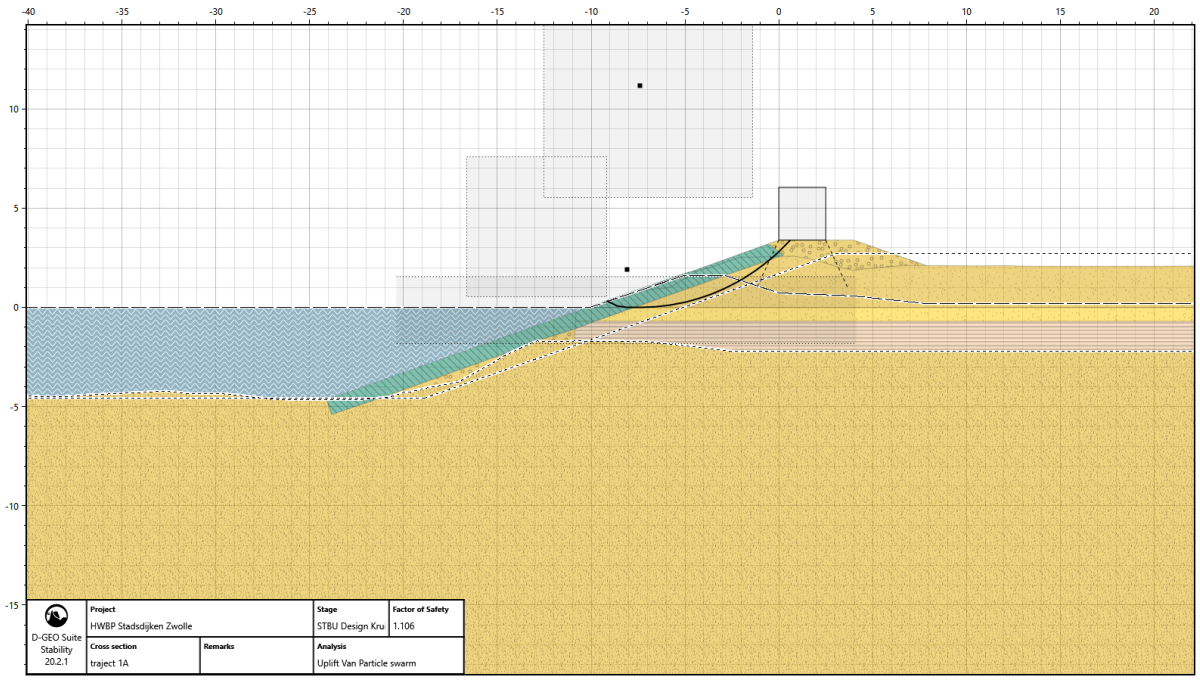
## Schematisatie met dijksmateriaal



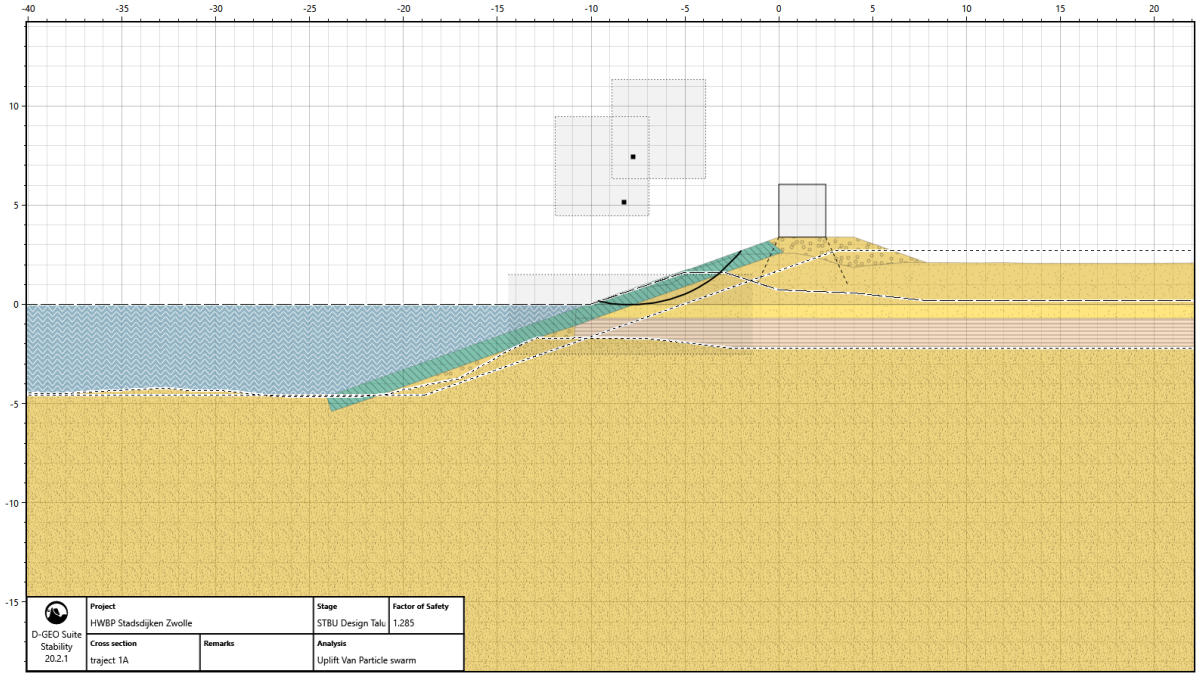

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin Dijksmateriaal*



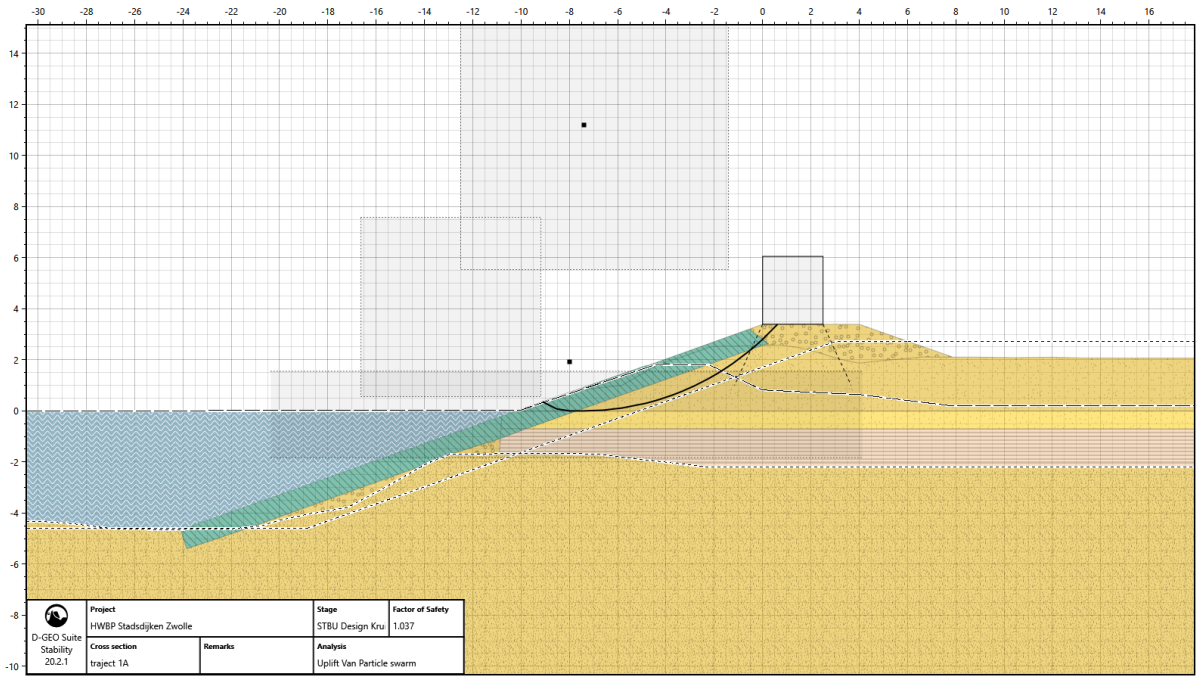

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud Dijksmateriaal*



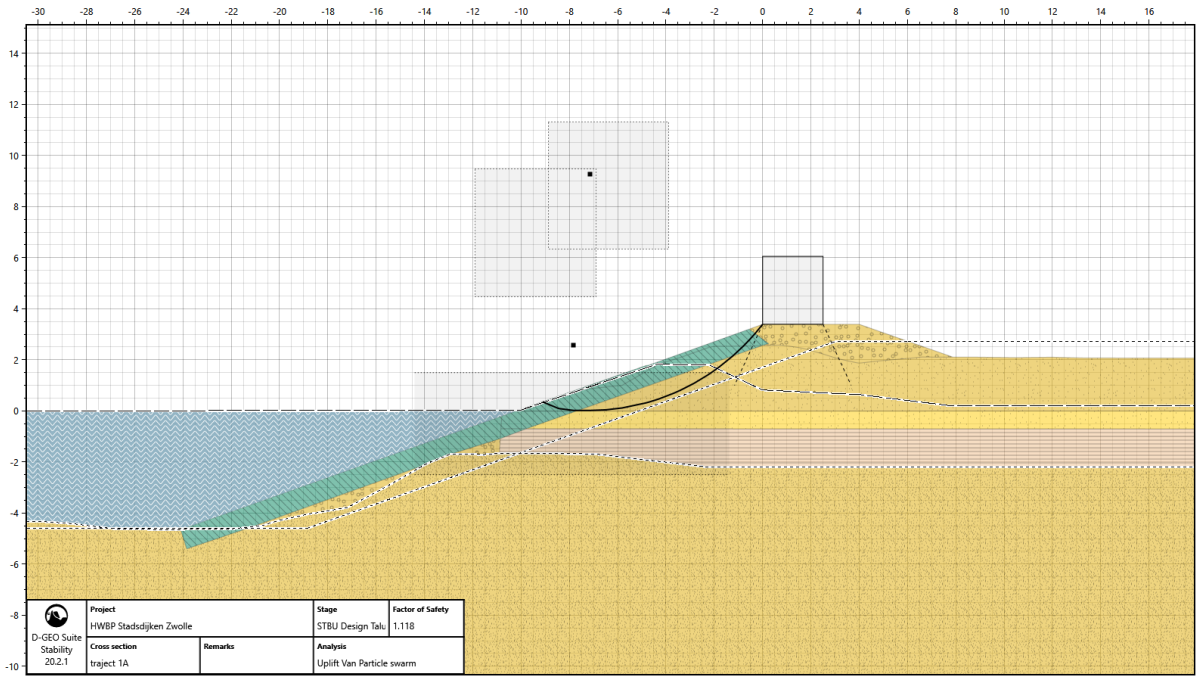

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin Dijksmateriaal*



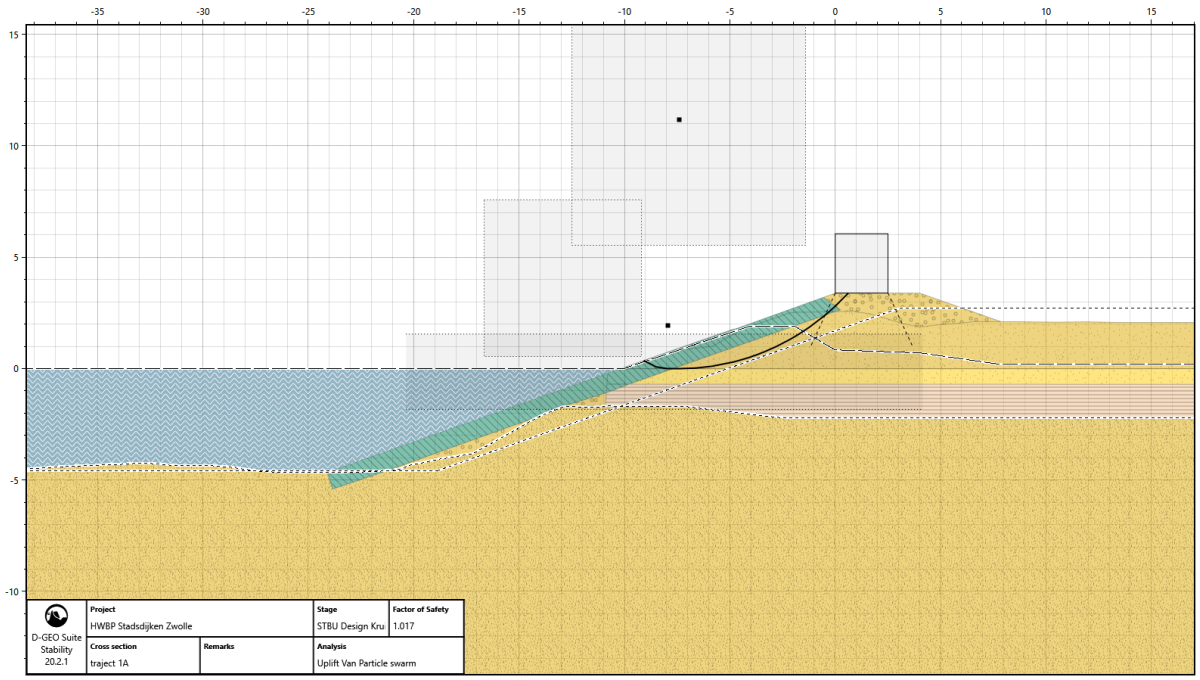

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud Dijksmateriaal*



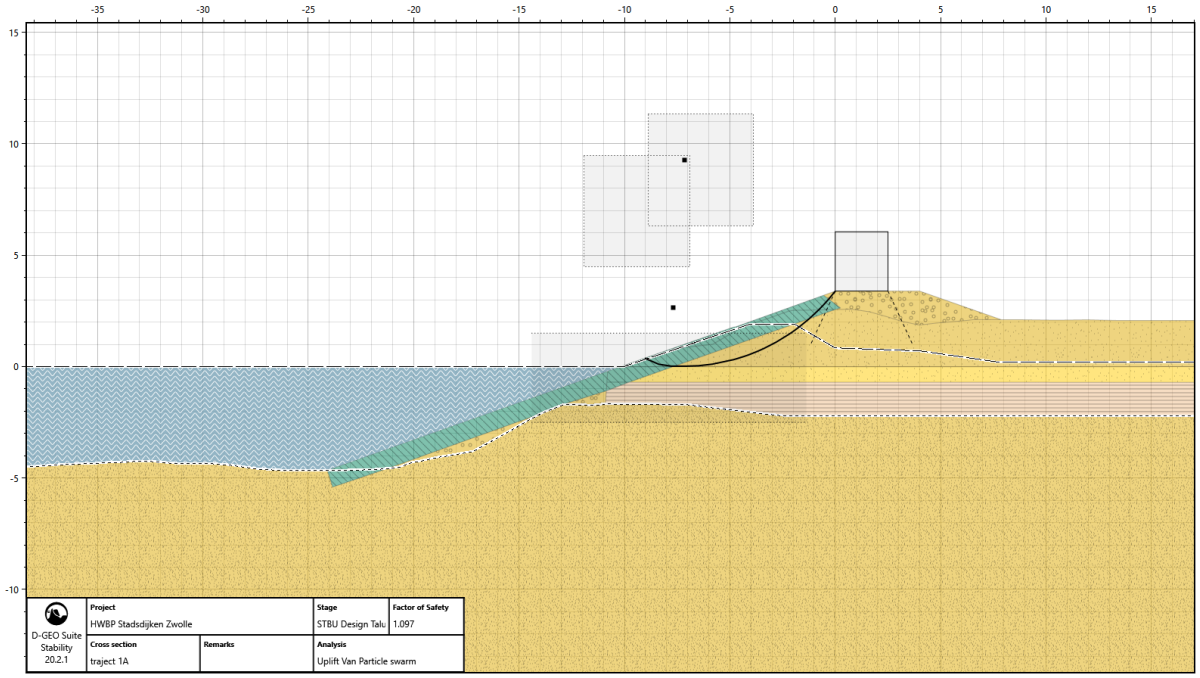

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin Dijksmateriaal*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud Dijksmateriaal*




*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin Dijksmateriaal*




*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud Dijksmateriaal*

# Bijlage 7. Faalpadanalyse STBU DT2b

**Tabel 6-13 Faalkans analyse basis schematisatie**

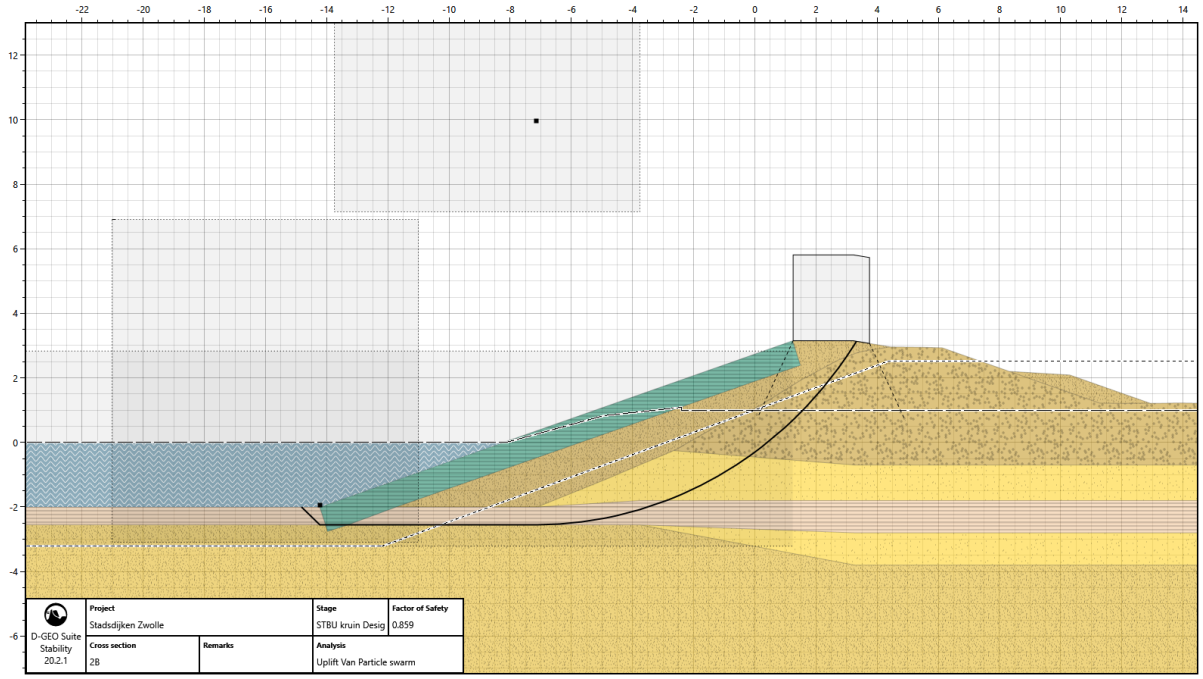
| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 1,14E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 7,89E-09 |
| **T10** | Groot | 8,81E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 8,77E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **8,77E-05** |
| **T100** | Klein | 2,04E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 1,41E-08 |
| **T100** | Groot | 9,87E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 9,82E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **9,83E-05** |
| **T1000** | Klein | 2,71E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 1,87E-08 |
| **T1000** | Groot | 1,39E-01 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 1,38E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,38E-04** |
| **T3000** | Klein | 3,05E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 2,10E-08 |
| **T3000** | Groot | 1,72E-01 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 1,71E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,71E-04** |

**Tabel 6-14 Faalkans analyse schematisatie stortsteen**

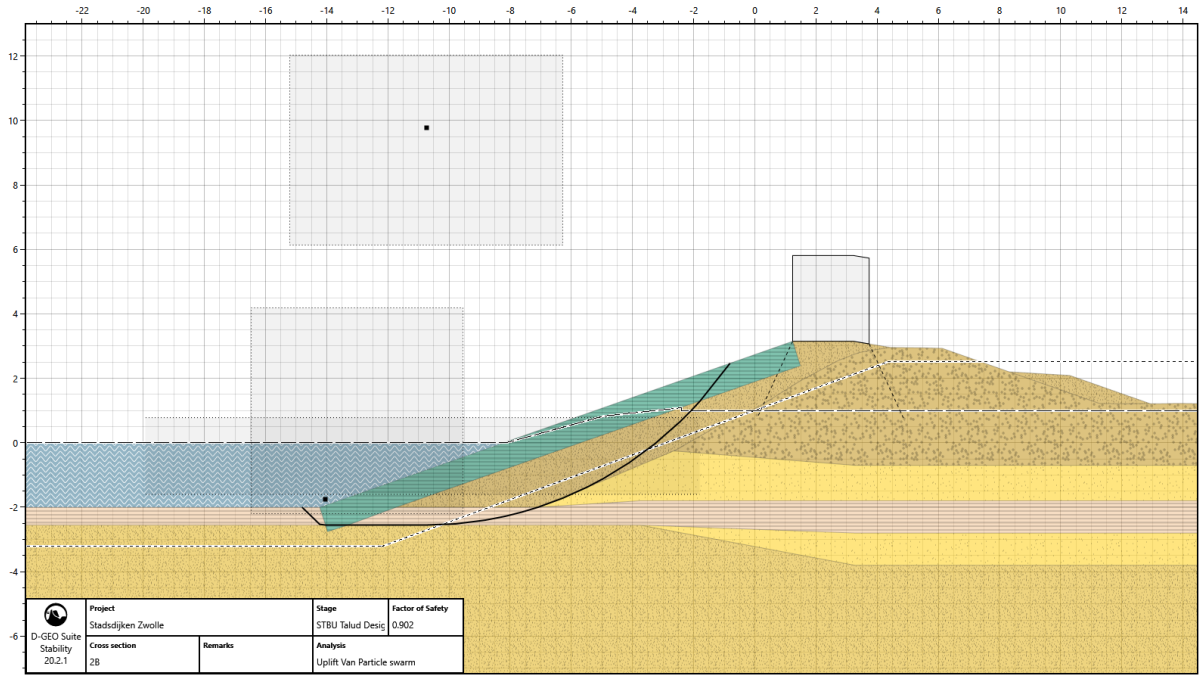
| Waterstand | Type afschuiving | Kans op afschuiving | Kans op geen herstel | Kans op falen door GEBU | Kans op falen door GEKB | Kans op falen door STBI | Totale faalkans gegeven buitenwaterstand |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| [jaar] | **[-]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** | **[/jaar]** |
| **T10** | Klein | 1,64E-03 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 1,13E-10 |
| **T10** | Groot | 1,48E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 1,47E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,47E-05** |
| **T100** | Klein | 1,18E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 8,15E-09 |
| **T100** | Groot | 1,68E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 1,67E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **1,67E-05** |
| **T1000** | Klein | 3,77E-01 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 2,60E-08 |
| **T1000** | Groot | 2,59E-02 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 2,58E-05 |
| | | | | | | **Totaal:** | **2,58E-05** |
| **T3000** | Klein | 0,00E+00 | 3,84E-04 | 1,00E-04 | 8,00E-05 | 3,74E-10 | 0,00E+00 |
| **T3000** | Groot | 1,00E+00 | 2,74E-02 | 1,00E-04 | 3,62E-02 | 3,38E-12 | 9,95E-04 |
| | | | | | | **Totaal:** | **9,95E-04** |

# Bijlage 8. Glijvlakken STBU DT2b

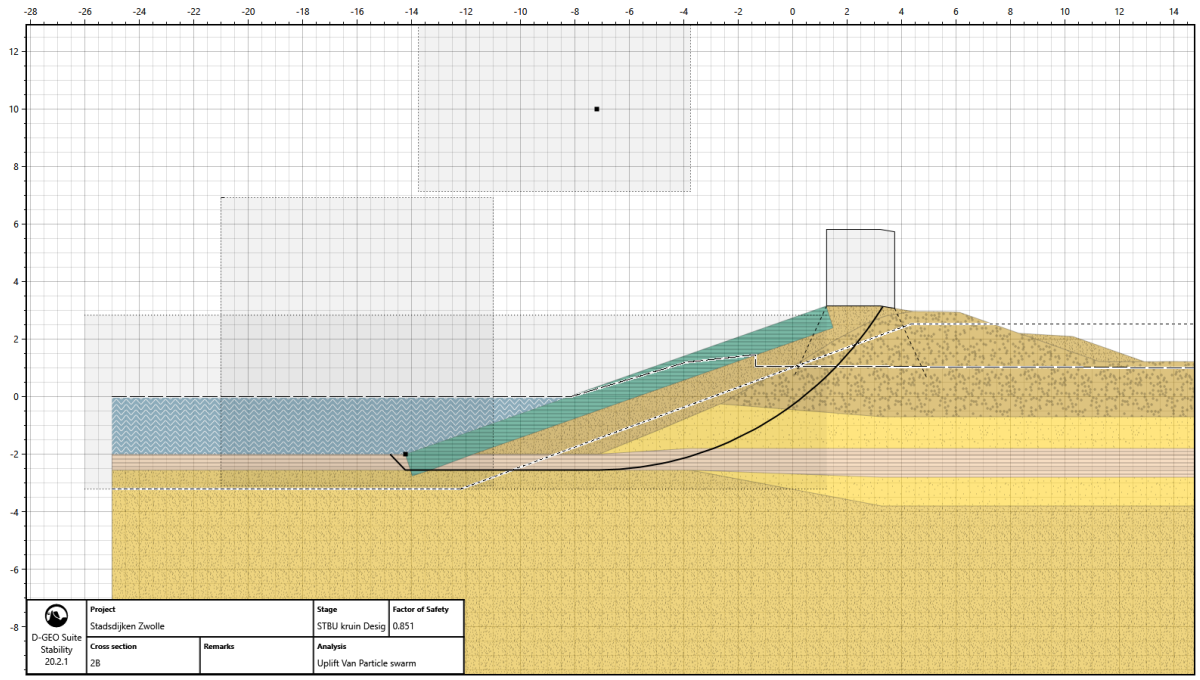
**Basis schematisatie**



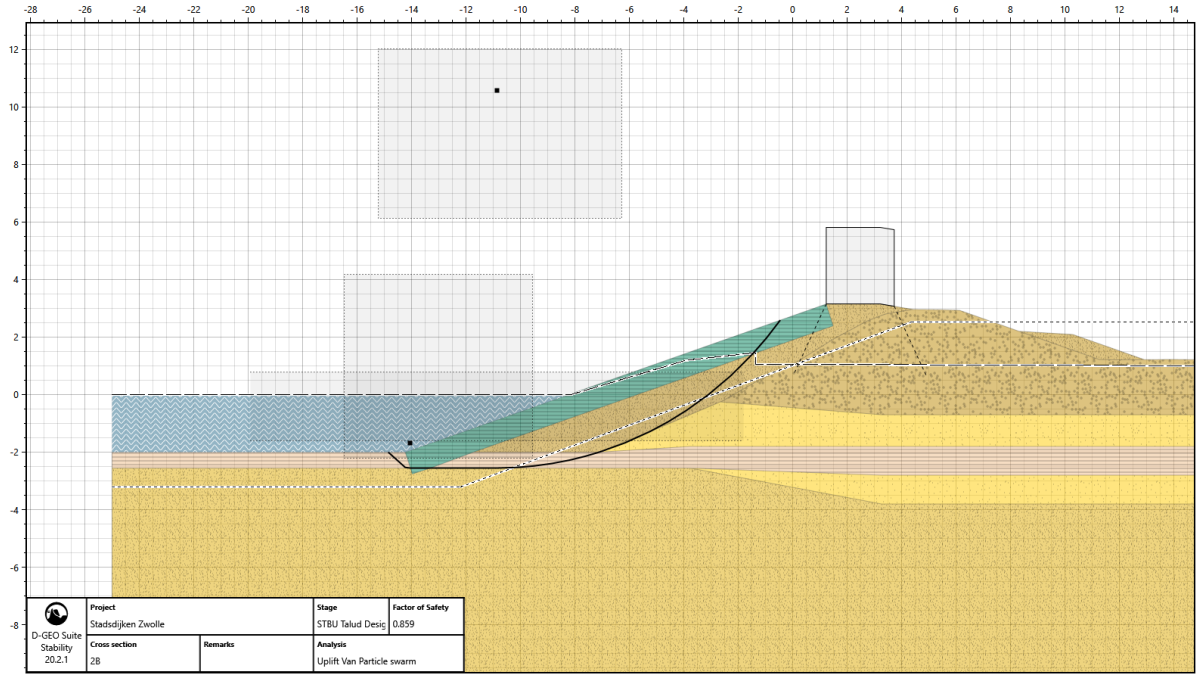

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin*



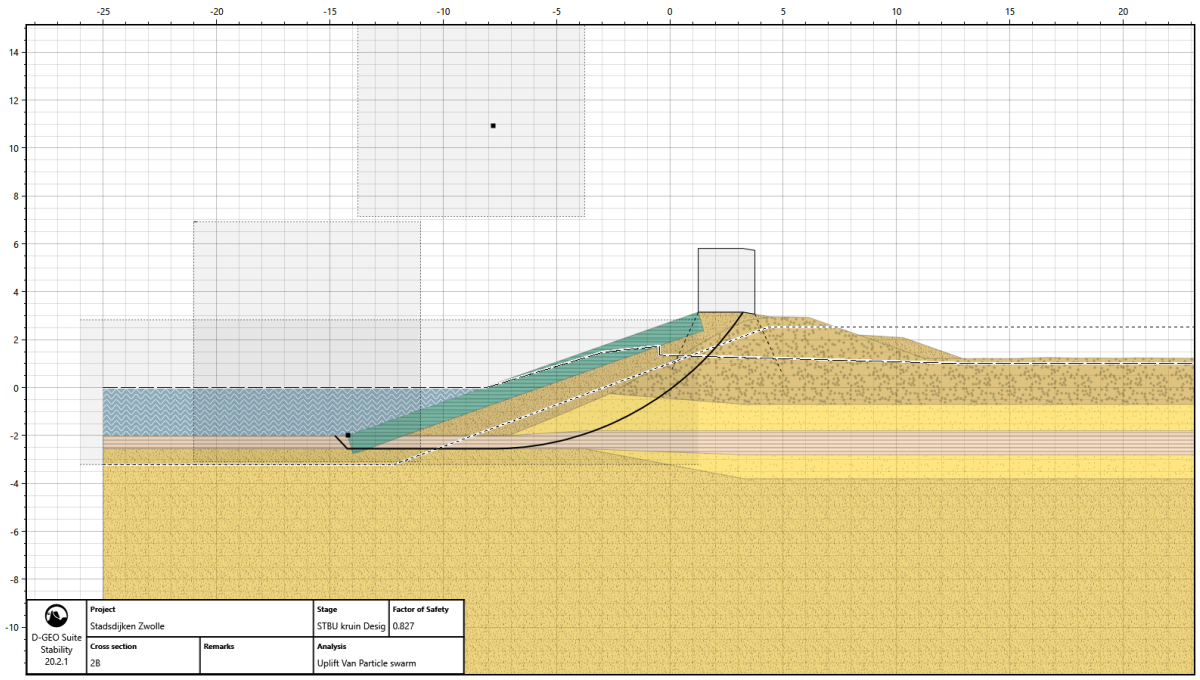

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud*



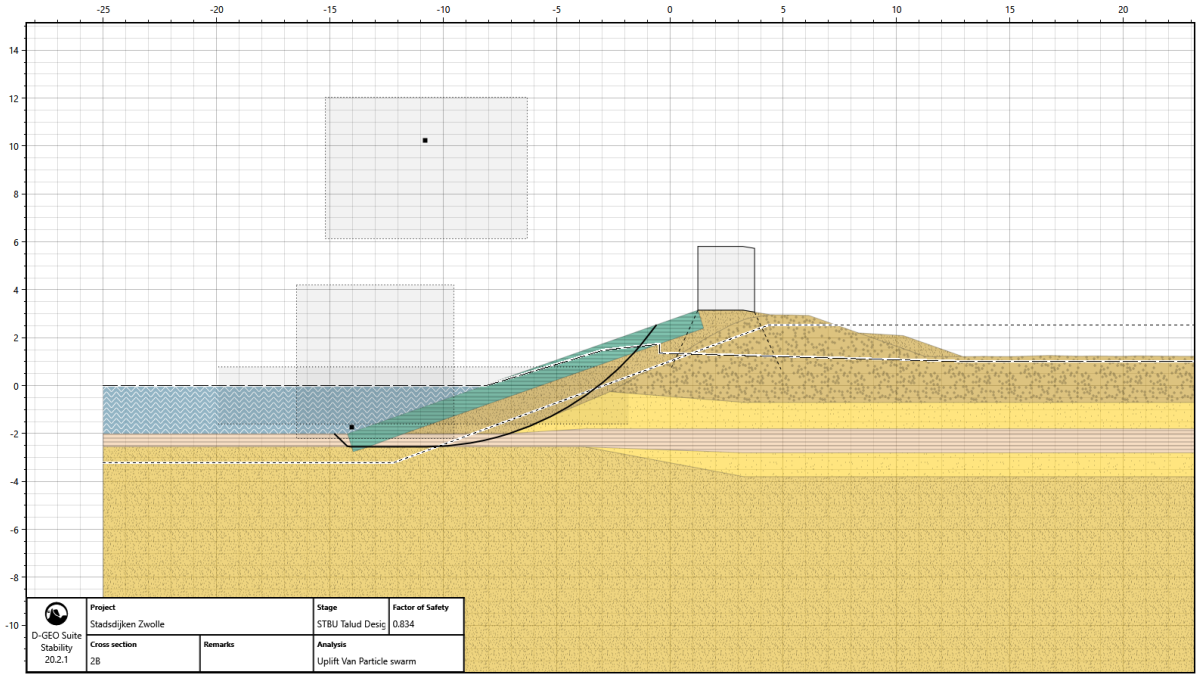

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin*



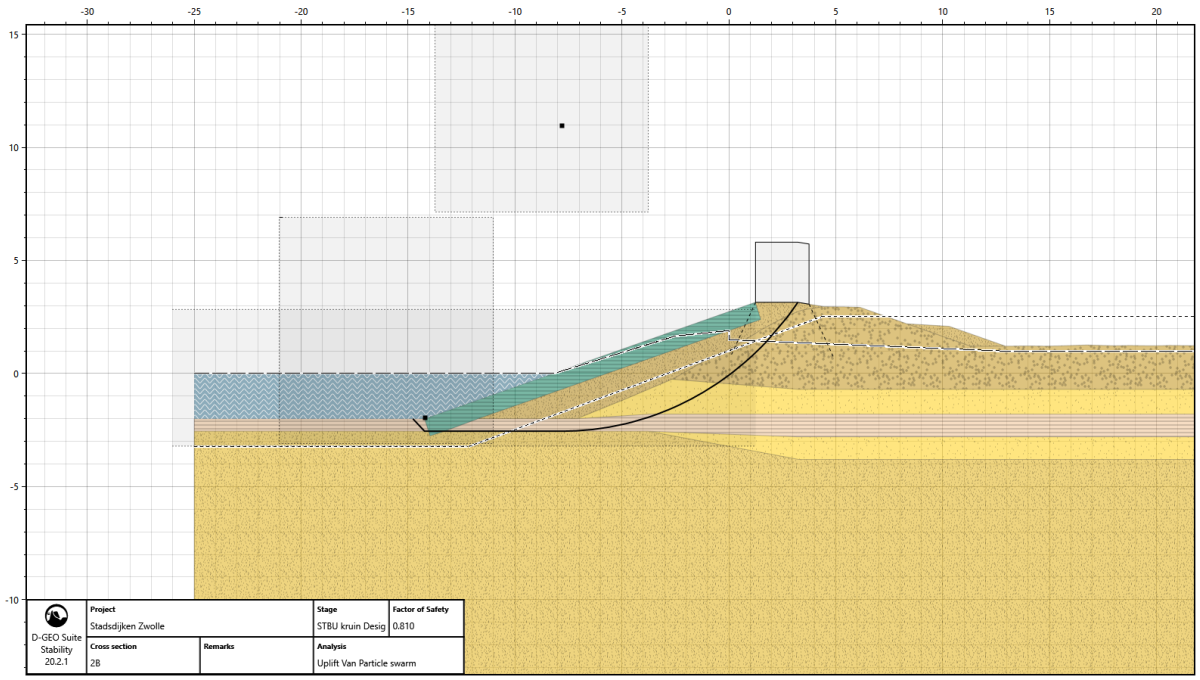

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud*



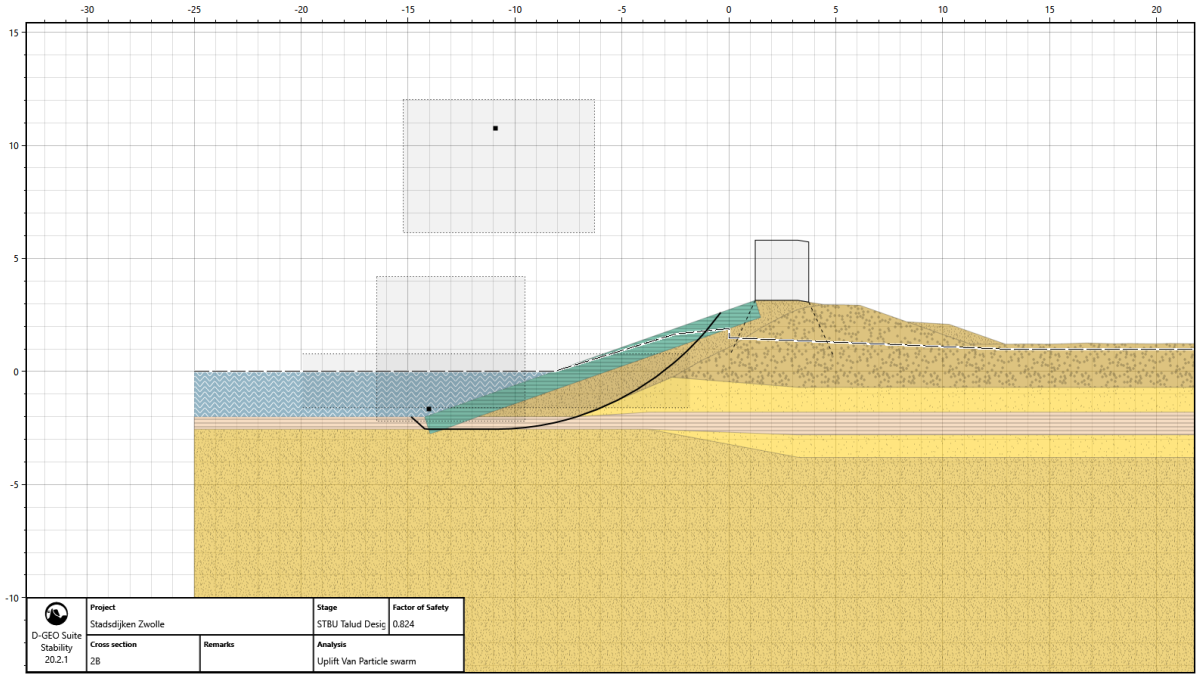

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud*

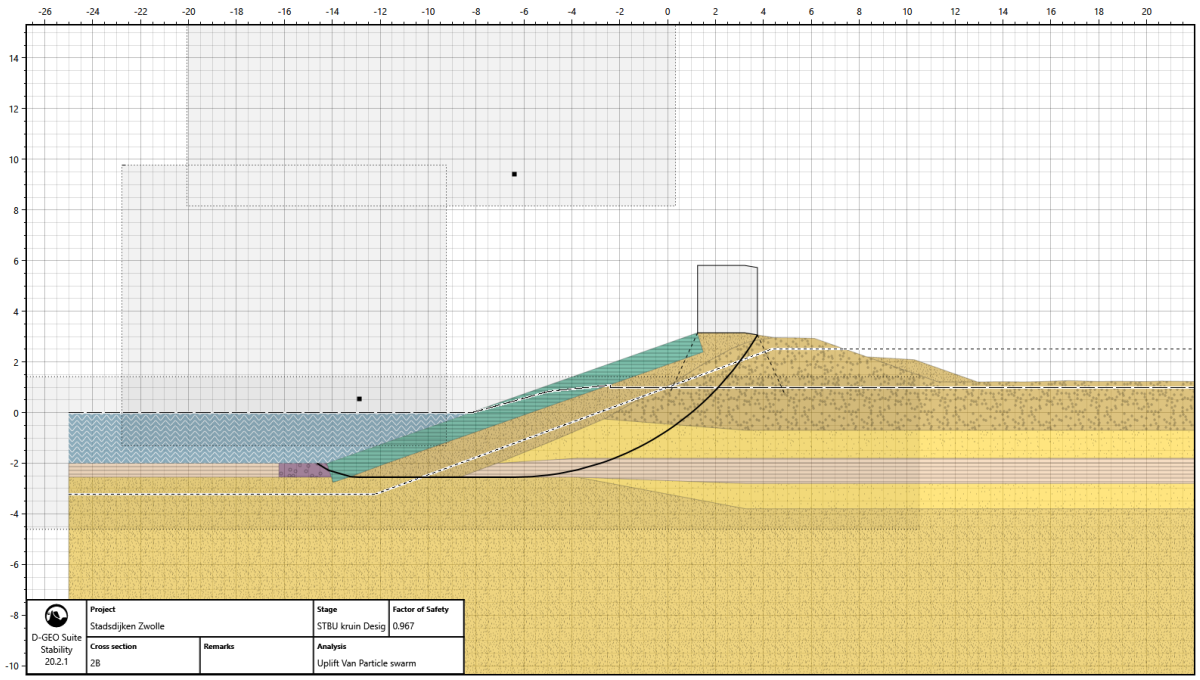



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin*

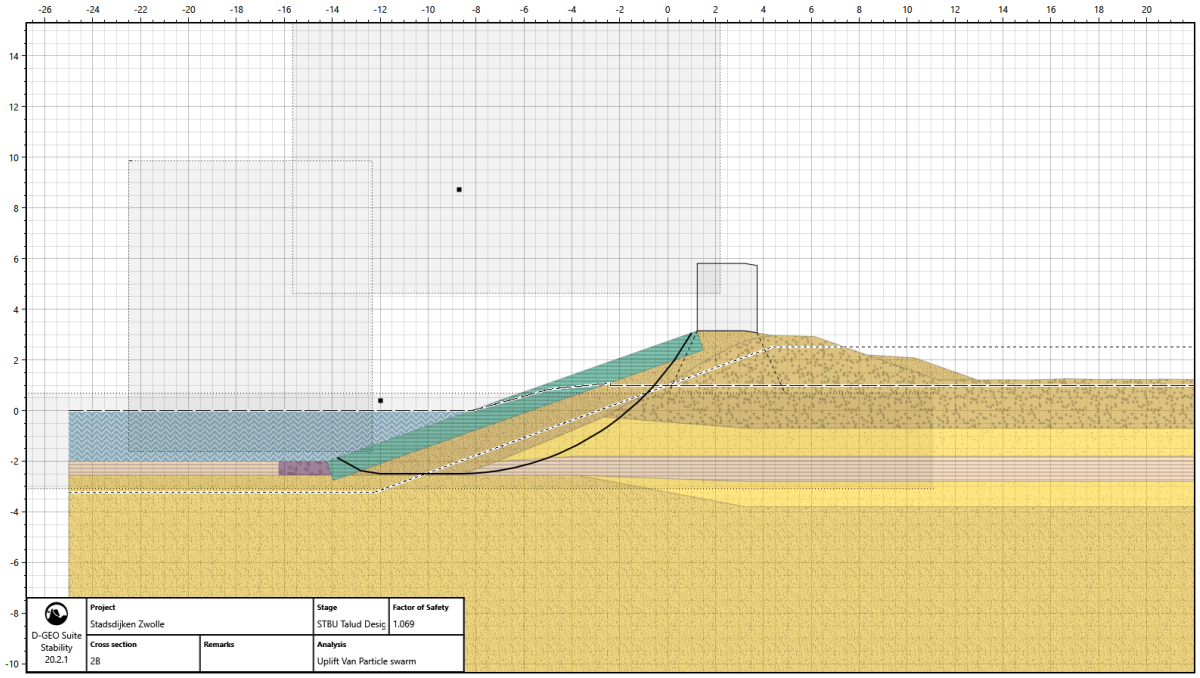



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud*

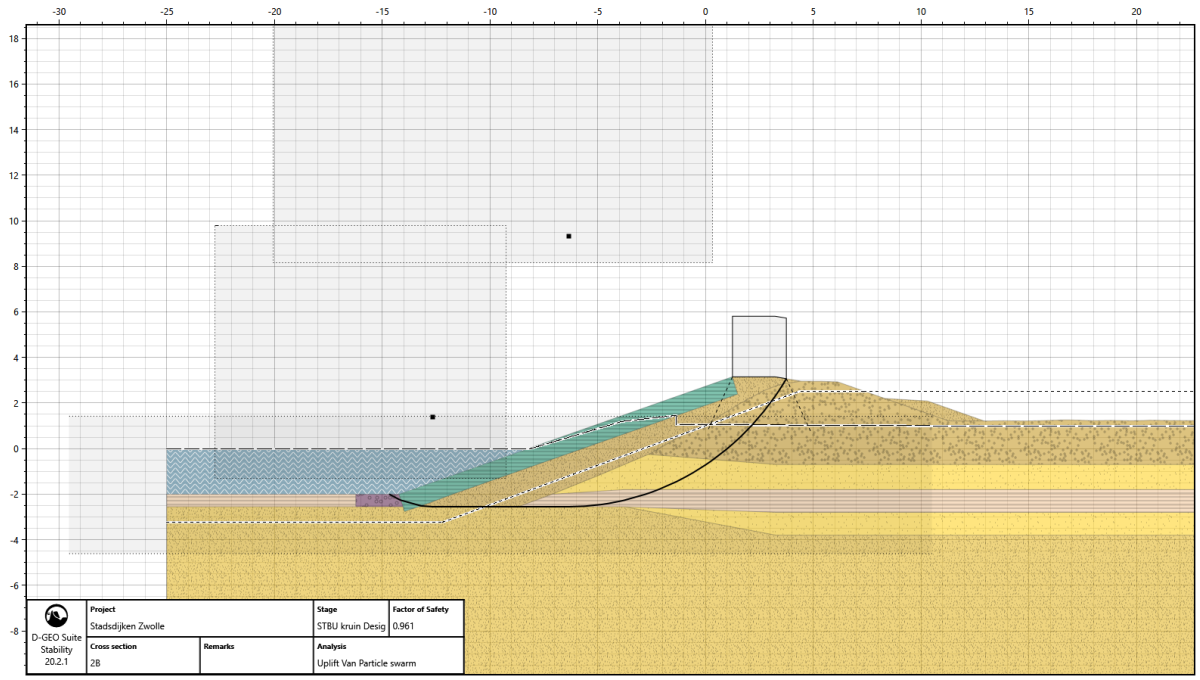
## Basis stortsteen



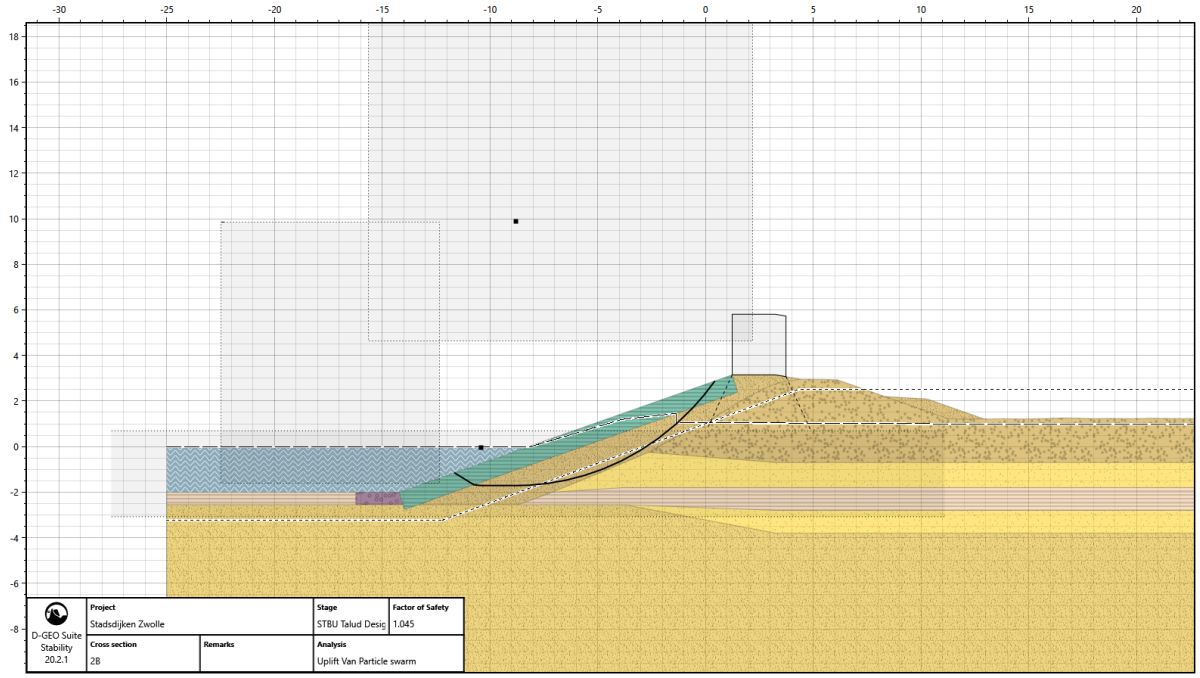

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin*



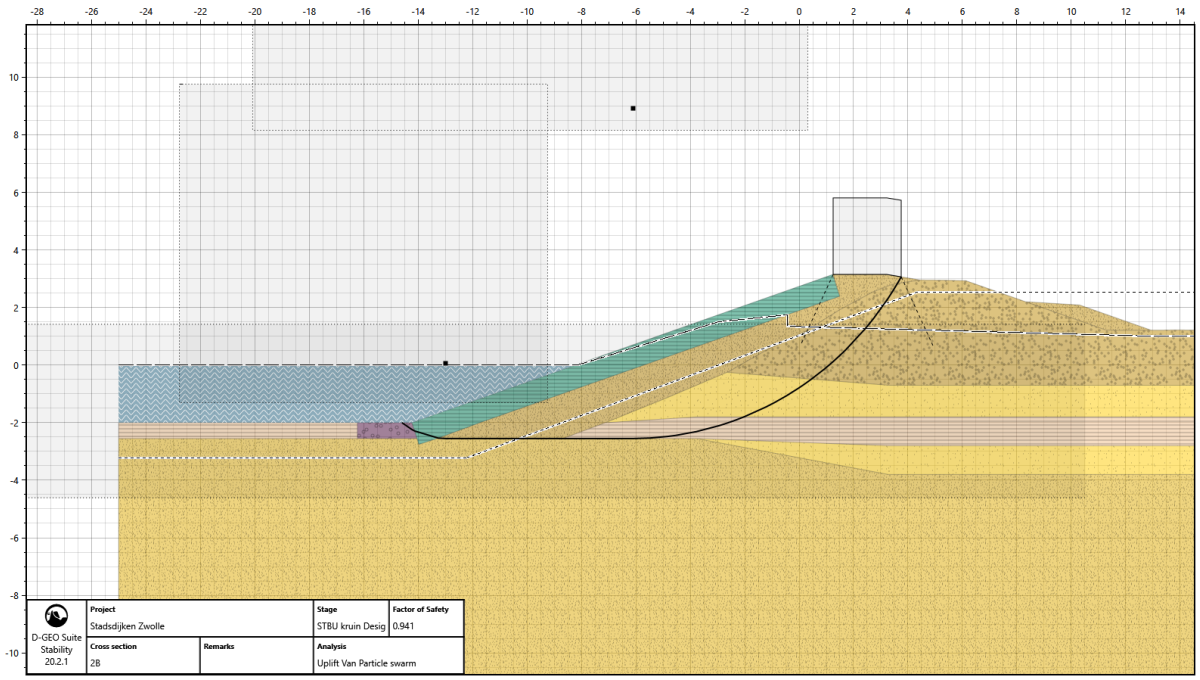

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud*



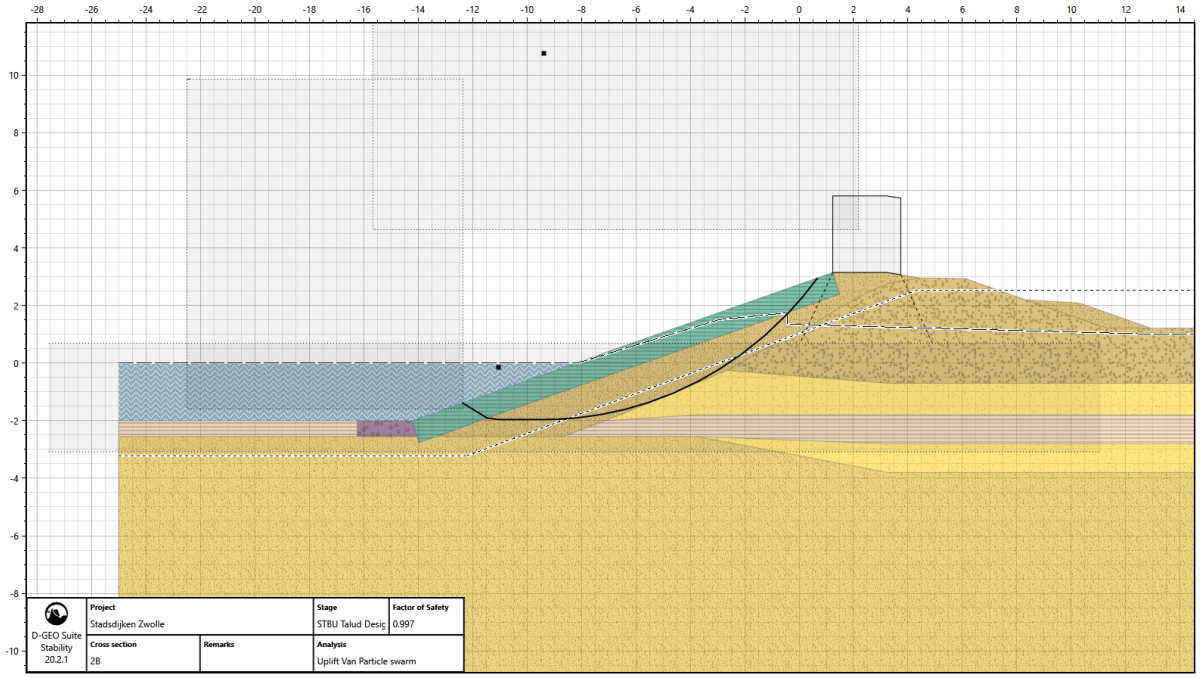

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin*



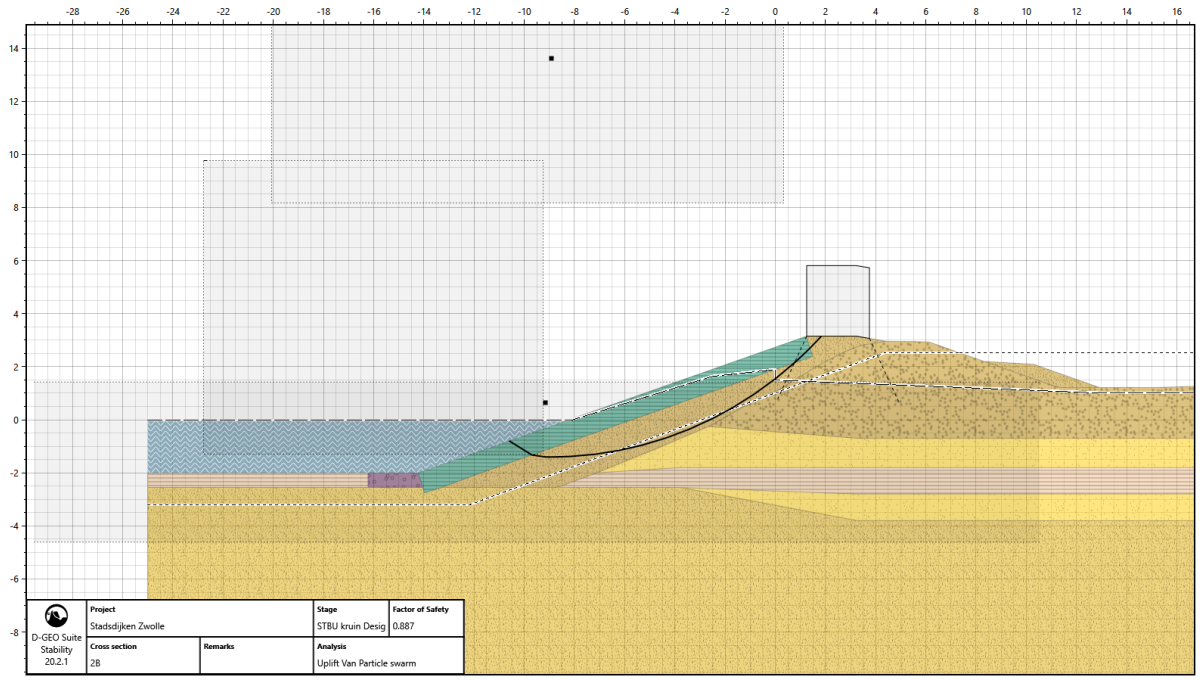

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud*



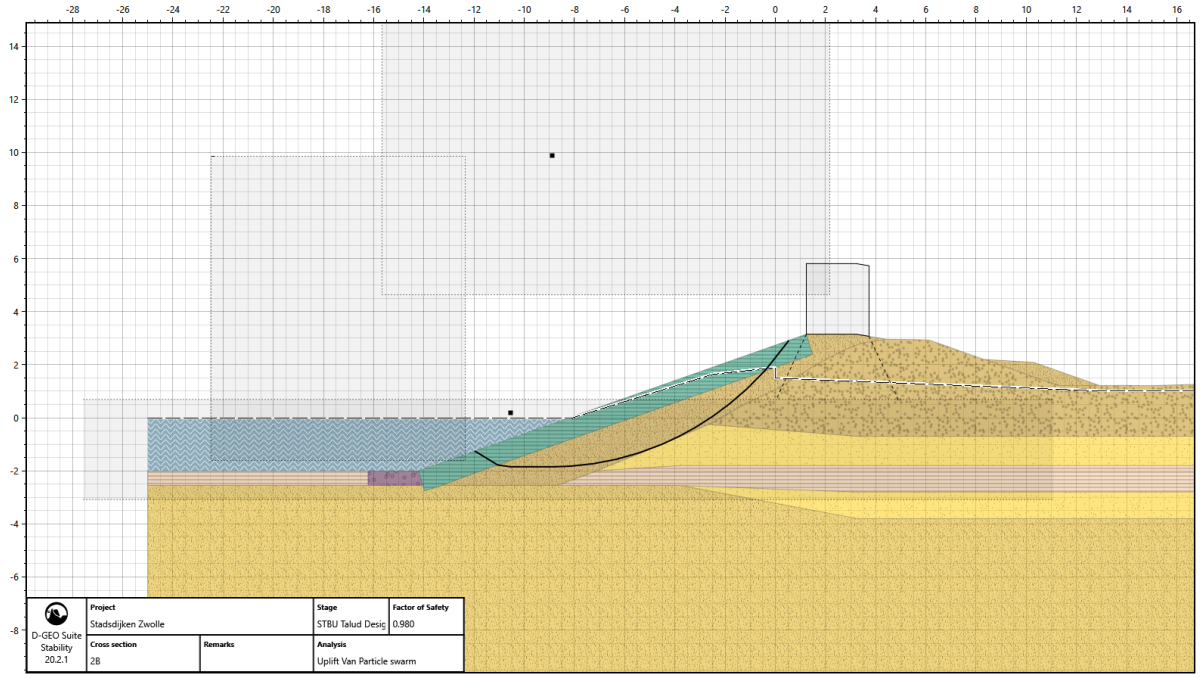

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud*

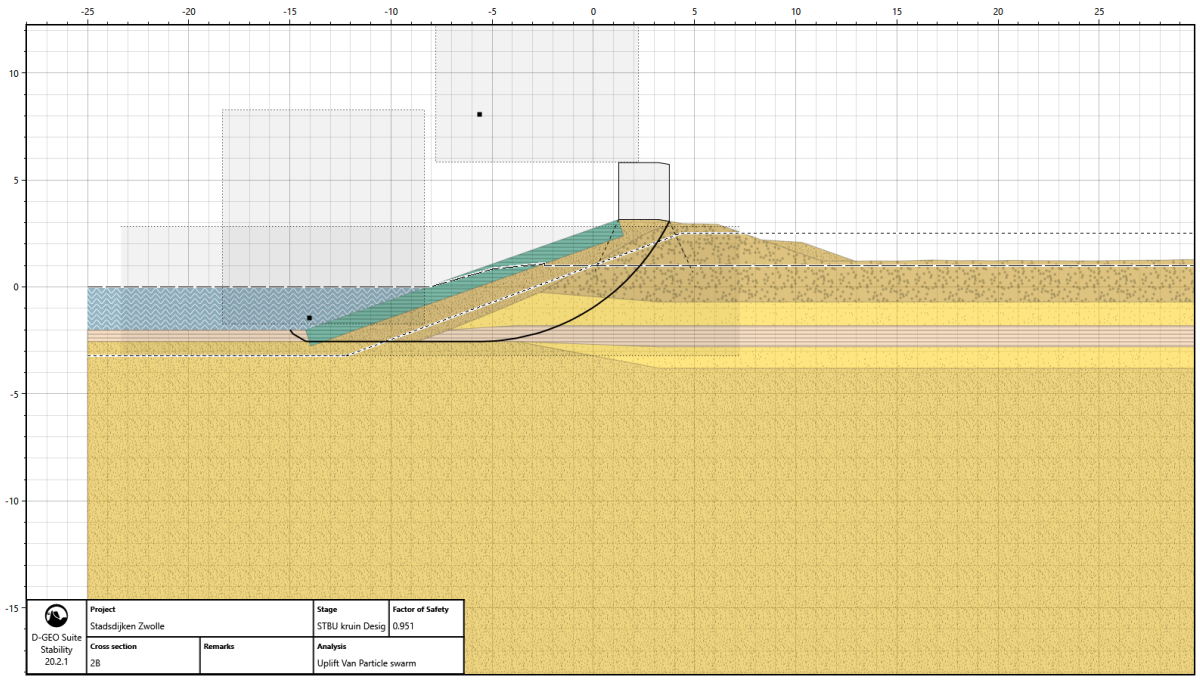



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin*

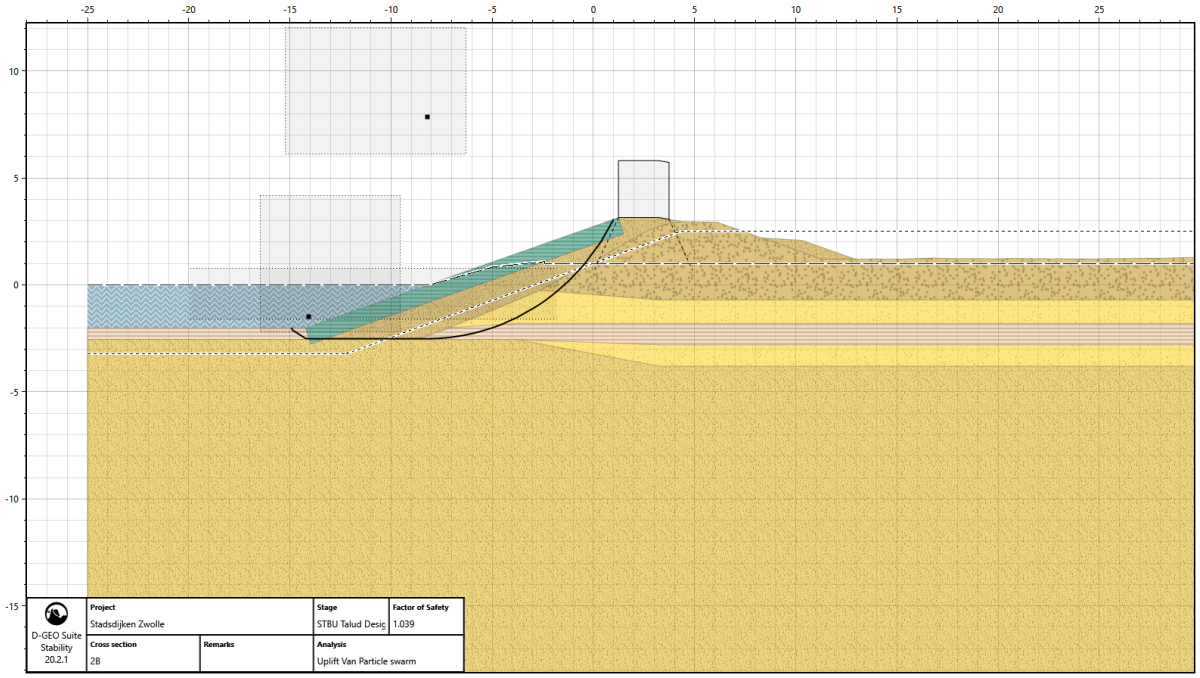



*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud*

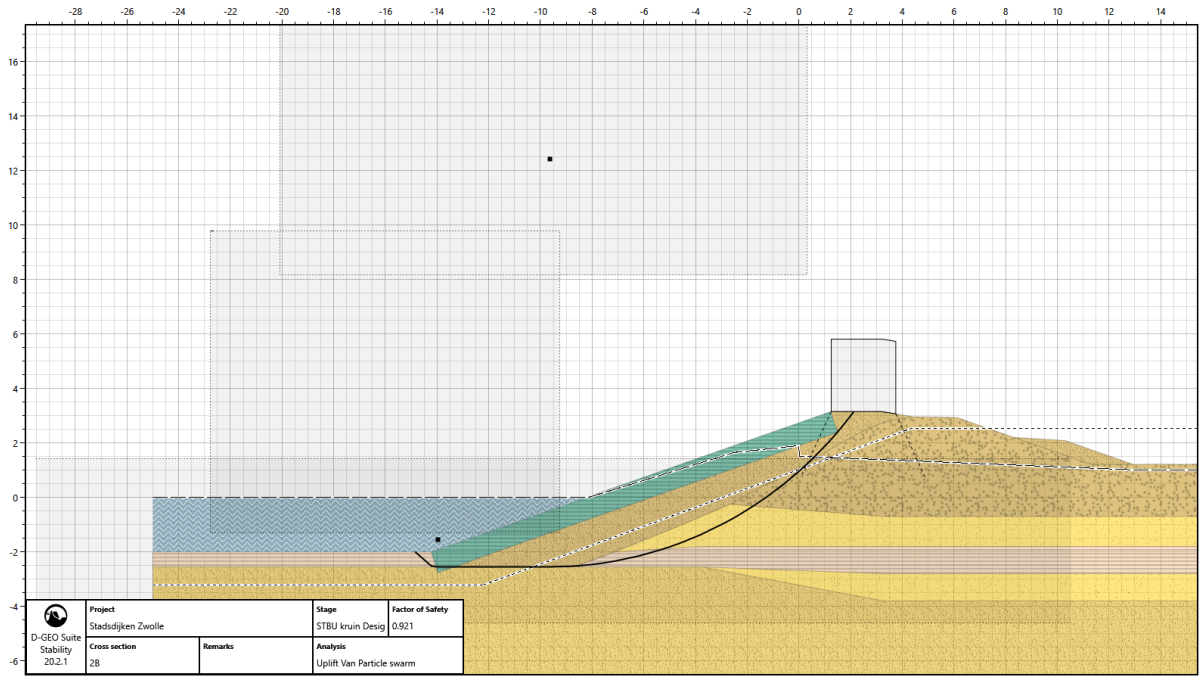
## Basis veen



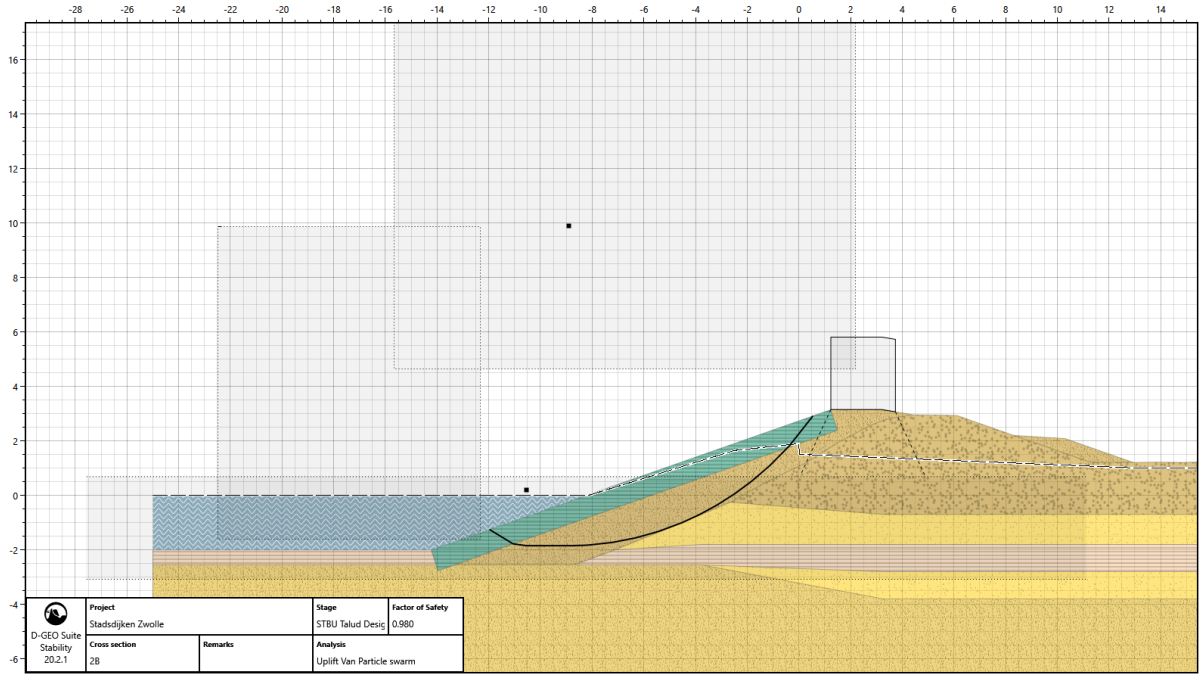

*Glijvlak gegeven T10 waterstand kruin*



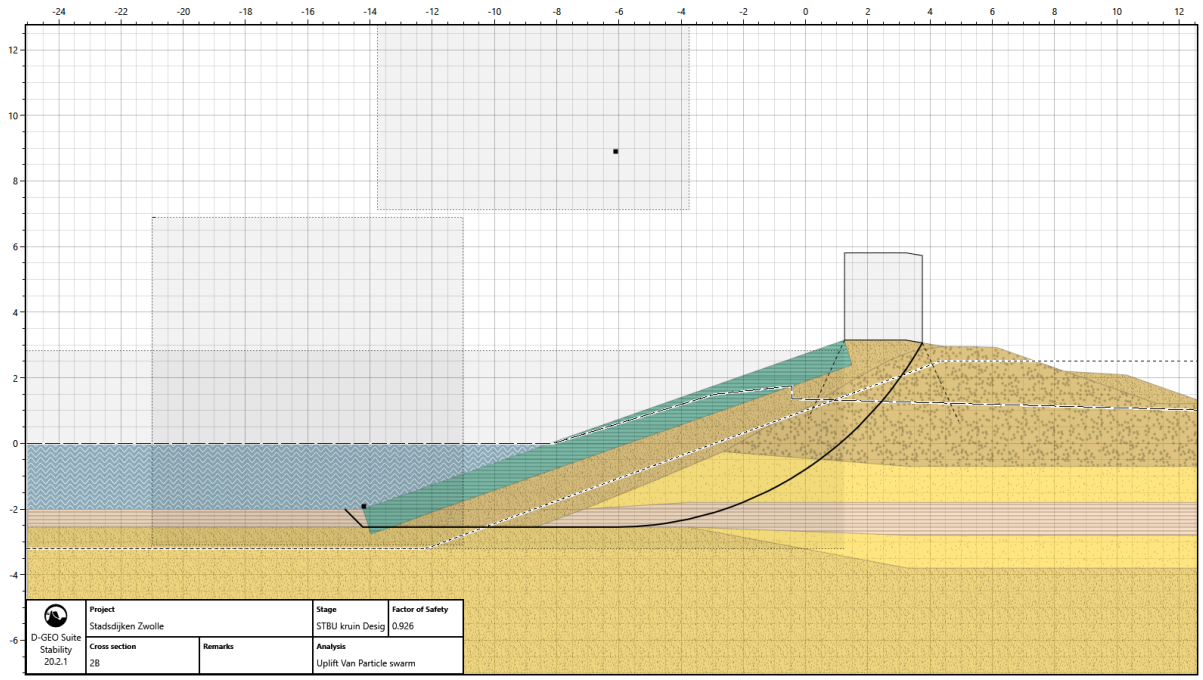

*Glijvlak gegeven T10 waterstand talud*



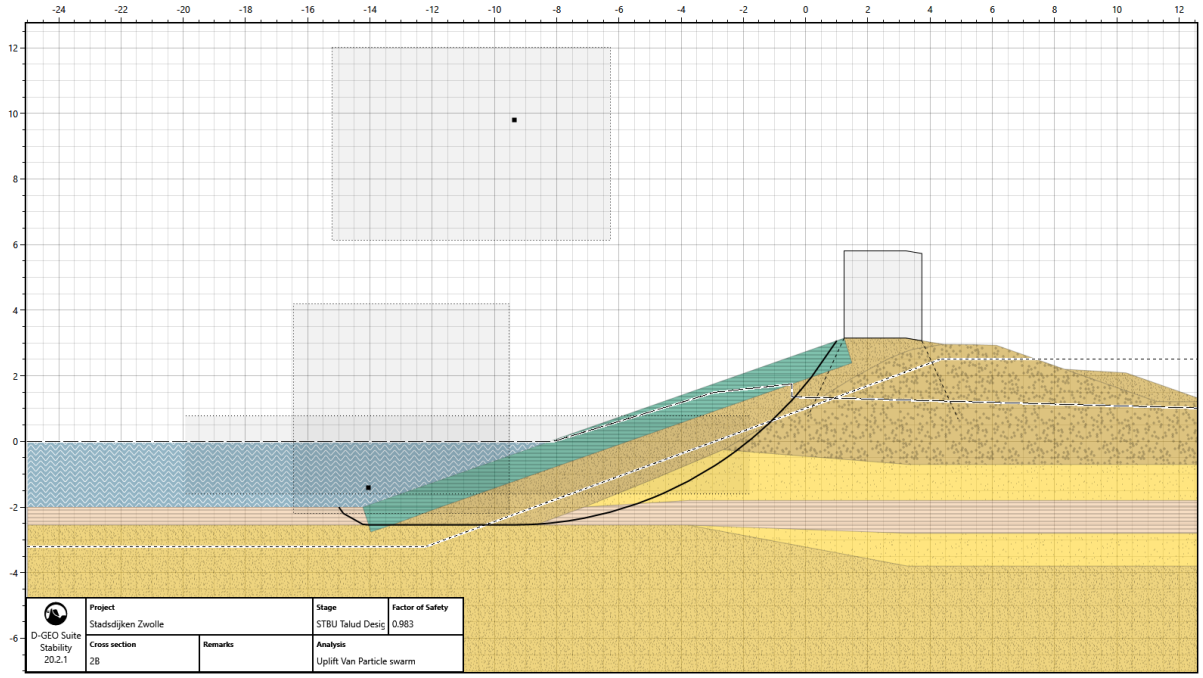

*Glijvlak gegeven T100 waterstand kruin*



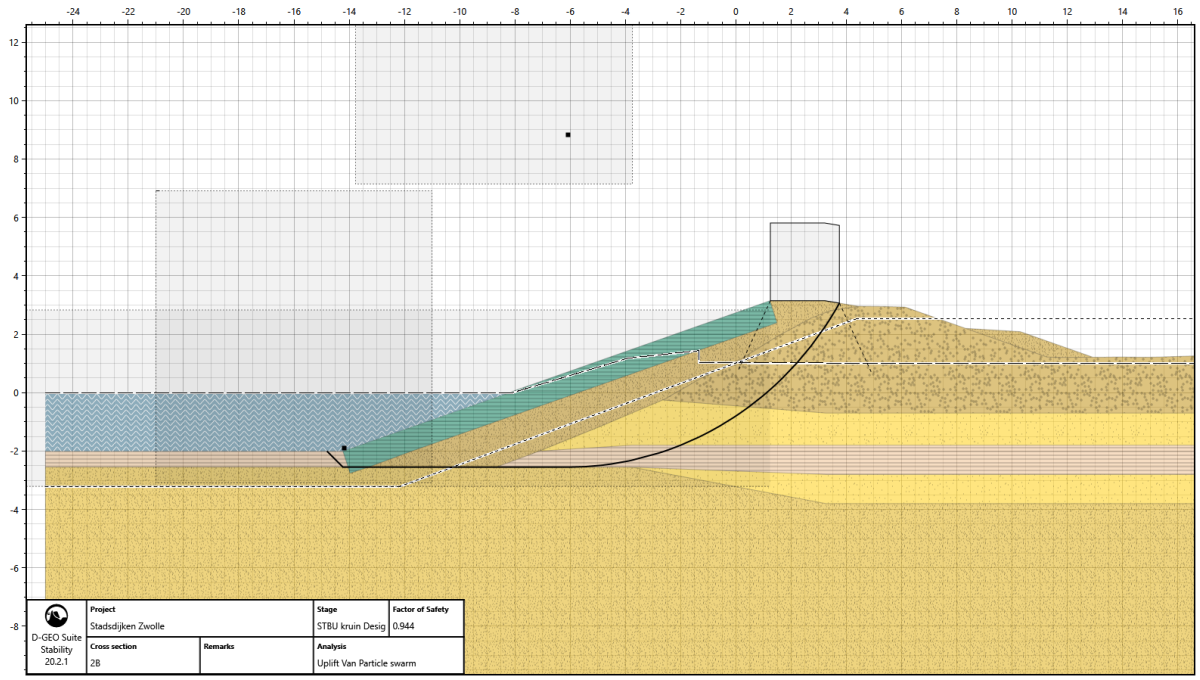

*Glijvlak gegeven T100 waterstand talud*



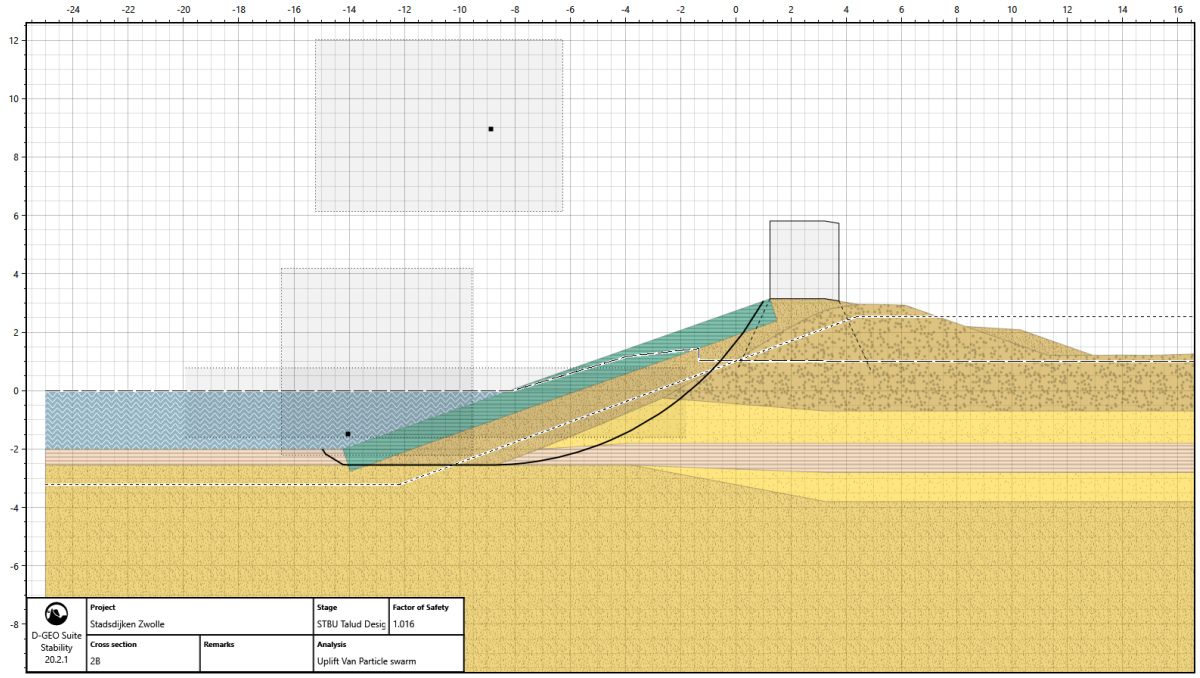

*Glijvlak gegeven T1000 waterstand kruin*




*Glijvlak gegeven T1000 waterstand talud*




*Glijvlak gegeven T3000 waterstand kruin*




*Glijvlak gegeven T3000 waterstand talud*

# Bijlage 9. Schematiseringsfactor STBU

Schematiseringsfactor is afgeleid voor drie profielen DT1a (kleikern), DT2b (heterogene dijkkern). DT4a (zandkern). Er zijn per profiel zeven scenario's (inclusief basis schematisatie) beschouwd. De scenario's zijn vergeleken met het basisschenario. Vervolgens is de schematiseringsfactor afgeleid.

*Neerslag (scenario's S2 en S3)*
Voor STBU is neerslag één van de mogelijke faalscenario's. Door neerslag kan een opbolling van de freatische lijn ontstaan waardoor de dijk mogelijk buitenwaarts kan afschuiven. In het afleiden van de schematiseringsfactor is beschouwt wat het effect is van het tegelijkertijd plaatsvinden van neerslag en hoogwater. Dit effect is voor twee scenario's onderzocht met een T1 en een T10 bui met een duur van 48 uur en een intensiteit van 46 en 74mm[16], het scenario met het grootste gevolg wordt meegenomen. Omdat deze bui tegelijkertijd plaats moet vinden met het hoogwater om het grootste negatieve effect te veroorzaken moet dit verrekend worden in de kans van voorkomen. Het hoogwater heeft een totale duur van 36 uur. Hierbij wordt uitgegaan dat er weinig tot geen correlatie aanwezig is tussen een hoogwatergolf en neerslag. De kans op een hoogwater is het grootst in het gesloten seizoen, hiervoor wordt een half jaar aangehouden (365/2=182,5). De kans op neerslag tijdens een hoogwater wordt dan berekend met 2 / 182,5=0,011. Voor de T10 bui kan deze kans nog vermenigvuldigd worden met 1/10 wat leidt tot een kans op voorkomen van 0,0011. Voor deze buiten zijn voor de drie profielen freatische lijnen bepaald met Plaxflow[4].

*Freatische lijn (scenario's S4 en S5)*
Het faalmechanisme STBU is zeer afhankelijk van de gehanteerde freatische lijn. Om deze nauwkeuriger in beeld te brengen zijn numerieke analyses met PlaxFlow uitgevoerd. Op basis van de doorlatendheden bepaald met de boorgatproeven en een uitgebreide gevoeligheidsanalyse zijn de freatische lijnen afgeleid[4]. Voor de schematiseringsfactor worden twee scenario's meegenomen om de invloed van de freatische lijn te beschouwen. T.o.v. van het basisscenario is de doorlatendheid van de toplaag (0,8m) 5x en 10x zo groot aangenomen. Voor de kans op voorkomen wordt 0,05 en 0,01 gehanteerd.

*Ondergrond (scenario's S6 en S7)*
De ondergrondschematisaties zijn op basis van uitvoerig grondonderzoek opgesteld. Vanwege de afstand tussen grondonderzoekpunten is er geen continu beeld van de ondergrond. Daarom worden er twee scenario's meegenomen waarbij de cohesieve lagen dikker zijn dan volgt uit het grondonderzoek. Uit alle drie de profielen volgt dat er een klei en veenlaag aanwezig is daarom is er voor gekozen om voor allebei de grondlagen een scenario mee te nemen waarin deze lagen 0,5m dikker zijn dan aangetroffen.

*Analyses en Conclusies*
Uit de analyse volgt dat voor alle drie de profielen een schematiseringsfactor van 1.05 aangehouden kan worden. Zoals uit onderstaande analyses volgt is er nog mogelijkheid tot optimalisatie.

**Tabel 6-15 DT1a kleikern**

| Scenario | Omschrijving | S.F. [-] | Verschil t.o.v. S1 [-] | Kans op voorkomen [%] |
|---|---|---|---|---|
| **S1** | Basis | 0.973 | | |
| **S2** | Neerslag 46mm | 0.902 | -0.071 | 0,011 |
| **S3** | Neerslag 74mm | 0.901 | -0.072 | 0,0011* |
| **S4** | Doorlatendheid * 5 | 0.948 | -0.025 | 0.1** |
| **S5** | Doorlatendheid * 10 | 0.910 | -0.063 | 0.05 |
| **S6** | Veenlaag +0,5m | 0.976 | 0.003 | 0 |
| **S7** | kleilaag+ 0,5m | 1.049 | 0.076 | 0 |

*kleiner gevolg dan scenario S2

**kleiner gevolg dan scenario S5

**Macrostabiliteit_CSSM**

| | |
|---|---|
| **Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :** | **1.070** |
| Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_req : | 4.400 |
| Idem in termen van toelaatbare faalkans: | 5.41E-06 |
| **Eerste keuze schematiseringsfactor:** | **1.050** |
| Stab. factoreis in ontwerpanalyse Fd,eis: | 1.124 |
| Corresponderende β: | 4.757 |
| Corresponderende faalkans: | 9.84E-07 |
| Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: | 9.24E-07 |

met $\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dsn} + 0{,}41$

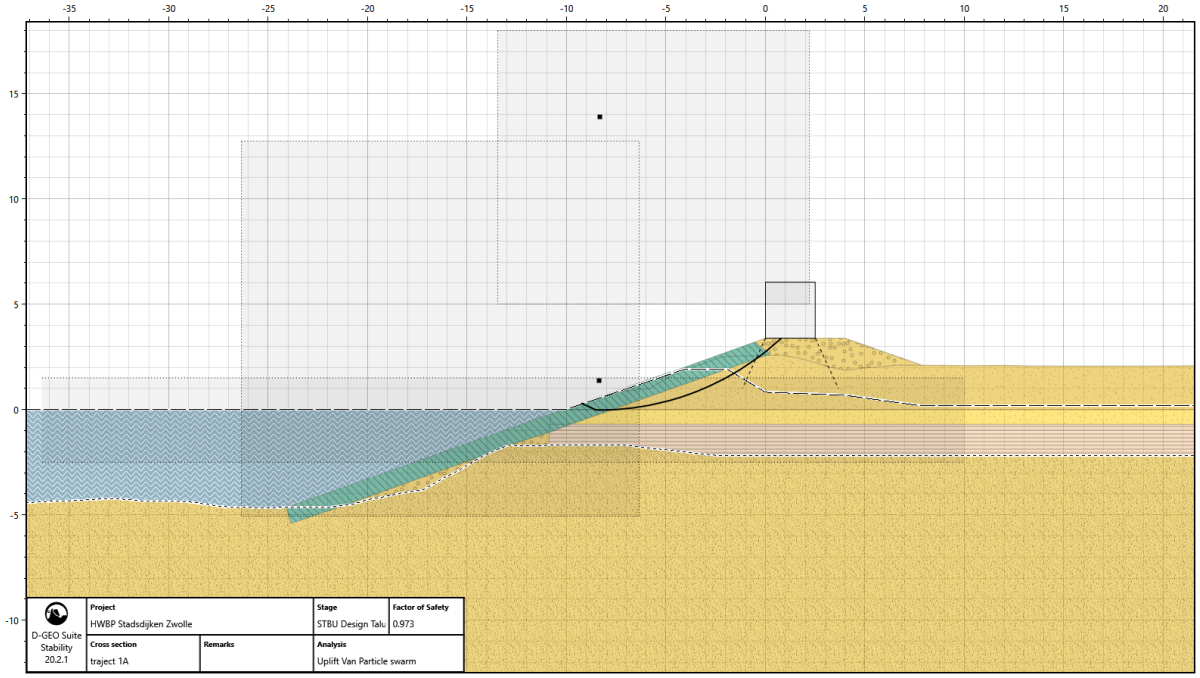
| Si | P(Si) | ΔFd(D;Si) | Fd(D; Si) | β | Psf (D;Si) | Psf(D; Si)*P(Si) | Omschrijving afwijking: |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.94 | 0 | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 9.24E-07 | Basisschematisering |
| 2 | 0.011 | -0.071 | 1.053 | 4.283 | 9.21E-06 | 1.01E-07 | Neerslag 46 |
| 3 | 0 | -0.072 | 1.052 | 4.277 | 9.49E-06 | 0.00E+00 | Neerslag 74 |
| 4 | 0 | -0.025 | 1.099 | 4.590 | 2.22E-06 | 0.00E+00 | Doorlatendheid * 50 |
| 5 | 0.05 | -0.063 | 1.061 | 4.337 | 7.23E-06 | 3.62E-07 | Doorlatendheid * 100 |
| 6 | 0 | 0.003 | 1.127 | 4.777 | 8.91E-07 | 0.00E+00 | Veenlaag +0,5m |
| 7 | 0 | 0.076 | 1.200 | 5.263 | 7.07E-08 | 0.00E+00 | kleilaag+ 0,5m |
| 8 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |
| 9 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |
| 10 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| | **Totale faalkans S1 ... S10 :** | | 1.39E-06 |
| ΔFd(D;Si) geeft toename van Fd(D) tov stabiliteitsfactoreis | | | |
| | bij aanname van scenario Si | **dit is** | **26%** **van de toelaatbare kans** |
| | | | indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok |
| | | | schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is |

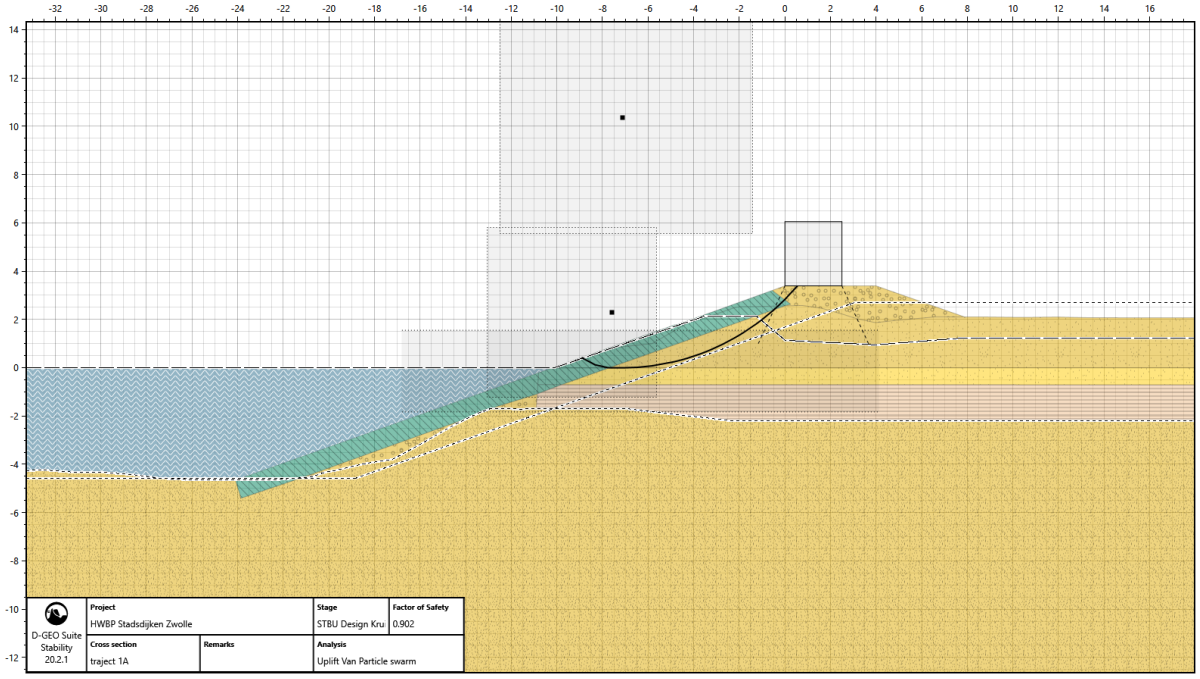
| | | |
|---|---|---|
| **Nieuwe schatting voor schematiseringfactor:** | | |
| Kies **nieuwe** schematiseringsfactor: | 1.050 | indien totale faalkans te groot, hoog dan schematiseringfactor op |
| Stab. factoreis in ontwerpanalyse: | 1.124 | Uitgangspunt bij berekening is dat dit leidt tot een nieuw ontwerp [ |
| Corresponderende β: | 4.757 | waarbij de stabiliteitsfactoren bij de verschillende scenario's in gelijke mate |
| Corresponderende faalkans: | 9.84E-07 | met de ophoging van de schematiseringsfactor toe zullen nemen |
| Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: | 9.24E-07 | (ten opzichte van de stabiliteitsfactoren boven) |

***Glijvlakken DT1a***

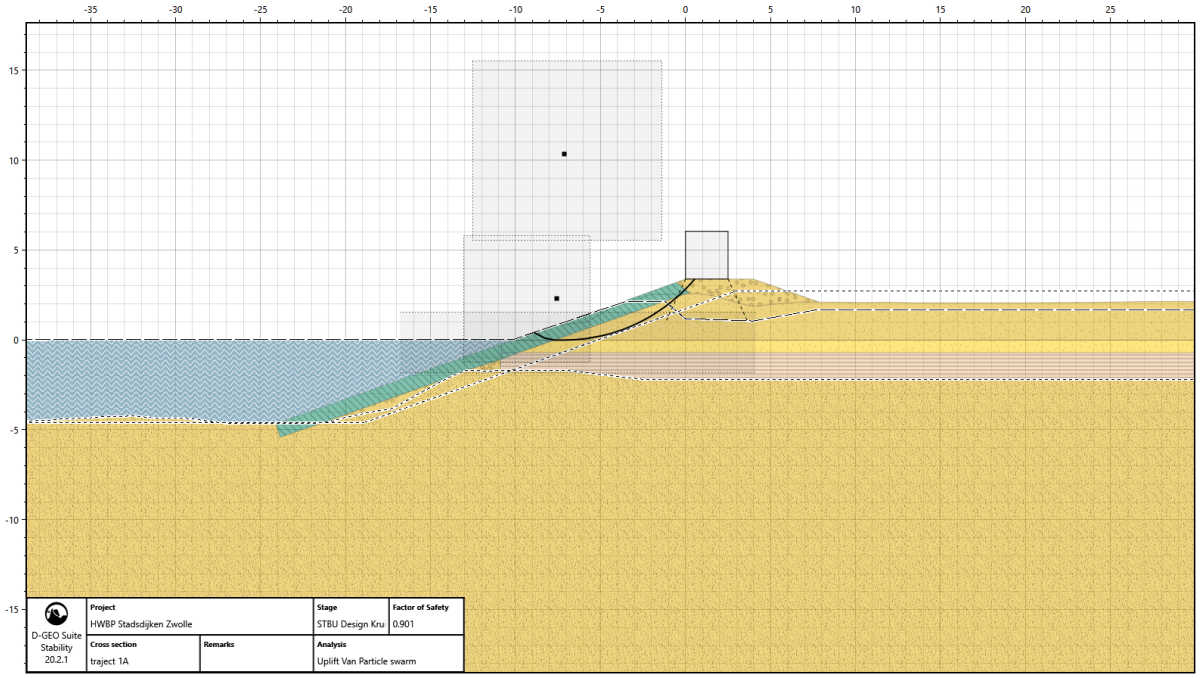
*Scenario 1 basisschematisatie*



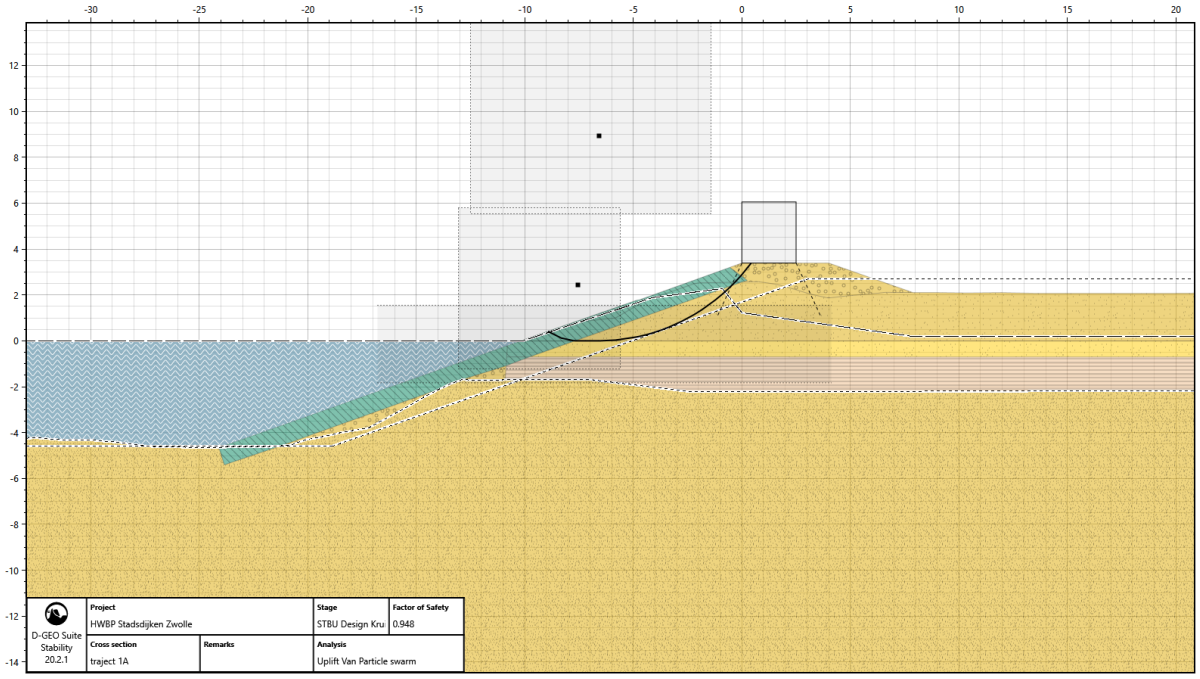

*Scenario 2 neerslag 46 mm*



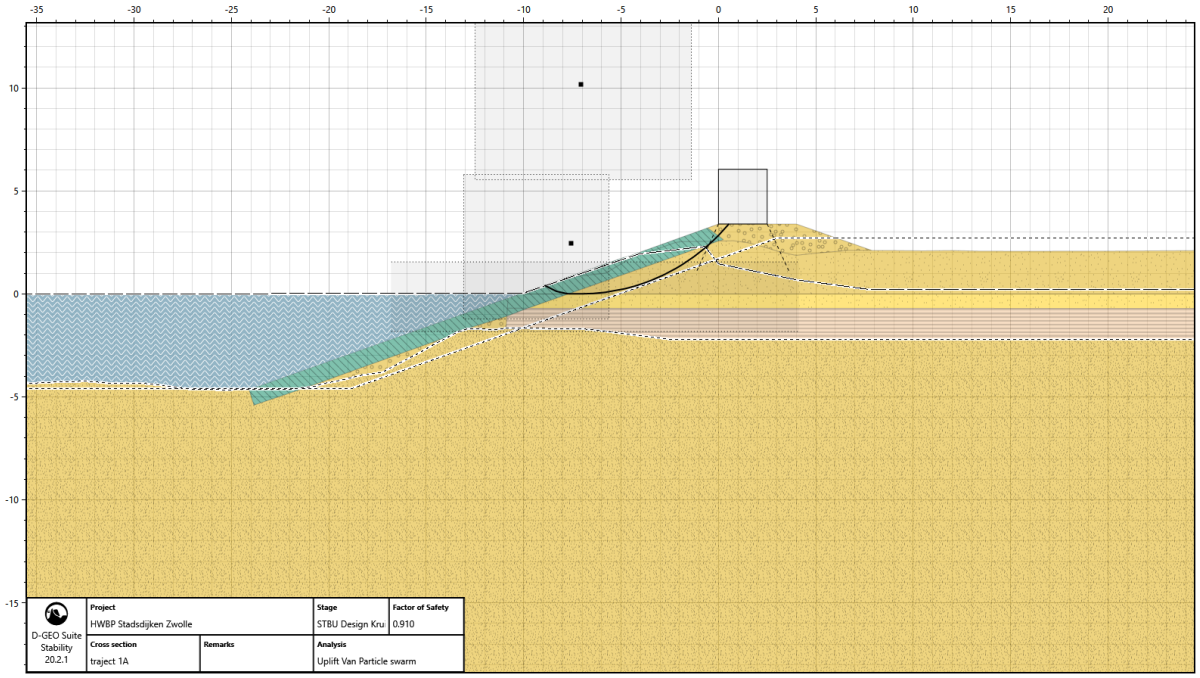
*Scenario 3 neerslag 74 mm*



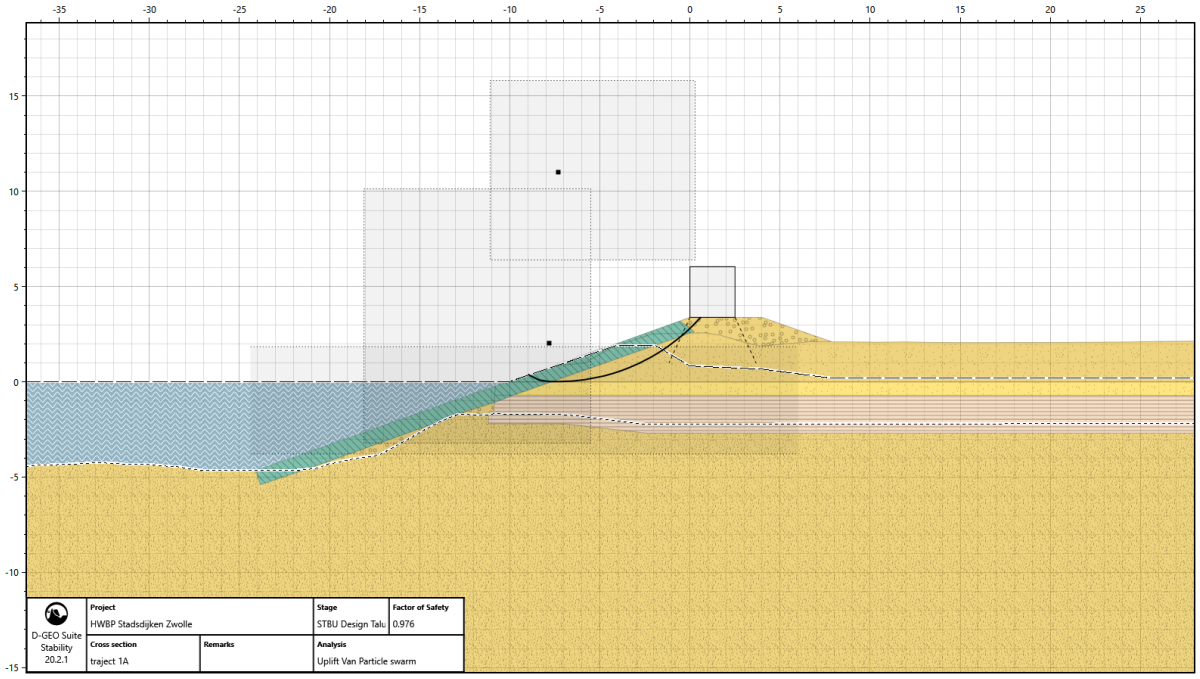

*Scenario 4 Doorlatendheid *5*



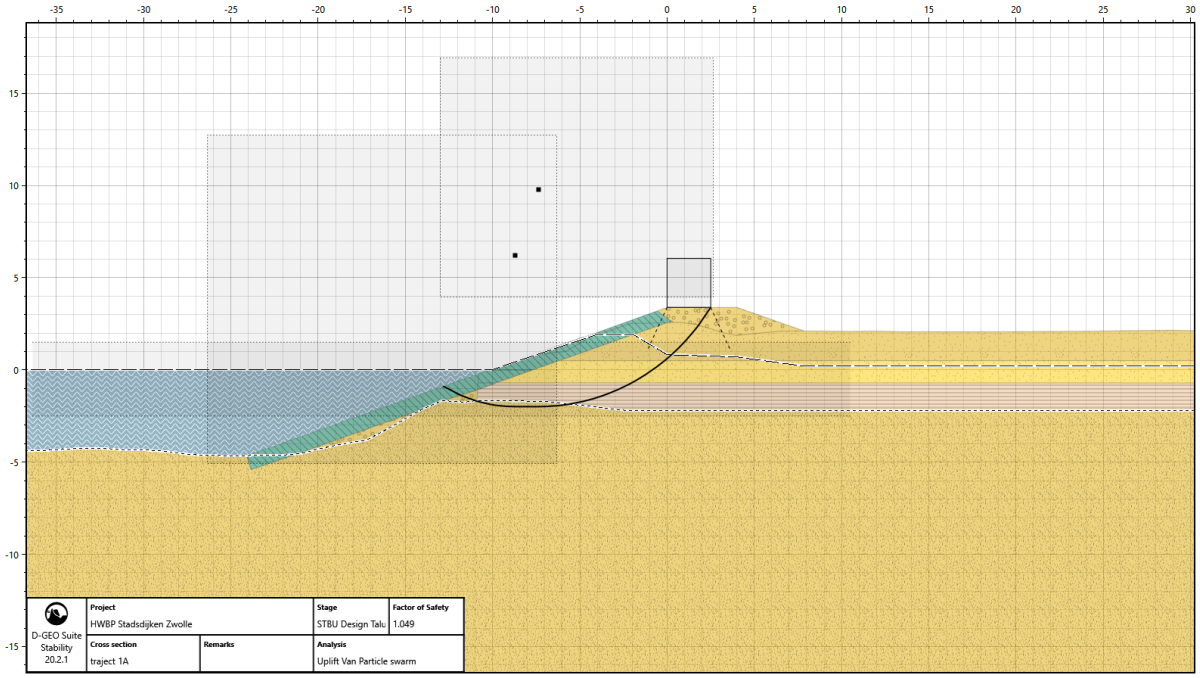
*Scenario 5 Doorlatendheid *10*




*Scenario 6 veenlaag +0,5m*



*Scenario 7 kleilaag +0,5m*



**Tabel 6-16 DT2b heterogene kern**

| Scenario | Omschrijving | S.F. [-] | Verschil t.o.v. S1 [-] | Kans op voorkomen [%] |
|---|---|---|---|---|
| **S1** | Basis | 0.81 | | |
| **S2** | Neerslag 46mm | 0.783 | -0.027 | 0,011 |
| **S3** | Neerslag 74mm | 0.778 | -0.032 | 0,0011* |
| **S4** | Doorlatendheid * 5 | 0.806 | -0.004 | 0.1** |
| **S5** | Doorlatendheid * 10 | 0.775 | -0.035 | 0.05 |
| **S6** | Veenlaag +0,5m | 0.654 | -0.156 | 0.01 |
| **S7** | Onderste kleilaag loopt door | 0.784 | -0.026 | 0.05 |

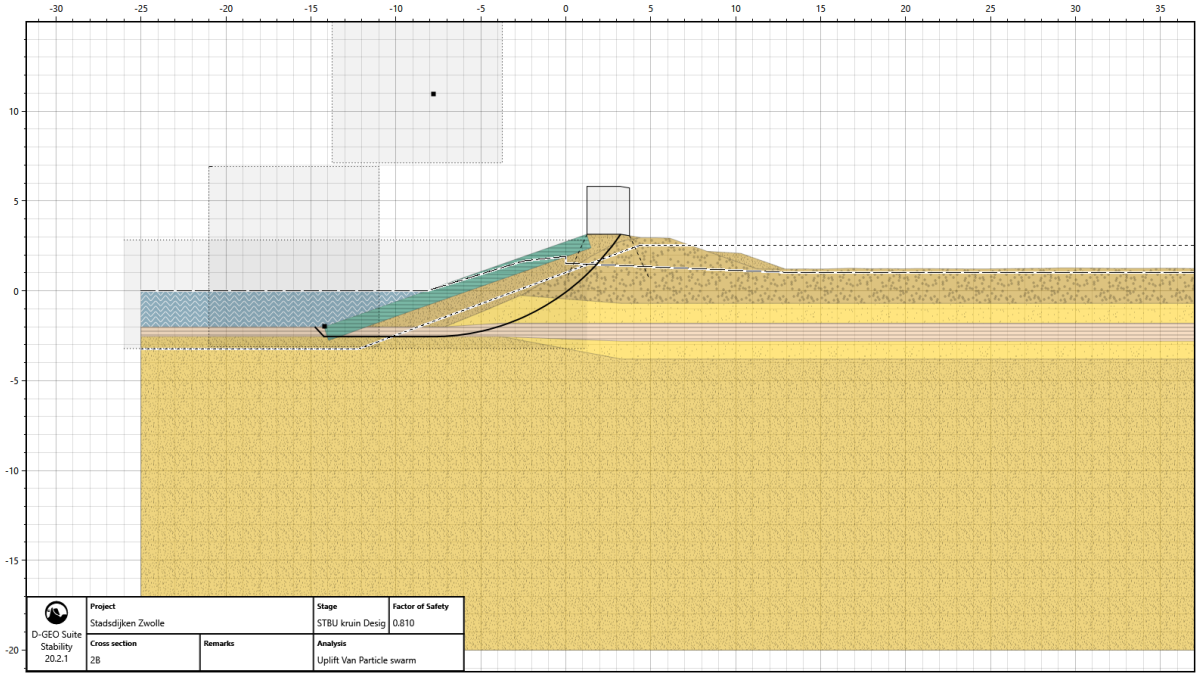
*kleiner gevolg dan scenario S2

**kleiner gevolg dan scenario S5

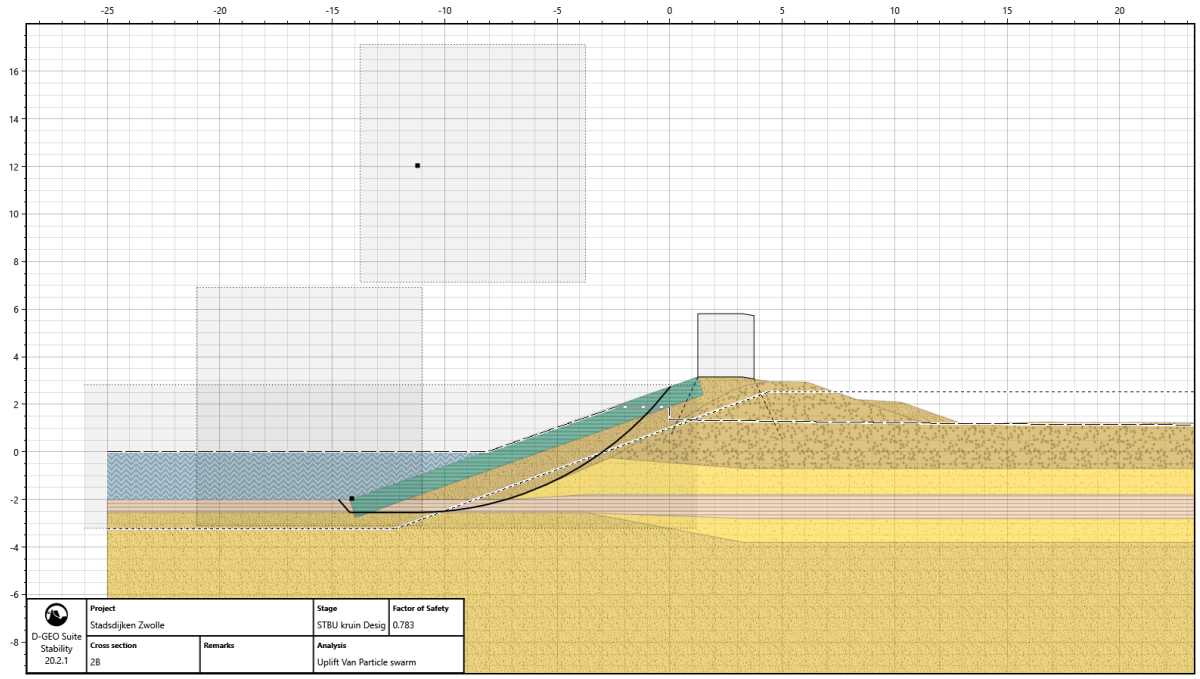
| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Macrostabiliteit_CSSM** | | | | | | | | |
| **Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :** | | | | | | **1.070** | | |
| Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_req : | | | | | | 4.400 | met | |
| Idem in termen van toelaatbare faalkans: | | | | | | 5.41E-06 | $\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dsn} + 0{,}41$ | |
| **Eerste keuze schematiseringsfactor:** | | | | | | **1.050** | | |
| Stab. factoreis in ontwerpanalyse Fd,eis: | | | | | | 1.124 | | |
| Corresponderende β: | | | | | | 4.757 | | |
| Corresponderende faalkans: | | | | | | 9.84E-07 | | |
| Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: | | | | | | 8.50E-07 | | |
| **Si** | **P(Si)** | **ΔFd(D;Si)** | **Fd(D; Si)** | **β** | **Psf (D;Si)** | **Psf(D; Si)*P(Si)** | **Omschrijving afwijking:** | |
| 1 | 0.86 | 0 | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 8.50E-07 | Basisschematisering | |
| 2 | 0.011 | -0.027 | 1.097 | 4.577 | 2.36E-06 | 2.60E-08 | Neerslag 46 | |
| 3 | 0 | -0.032 | 1.092 | 4.543 | 2.77E-06 | 0.00E+00 | Neerslag 74 | |
| 4 | 0 | -0.004 | 1.120 | 4.730 | 1.12E-06 | 0.00E+00 | Doorlatendheid * 50 | |
| 5 | 0.05 | -0.035 | 1.089 | 4.523 | 3.04E-06 | 1.52E-07 | Doorlatendheid * 100 | |
| 6 | 0.025 | -0.156 | 0.968 | 3.717 | 1.01E-04 | 2.52E-06 | Veenlaag +0,5m | |
| 7 | 0.05 | -0.026 | 1.098 | 4.583 | 2.29E-06 | 1.14E-07 | Onderste kleilaag loopt door | |
| 8 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | | |
| 9 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | | |
| 10 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | | |
| | **Totale faalkans S1 ... S10 :** | | | | | 3.67E-06 | | |
| ΔFd(D;Si) geeft toename van Fd(D) tov stabiliteitsfactoreis | | | | | | | | |
| | bij aanname van scenario Si | | | | **dit is** | **68%** | **van de toelaatbare kans** | |
| | | | | | | | indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok | |
| | | | | | | | schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is | |

***Glijvlakken DT2b***

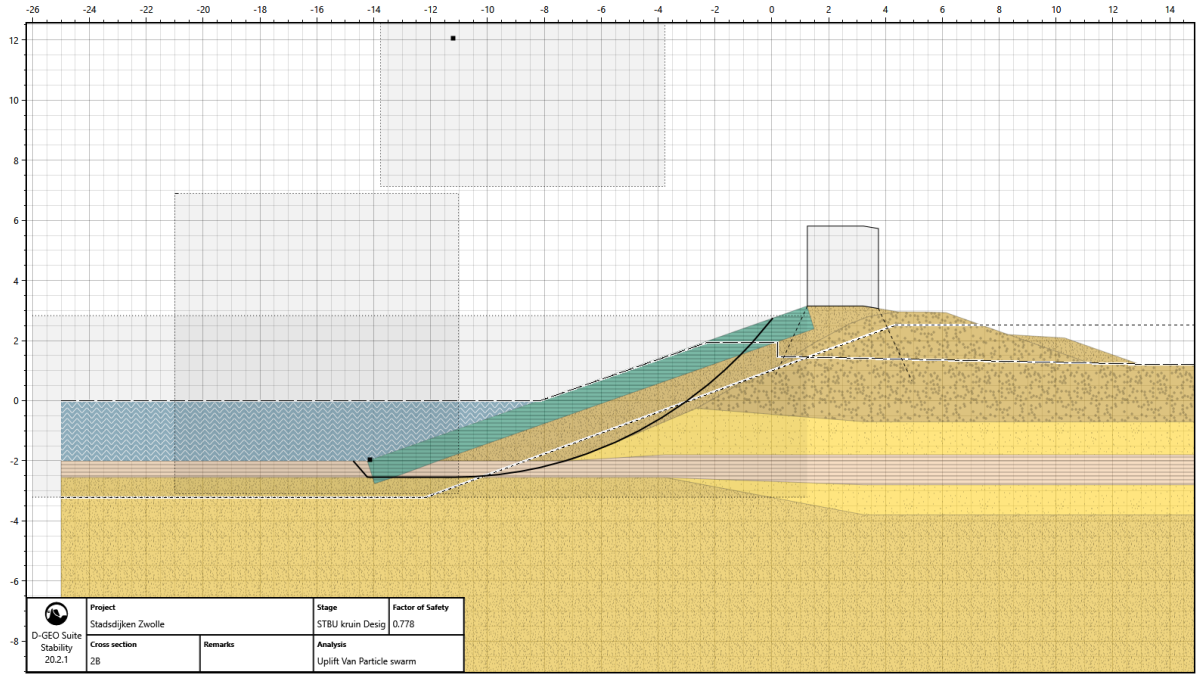
*Scenario 1 basisschematisatie*



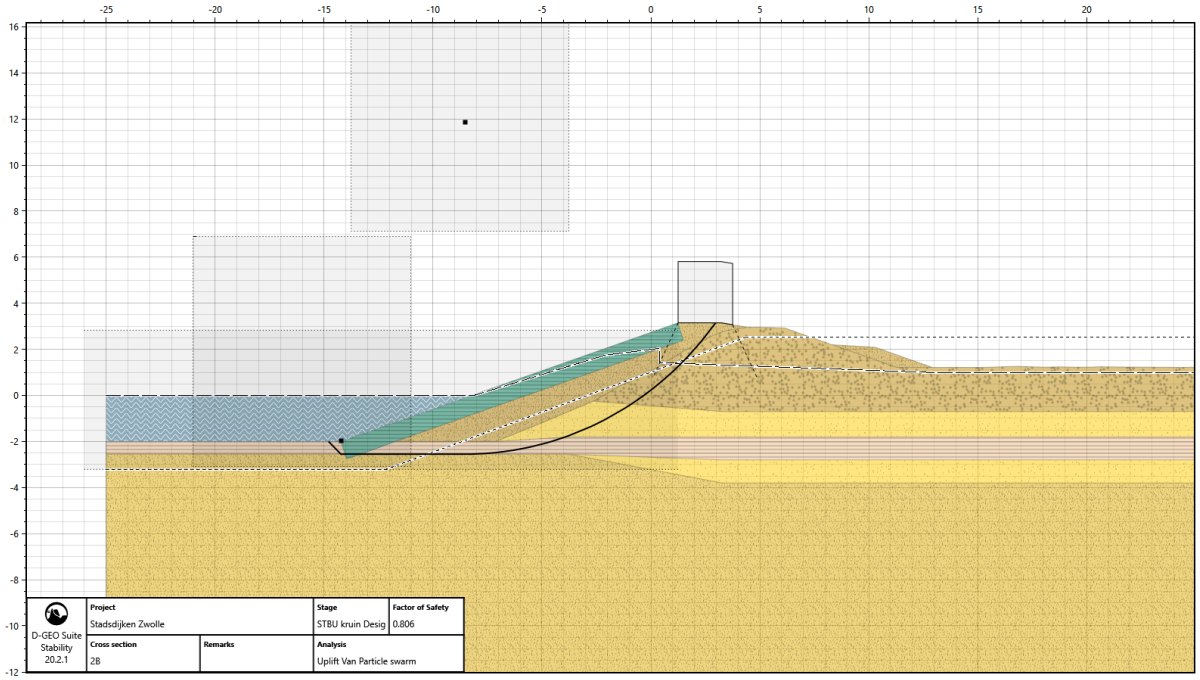

*Scenario 2 neerslag 46 mm*



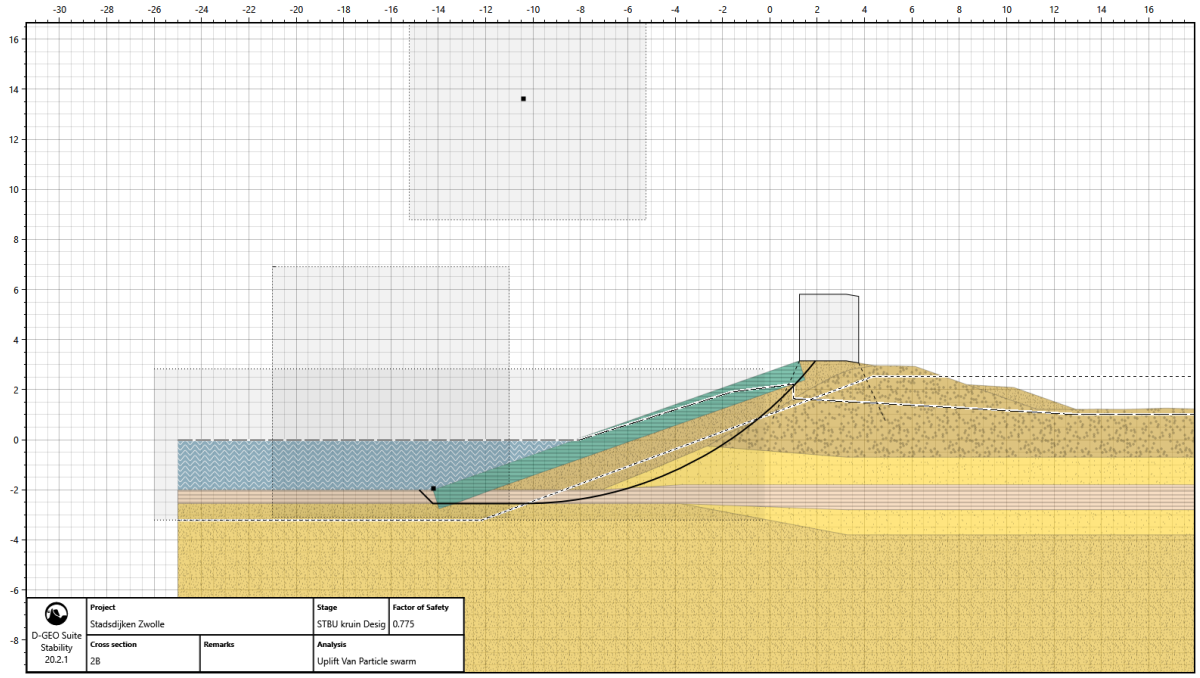
*Scenario 3 neerslag 74 mm*



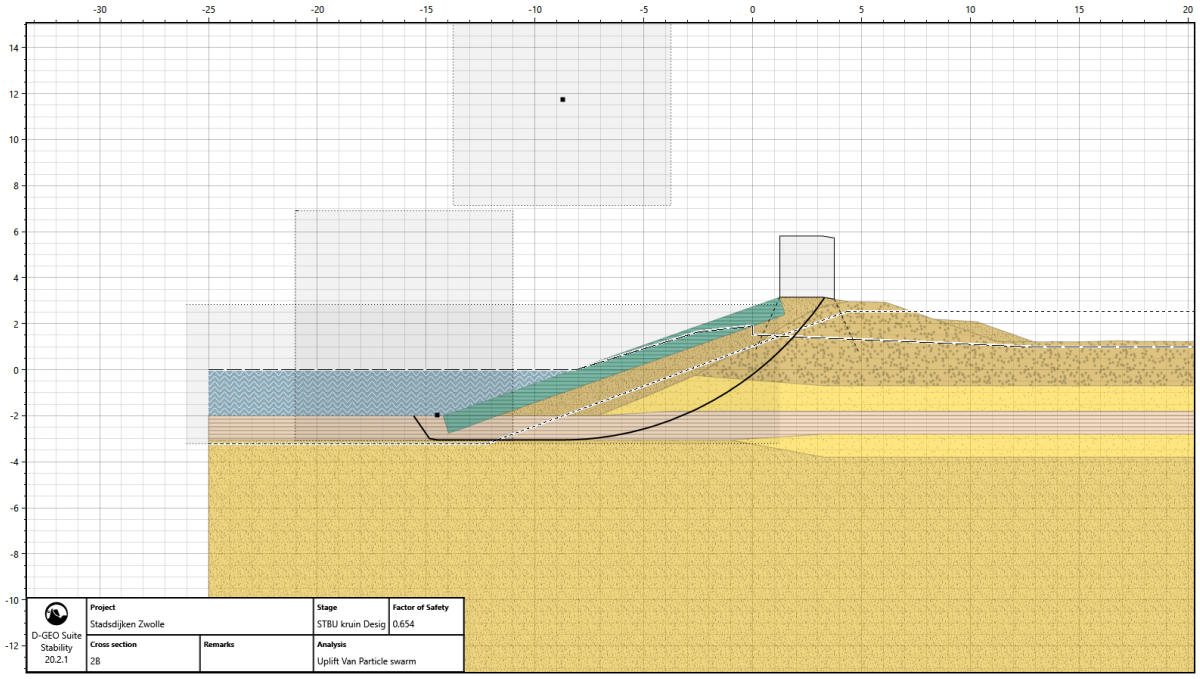

*Scenario 4 Doorlatendheid *5*



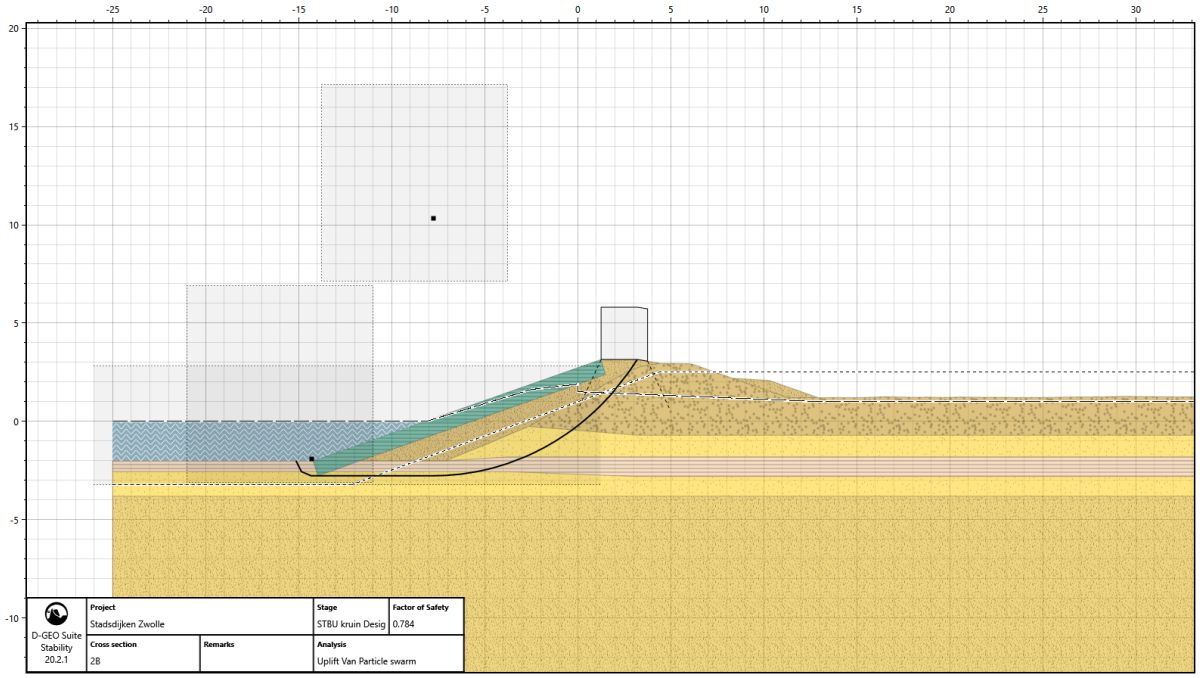
*Scenario 5 Doorlatendheid *10*




*Scenario 6 veenlaag +0,5m*



*Scenario 7 Onderste kleilaag loopt door*



**Tabel 6-17 DT4a zandkern**

| Scenario | Omschrijving | S.F. [-] | Verschil t.o.v. S1 [-] | Kans op voorkomen [%] |
|---|---|---|---|---|
| **S1** | Basis | 1.225 | | |
| **S2** | Neerslag 46mm | 1.212 | -0.013 | 0,011 |
| **S3** | Neerslag 74mm | 1.209 | -0.016 | 0,0011* |
| **S4** | Doorlatendheid * 5 | 1.201 | -0.024 | 0.1** |
| **S5** | Doorlatendheid * 10 | 1.139 | -0.086 | 0.05 |
| **S6** | Veenlaag +0,5m | 1.208 | -0.017 | 0.05 |
| **S7** | kleilaag+ 0,5m | 1.206 | -0.019 | 0.05 |

*kleiner gevolg dan scenario S2

**kleiner gevolg dan scenario S5

**Macrostabiliteit_CSSM**

| | |
|---|---|
| **Ontwerpeis in termen van schadefactor γ_n :** | **1.070** |
| Idem in termen van betrouwbaarheidsindex β_req : | 4.400 |
| Idem in termen van toelaatbare faalkans: | 5.41E-06 |

met $\gamma_n = 0{,}15\beta_{eis,dsn} + 0{,}41$

| | |
|---|---|
| **Eerste keuze schematiseringsfactor:** | **1.050** |
| Stab. factoreis in ontwerpanalyse Fd,eis: | 1.124 |
| Corresponderende β: | 4.757 |
| Corresponderende faalkans: | 9.84E-07 |
| Bijdrage ontwerpschematisering aan faalkans: | 8.26E-07 |

| Si | P(Si) | ΔFd(D;Si) | Fd(D; Si) | β | Psf (D;Si) | Psf(D; Si)*P(Si) | Omschrijving afwijking: |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.84 | 0 | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 8.26E-07 | Basisschematisering |
| 2 | 0.011 | -0.013 | 1.111 | 4.670 | 1.51E-06 | 1.66E-08 | Neerslag 46 |
| 3 | 0 | -0.016 | 1.108 | 4.650 | 1.66E-06 | 0.00E+00 | Neerslag 74 |
| 4 | 0 | -0.024 | 1.100 | 4.597 | 2.15E-06 | 0.00E+00 | Doorlatendheid * 50 |
| 5 | 0.05 | -0.086 | 1.038 | 4.183 | 1.44E-05 | 7.18E-07 | Doorlatendheid * 100 |
| 6 | 0.05 | -0.017 | 1.107 | 4.643 | 1.71E-06 | 8.57E-08 | Veenlaag +0,5m |
| 7 | 0.05 | -0.019 | 1.105 | 4.630 | 1.83E-06 | 9.14E-08 | kleilaag+ 0,5m |
| 8 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |
| 9 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |
| 10 | | | 1.124 | 4.757 | 9.84E-07 | 0.00E+00 | |
| | **Totale faalkans S1 ... S10 :** | | | | | 1.74E-06 | |

ΔFd(D;Si) geeft toename van Fd(D) tov stabiliteitsfactoreis

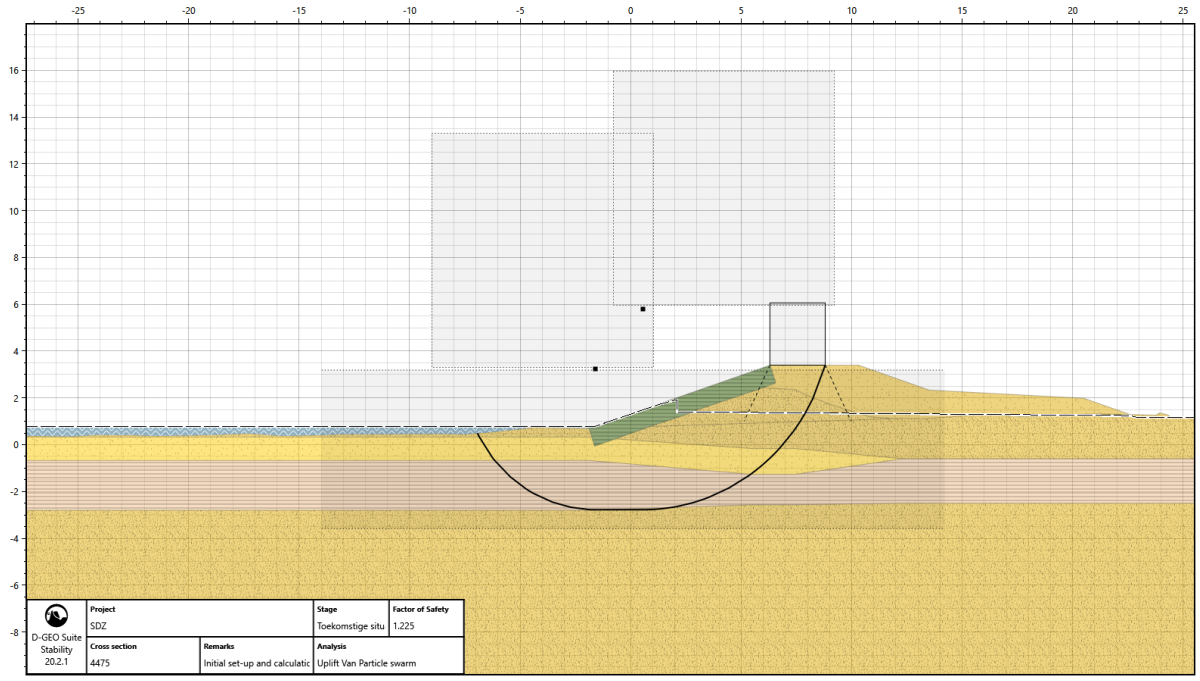
bij aanname van scenario Si **dit is** **32%** **van de toelaatbare kans**

indien dit kleiner dan 100% is, dan is de schematiseringfactor ok

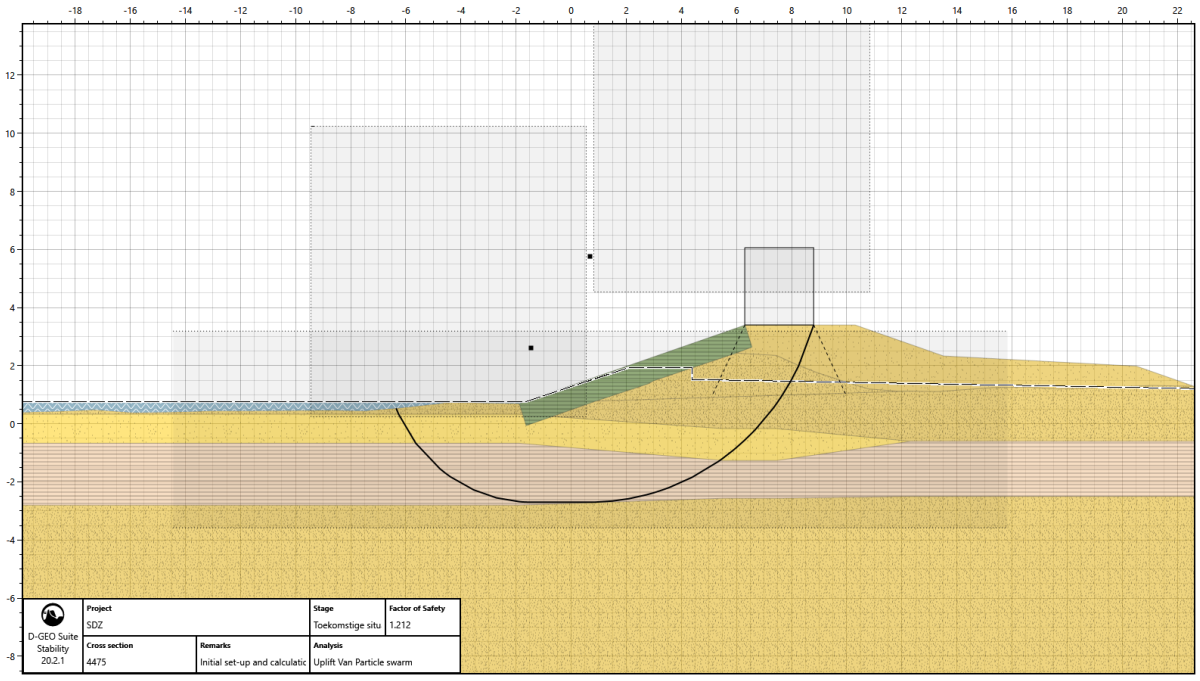
schematiseringsfactor verhogen tot dit percentage < 100% is

***Glijvlakken DT4a***

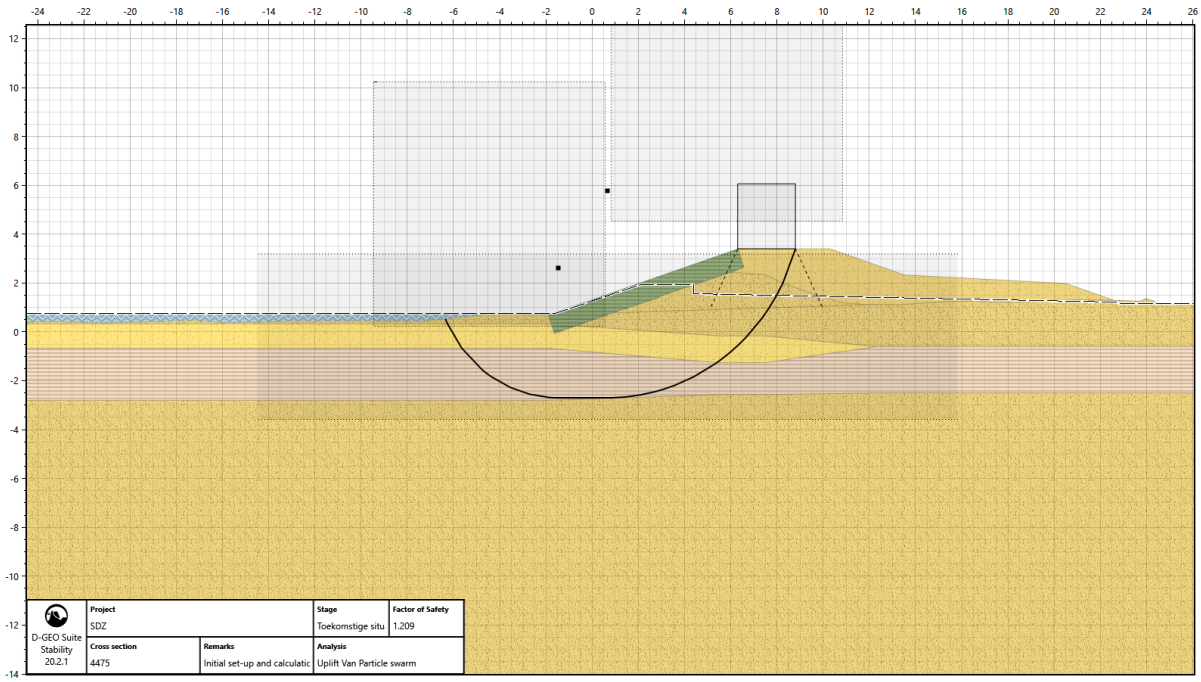
*Scenario 1 basisschematisatie*



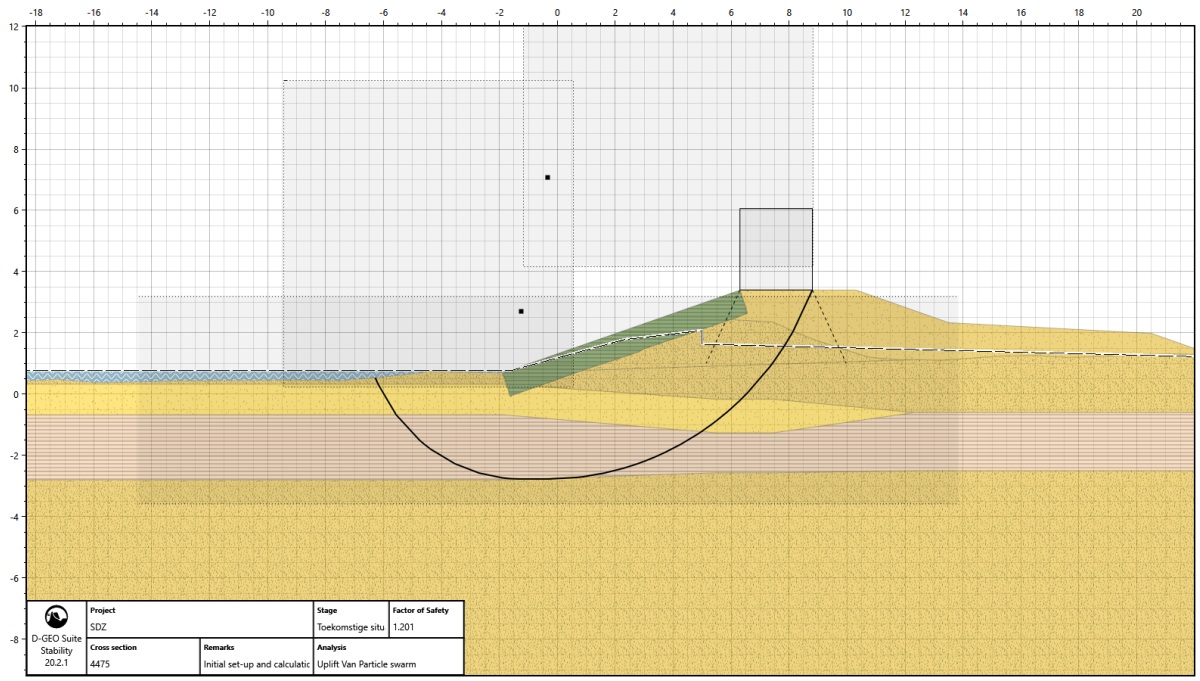

*Scenario 2 neerslag 46 mm*



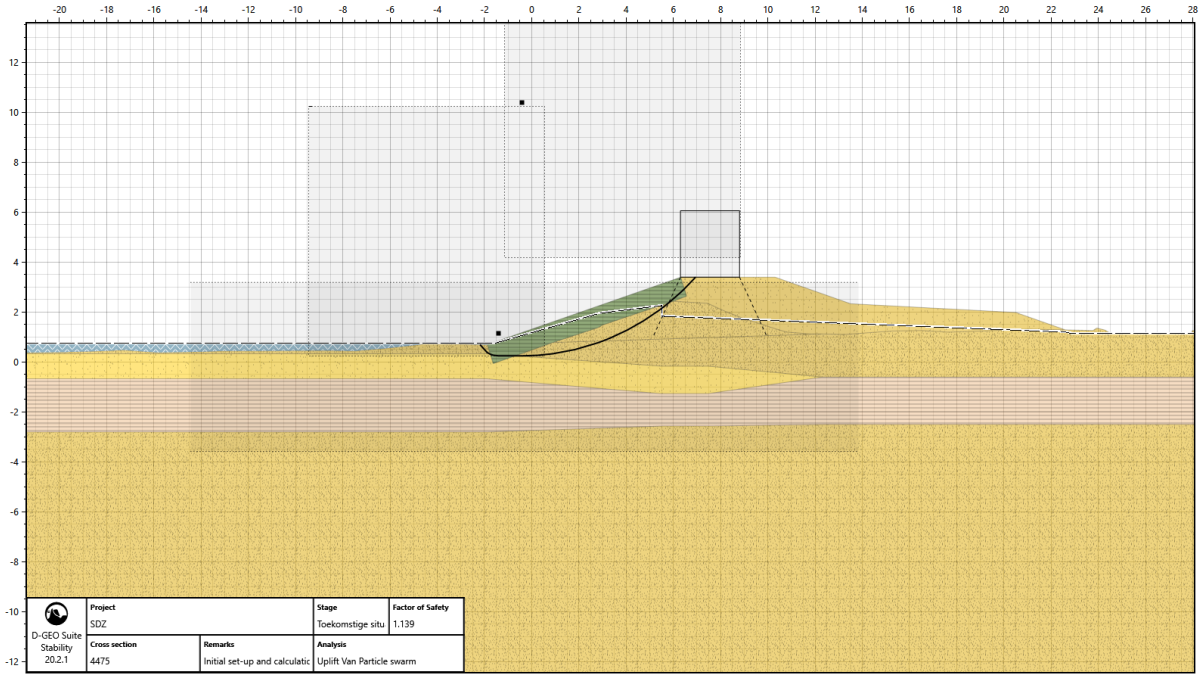

*Scenario 3 neerslag 74 mm*



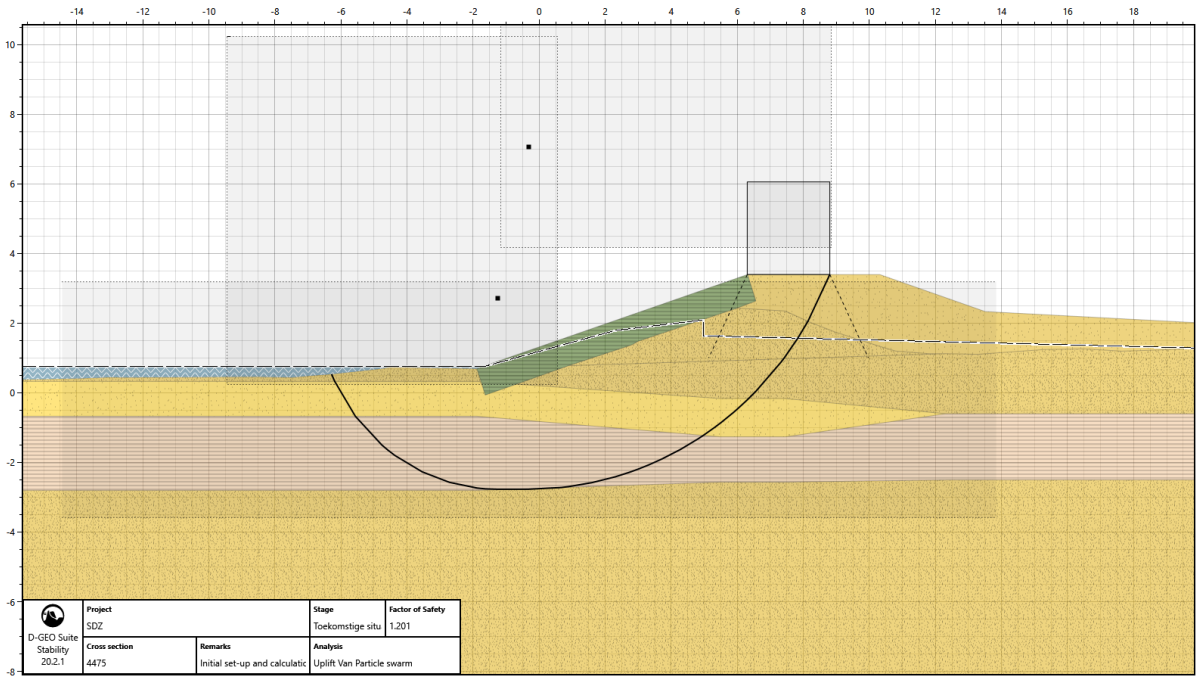

*Scenario 4 Doorlatendheid *5*



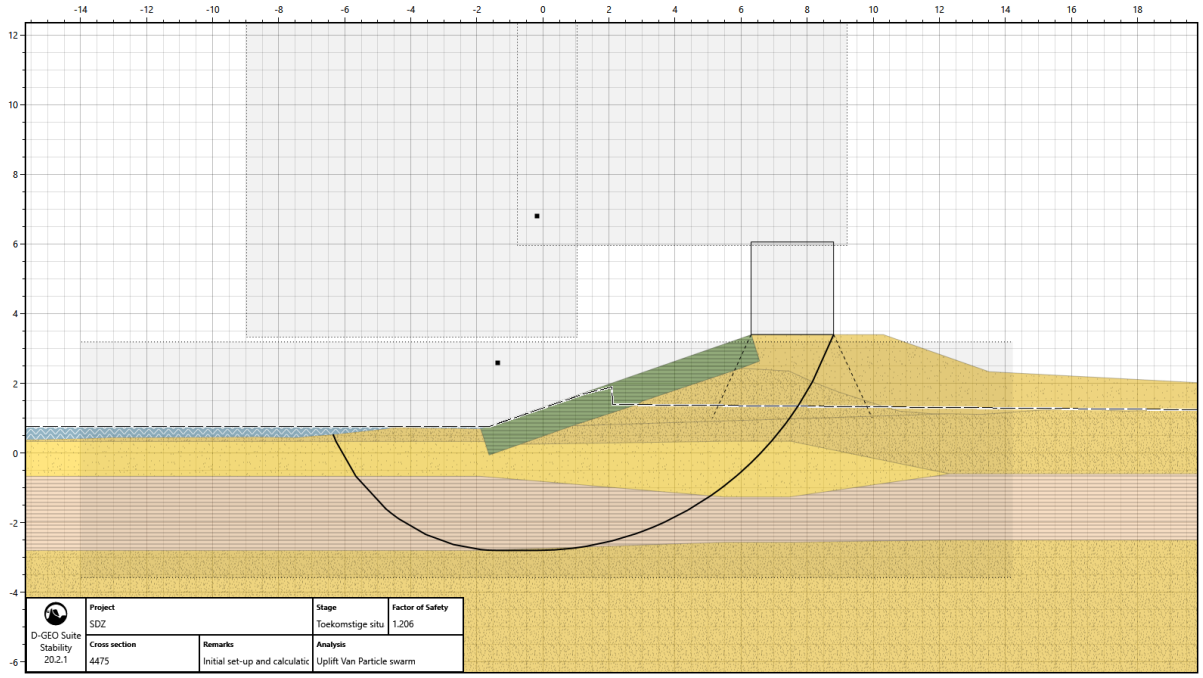
*Scenario 5 Doorlatendheid *10*




*Scenario 6 veenlaag +0,5m*



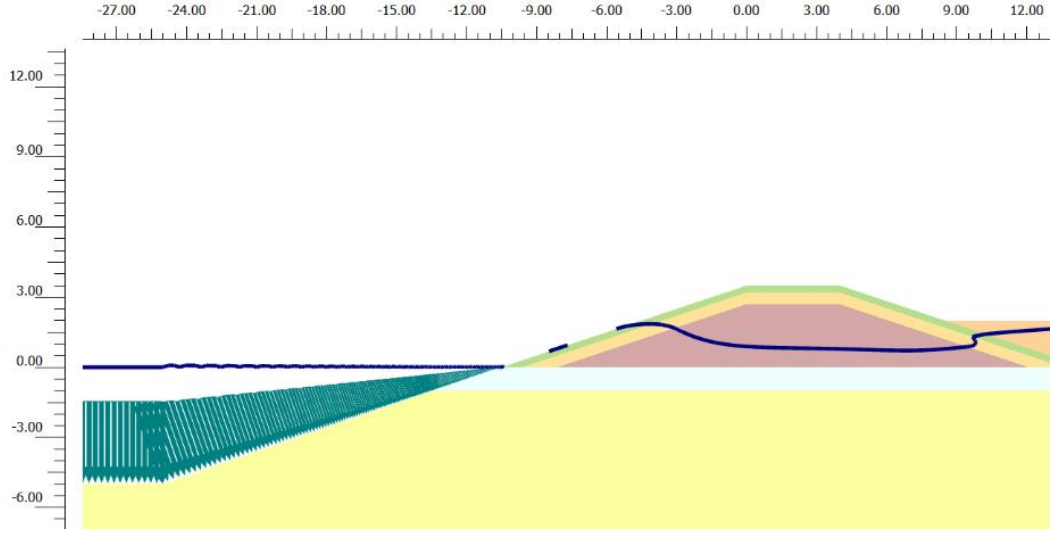
*Scenario 7 kleilaag +0,5m*



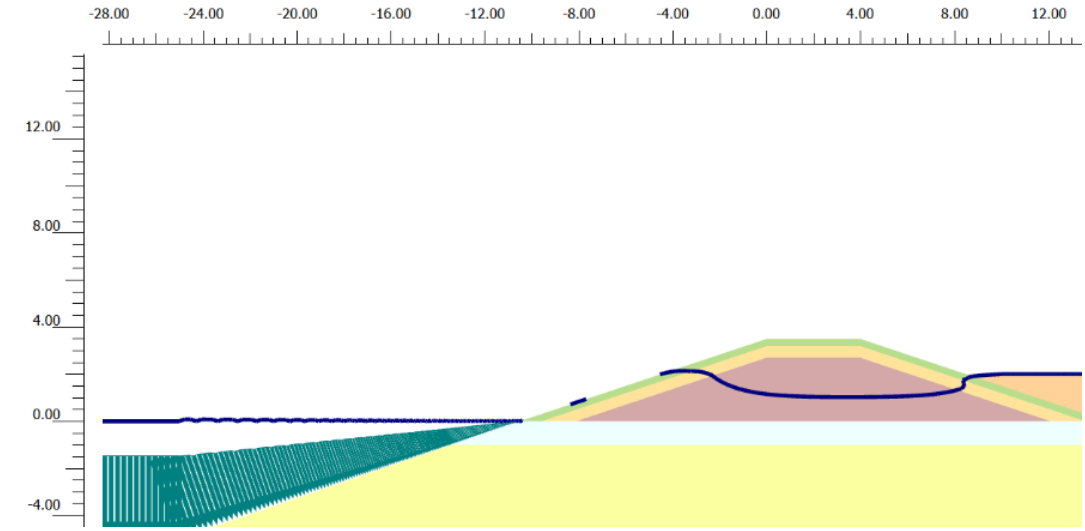
**DT1a (kleikern) Freatische lijn**

| scenario | Buitenteen [m] | Buitenkruin [m] | Binnenkruin [m] | Binnenteen [m] | Max [m] |
|---|---|---|---|---|---|
| **Basis** | 0,06 | 1,04 | 0,8 | 0,83 | 2,15 |
| **Doorlatendheid *10** | 0,06 | 1,45 | 1,03 | 1,01 | 2,32 |
| **Doorlatendheid *5** | 0,06 | 1,23 | 0,86 | 0,83 | 2,26 |
| **Neerslag 46mm** | 0,06 | 1,12 | 0,95 | 1,21 | 2,15 |
| **Neerslag 74mm** | 0,06 | 1,17 | 1,03 | 1,66 | 2,15 |

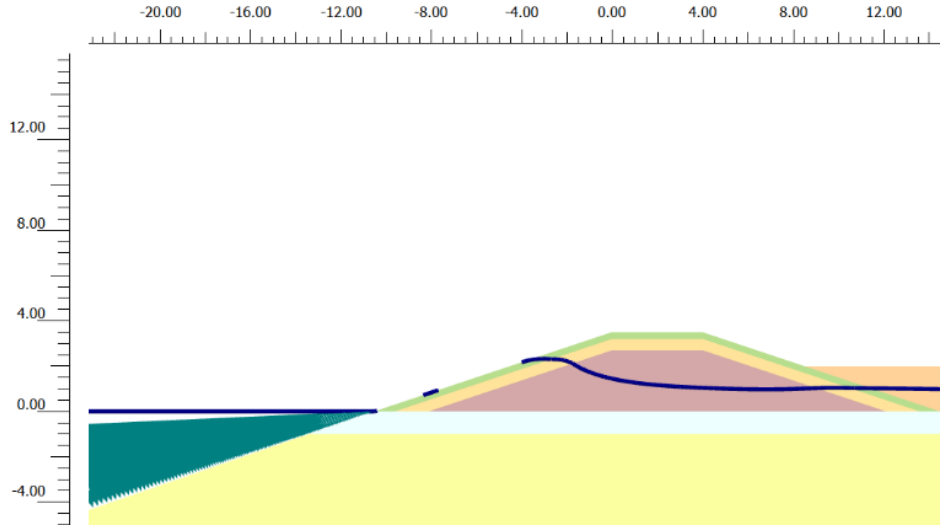
*Neerslag 46 mm*



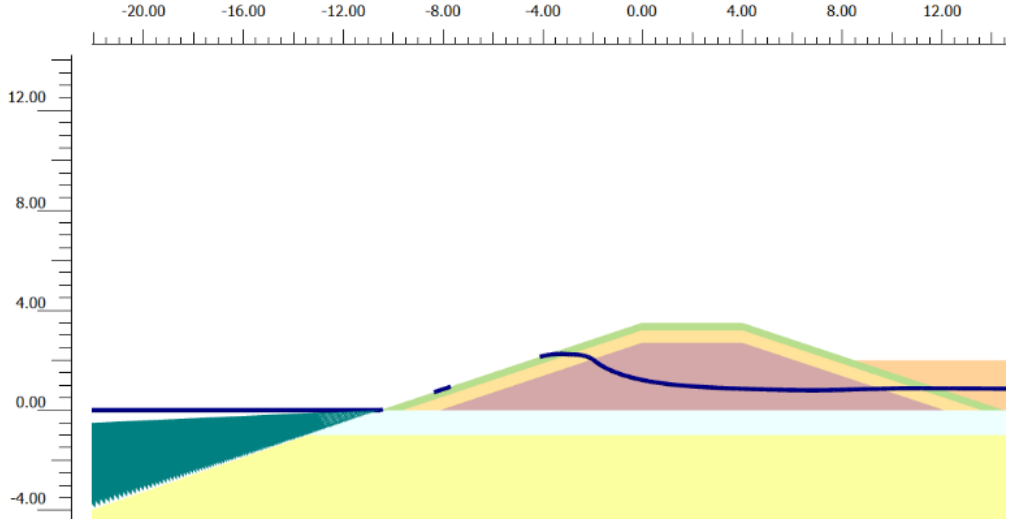

*Neerslag 74 mm*



*Doorlatendheid *10*



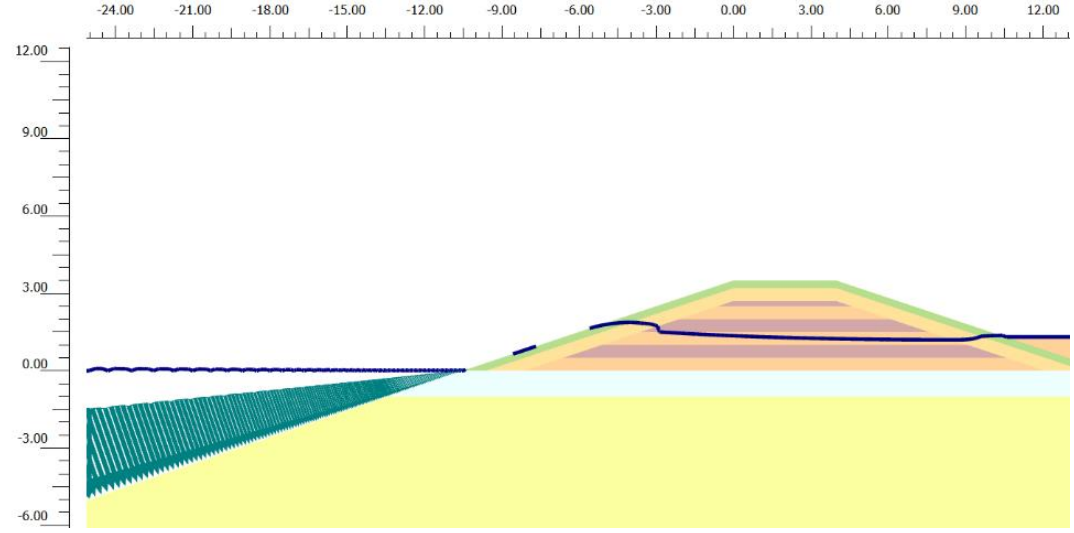

*Doorlatendheid *5*



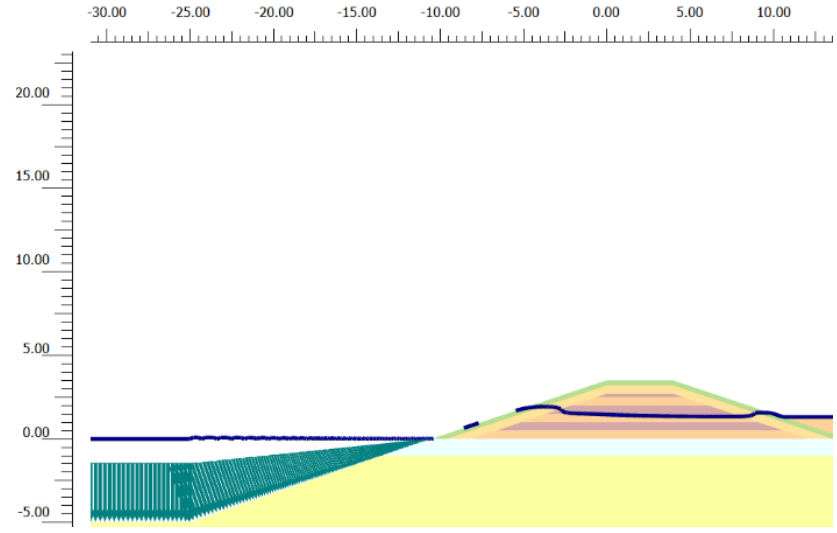
**DT2b (heterogene kern)**

| scenario | Buitenteen [m] | Buitenkruin [m] | Binnenkruin [m] | Binnenteen [m] | Max [m] |
|---|---|---|---|---|---|
| **Basis** | 0,06 | 1,25 | 1,08 | 1 | 1,88 |
| **Doorlatendheid *10** | 0,06 | 1,66 | 1,55 | 1,45 | 2,22 |
| **Doorlatendheid *5** | 0,06 | 1,42 | 1,26 | 1,16 | 2,03 |
| **Neerslag 46mm** | 0,06 | 1,35 | 1,23 | 1,2 | 1,89 |
| **Neerslag 74mm** | 0,06 | 1,45 | 1,36 | 1,38 | 1,95 |

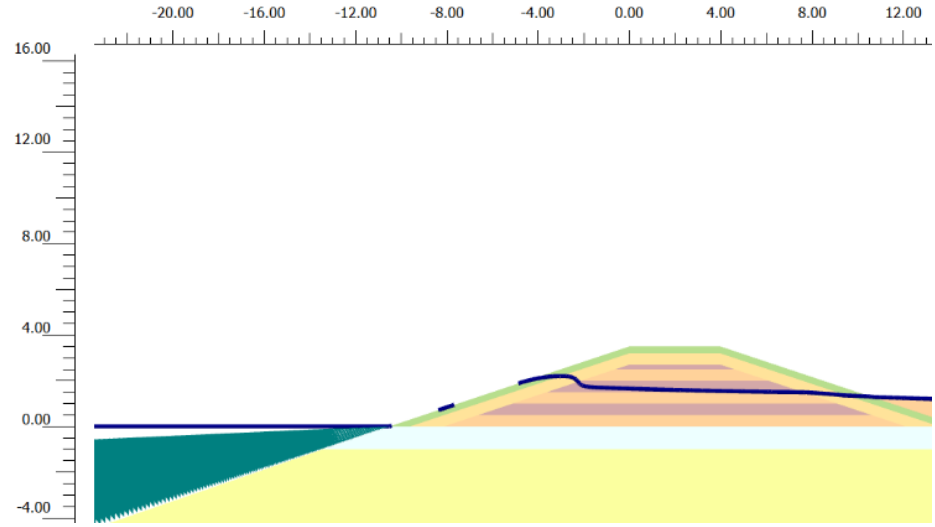
*Neerslag 46 mm*



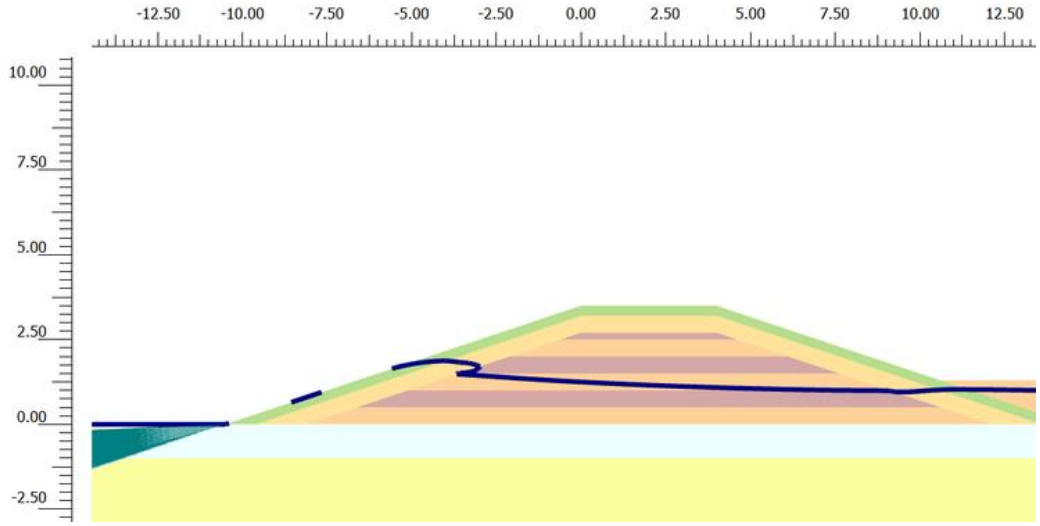

*Neerslag 74 mm*



*Doorlatendheid *10*



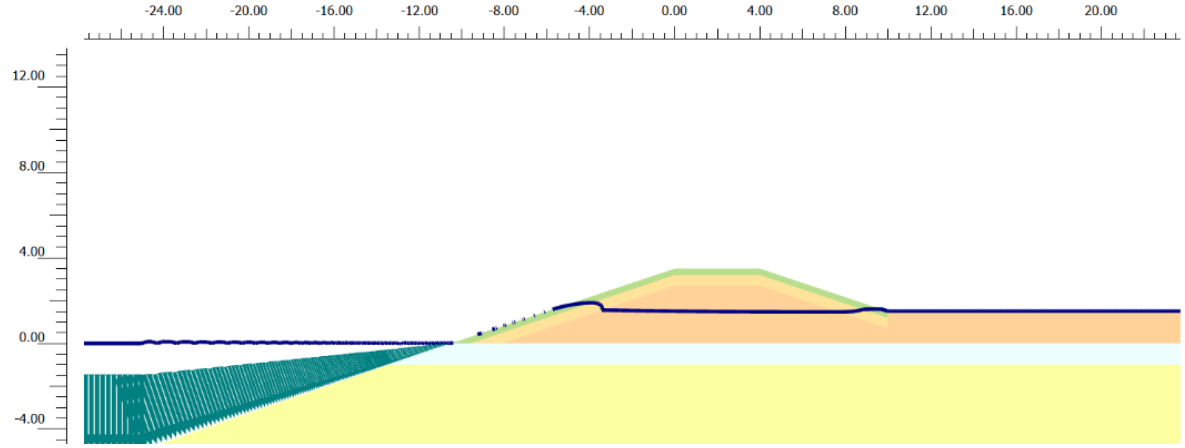

*Doorlatendheid *5*



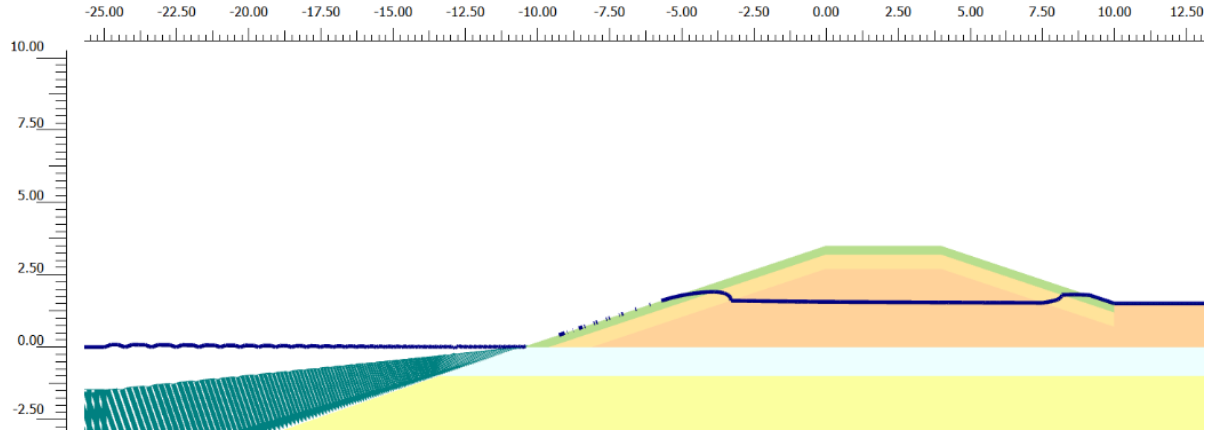
**DT4a (zandkern)**

| scenario | Buitenteen [m] | Buitenkruin [m] | Binnenkruin [m] | Binnenteen [m] | Max [m] |
|---|---|---|---|---|---|
| **Basis** | 0,06 | 1,33 | 1,26 | 1,18 | 1,88 |
| **Doorlatendheid *10** | 0,06 | 1,86 | 1,78 | 1,66 | 2,26 |
| **Doorlatendheid *5** | 0,06 | 1,63 | 1,56 | 1,44 | 2,08 |
| **Neerslag 46mm** | 0,06 | 1,52 | 1,48 | 1,54 | 1,92 |
| **Neerslag 74mm** | 0,06 | 1,56 | 1,55 | 1,81 | 1,92 |

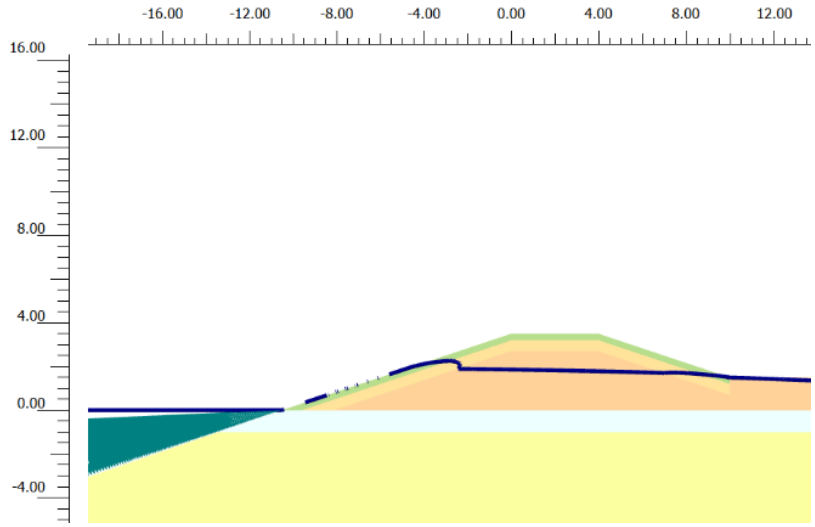
*Neerslag 46 mm*



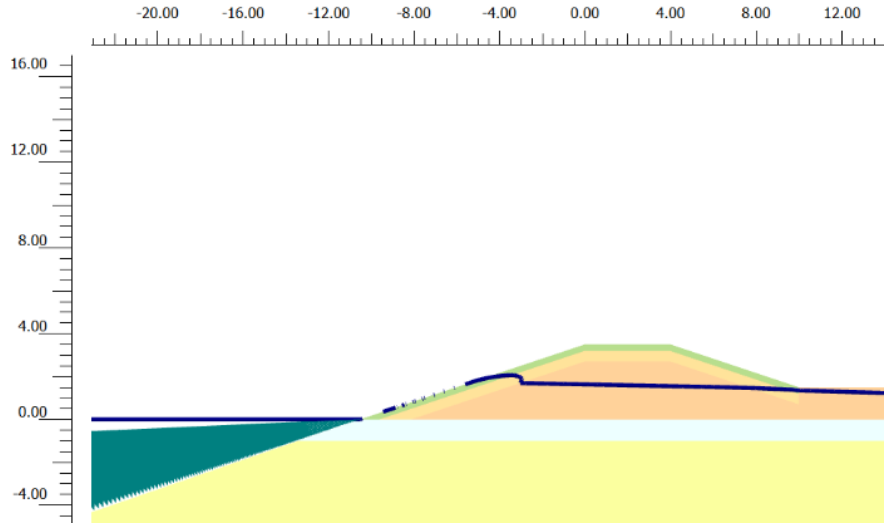

*Neerslag 74 mm*



*Doorlatendheid *10*




*Doorlatendheid *5*



# Bijlage 18. Factsheets beoordeling NWObe

# 18. Beoordeling NWObe

**Inleiding**
Op basis van de invloedszone in combinatie met het BGT bestand van bebouwing is een inventarisatie gemaakt van bebouwing nabij de waterkering. De inventarisatie is uitgevoerd voordat op een aantal maatwerklocaties het ontwerp was vastgesteld. Hierdoor kan het voorkomen dat een aantal NWO's nu op een relatief grote afstand van de waterkering zijn gelegen. Desalniettemin is voor deze locaties ook een beoordeling uitgevoerd.

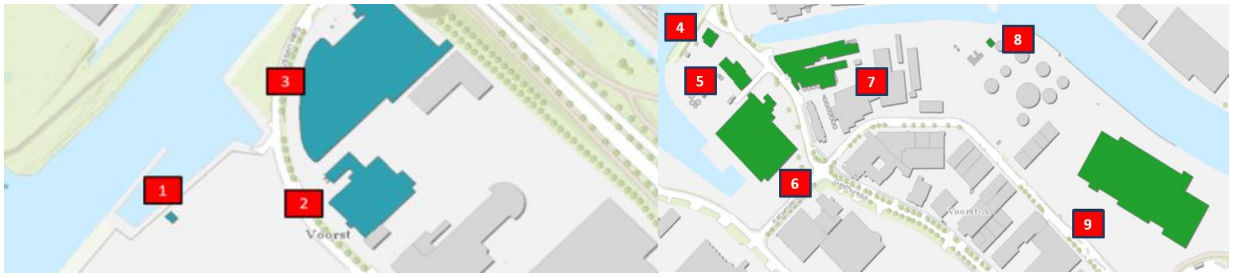
**Leeswijzer**
Deze bijlage is als volgt opgebouwd. Als eerste is een overzicht gegeven van de geïdentificeerde NWObe locaties. Vervolgens is per locatie een afweging gemaakt. Dit is gedaan door per locatie een beknopte factsheet op te stellen. Hoewel er veel meer informatie beschikbaar is, is ervoor gekozen om op de factsheets alleen de informatie die relevant is voor de beoordeling te presenteren. Daarnaast zijn niet alle stappen van de NWO beoordeling in numerieke volgorde afgelopen maar is alleen gekeken naar welke stap kan leiden tot een voldoende oordeel.

**Gebruikte bronnen**
Voor het verkrijgen van de benodigde informatie is gebruik gemaakt van de volgende bronnen:

- Online GIS omgeving van Stadsdijken Zwolle. Hierin is bijvoorbeeld de afstand van de NWO's in relatie met de waterkering ingemeten;
- Archiefonderzoek bij het gemeentearchief;
- Bijlage III sterkte en veiligheid regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017
- Resultaten berekening golfhoogte (Q-variant) Stadsdijken Zwolle;
- Resultaten van WBN berekening Stadsdijken Zwolle;
- AHN viewer voor het verkrijgen van de maaiveldhoogtes;
- Google maps;
- Foto's gemaakt tijdens projectbezoeken;
- 3D mapping cloud van Stadsdijken Zwolle;

**Resultaten inventarisatie**

In onderstaande afbeeldingen zijn 24 locaties met bijbehorende eigenaren weergegeven. Vervolgens is per locatie de relevante informatie gegeven die nodig is voor de NWO beoordeling gevolgd door het resultaat van deze beoordeling.



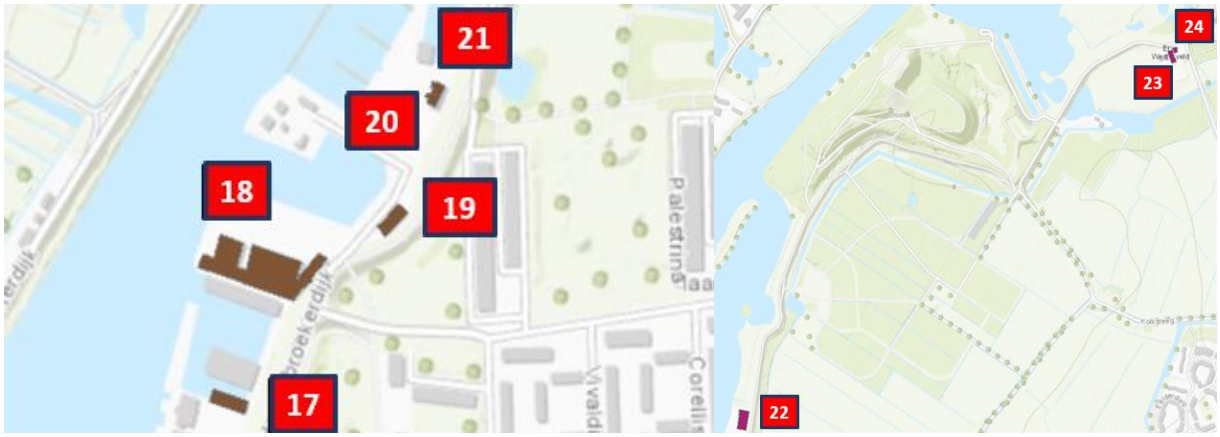

Figuur 18.1: Bovenaanzicht met NWO locaties 1 tot en met 9

Locaties:
1: Sprinklergebouw Scania
2: Bedrijfsgebouw, Russenweg 14
3: Bedrijfsgebouw, Russenweg 18-24
4: Pand, Gasthuisdijk, 25-25D
5: Van der Kamp beton, Gasthuisdijk 17
6: IJzerleeuw, Gasthuisdijk, 15
7: Sensus, Gasthuisdijk 44
8: Pompgebouw Varo, Katwolderweg 10
9: Hornbach, Katwolderweg 6




Figuur 18.2: Bovenaanzicht met NWO locaties 10 tot en met 16

Locaties:
10: Stichting Dimence Groep, Burgemeester Roelenweg 9
11: Achmea, Burgemeester Roelenweg 13-13G
12: Leerentveld, Burgemeester Roelenweg 19-25
13: Leenrent, Industrieweg 29-31
14: Leenrent, Industrieweg 33
15: Cogas Duurzaam, Holtenbroekerdijk 40B
16: Stadsboerderij Klooienberg,




**Figuur 18.3: Bovenaanzicht met NWO locaties 17 tot en met 21**

Locaties:
17: Het Zwolsche Watersportcentrum, Holtenbroekerdijk 41-2
18: Beheer Maatschappij Hageman, Holtenbroekerdijk 42
19: Beheer Maatschappij Hageman, Holtenbroekerdijk 42A
20: Woonhuis, Holtenbroekerdijk 45
21: Woonhuis, Holtenbroekerdijk 46
22: Gemeente Zwolle , Holtenbroekerdijk 100
23: Boerderij Brinkhoekweg 1
24: Schuur Brinkhoekweg 1

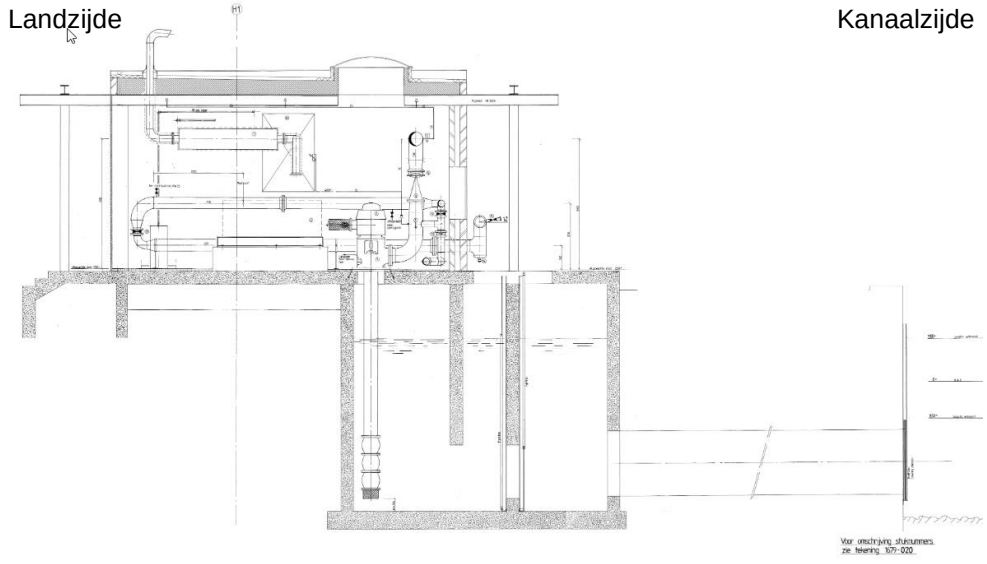
## 18.1 Locatie 1: Sprinklergebouw Scania

### Locatiebeschrijving

Locatie 1 betreft het sprinklergebouw van Scania op perceelnummer ZLE00E 05557. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen. Hoewel dit object in onderstaande afbeelding ver van de waterkering is afgelegen waren er op deze locatie ook ontwerpvarianten in omloop waarbij de afstand tot de waterkering kleiner is. Zodoende is ook dit gebouw opgenomen in de lijst van NWO beoordelingen.




Figuur 18.4: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO




Figuur 18.5: Dwarsdoorsnede van de pompkelder

### Analyse

De waterkering, bestaande uit een damwand, is gelegen op de paarse lijn. Voor deze NWO gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is buitendijks;
- Afstand van de kelder tot de waterkering bedraagt 24,0 m. (18,6m van gebouw tot waterkering en 5,4 m van keldermuur tot rand gebouw);
- Maaiveldniveau is gelijk aan NAP 1,55 m;
- Kelderdiepte geschat op 6,0 m onder maaiveld;
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00317;
    - Waterstand bij norm NAP 2.94 m;
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,60 m.

Stap E.2.1: Doordat de NWO buitendijks is gelegen wordt de ontgrondingsdiepte vastgesteld op 2 maal de golfhoogte 2 * 0,60 = 1,2 m. Hierdoor komt het ontgrondingsprofiel op maximaal 3 * 1,2 m = 3,6 m afstand van het sprinklergebouw te liggen. De rand van de ontgrondingskuil is daarmee 24 m – 3,6 m = 21,4 m van de waterkering af gelegen en ligt dus ruim buiten de invloedszone.

### Resultaat

Doordat het verstoringsprofiel op circa 21 m van de waterkering is gelegen is er geen doorsnijding van de invloedszone. Daarmee wordt de bijdrage van deze NWO op de aan de overstromingskans verwaarloosbaar.

## 18.2 Locatie 2: Bedrijfsgebouw - Russenweg 14

### Locatiebeschrijving

Locatie 2 betreft een bedrijfsgebouw op perceelnummer ZLE00E 04501 aan de Russenweg 14. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen. Voor deze locaties geldt dat er in eerste instantie een oplossing in beeld was waarbij het gebouw dichter op de waterkering was gelegen. Hierdoor ligt deze locatie relatief ver van de werkzaamheden af.




Figuur 18.6: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is binnendijks;
- Afstand tot de waterkering (heavescherm) bedraagt circa 20 m;
- Onder het kantoorpand is geen kelder aanwezig.

Stap E.2.1: Doordat de NWO binnendijks op een afstand van 20 m van de waterkering is gelegen en en niet beschikt over een kelder zal het verstoringsprofiel buiten de invloedzone liggen.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand en een heavescherm. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden.

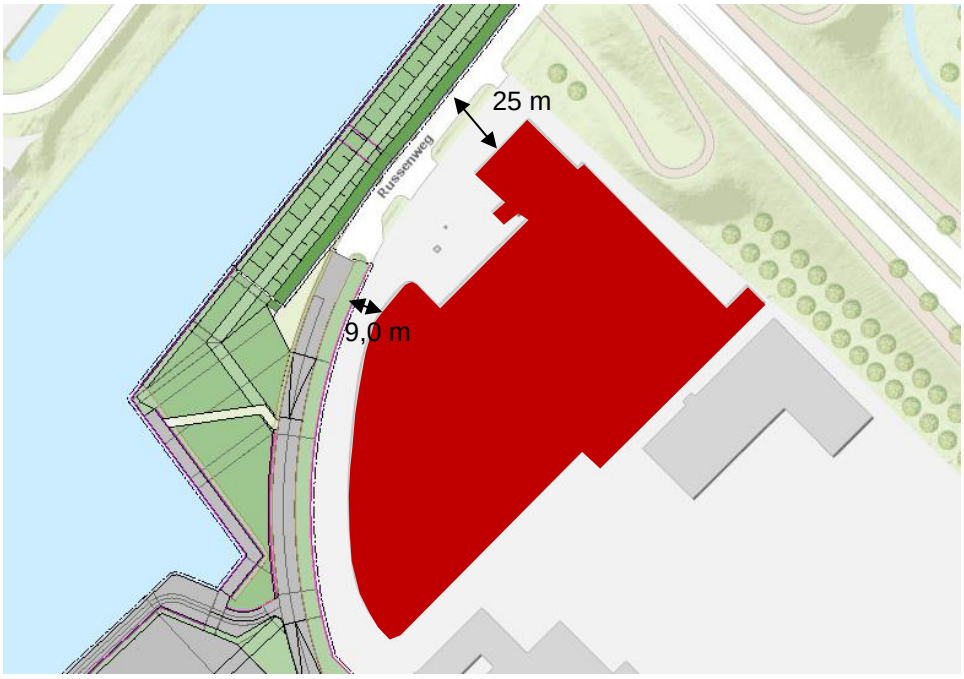
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Daarnaast is de NWO ver genoeg gelegen van de waterkering en is er geen kelder aanwezig. Dit leidt tot een voldoende voor het toetsoordeel NWObe

## 18.3 Locatie 3: Bedrijfsgebouw - Russenweg 18-24

### Locatiebeschrijving

Locatie 3 betreft een bedrijfsgebouw op perceelnummer ZLE00E 04531 aan de Rusenweg 18-24. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.7: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

De NWO is binnendijks gelegen. Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

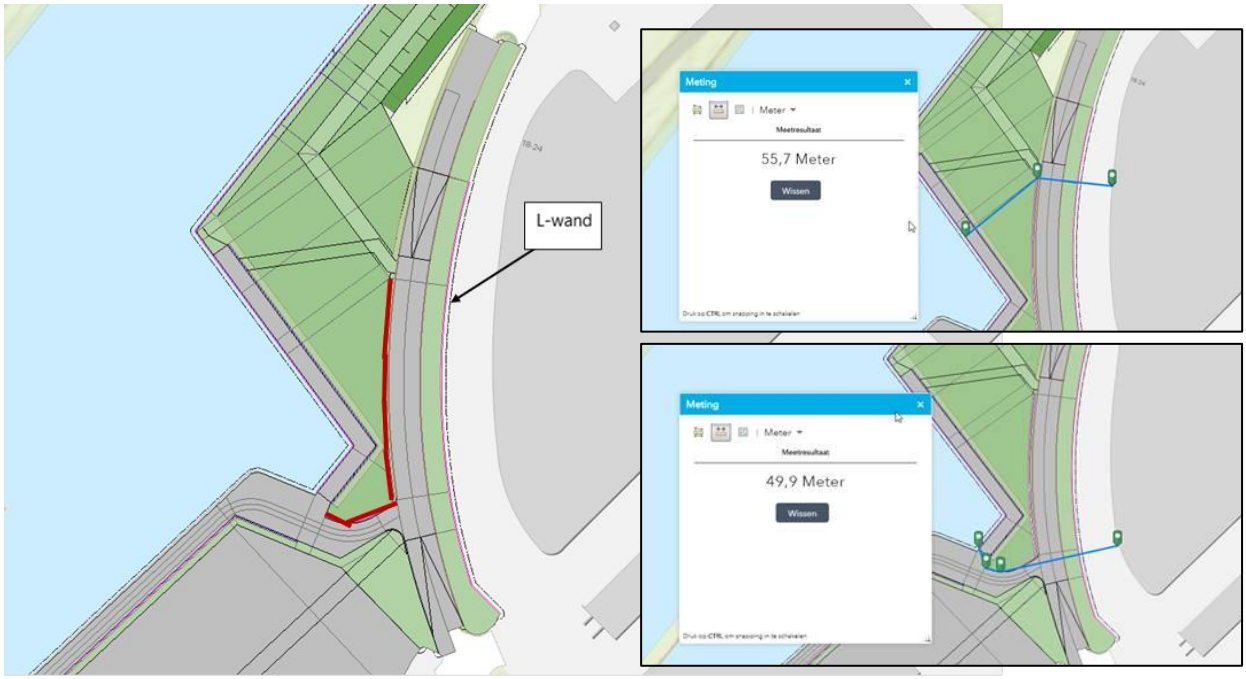
- Ligging NWO binnendijks
- Afstand tot de waterkering is gelijk aan minimaal 9,0 m
- In het gebouw is een verlaagde vloer aanwezig;
    - Deze vloer is gelegen op 1,0 m beneden het maaiveld rondom het gebouw;
    - Het maaiveld is vastgesteld op NAP 2,4 m;
    - De onderzijde van de fundering is hiermee gelegen op 2,4 m – 1.0 m – 0,3 m (geschatte vloerdikte) = NAP 1,1 m.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Het gebouw is ver genoeg van de waterkering af gelegen om geen invloed te hebben op de binnenwaartse stabiliteit. Voor het voorkomen van terugschreidende erosie is echter een kwelweglengte van minimaal 45 m noodzakelijk. Daarom dient in het VO ontwerp een heaveschem te worden opgenomen. De lengte van het scherm is middels een conservatieve inschatting bepaald:

- Kritiek verval = Waterstand buitendijks - (Maaiveld buitendijks – verschil met vloerhoogte) = NAP 2,98 m – (NAP 2,4 m – NAP 1,3 m) = 1,88 m;

- PPN = Onderkant cohsieve laag – 2 maal het kritiek verval = NAP -2,2 m – 2*1,88 m = NAP -5,96 m;
- Lengte = bovenzijde damwand – onderzijde damwand = NAP 3,4 m - NAP-5.96 m = 9,4 m;

Om achterloopsheid te voorkomen di ent het scherm in zoverre te worden doorgezet dat de kwelweglengte groter is dan 45 m. In onderstaande afbeelding is de benodigde ligging van het scherm weergegeven.




**Figuur 18.8: Bovenaanzicht ligging heavescherm**

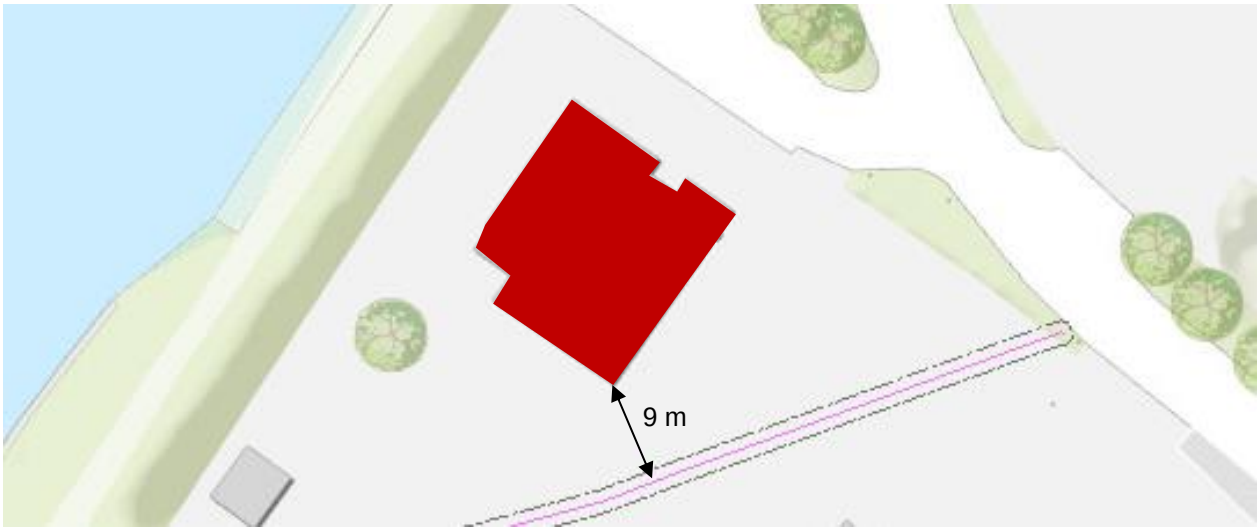
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel wordt opgenomen in het VO-ontwerp. De maatregel is zo ontworpen dat een voldoende oordeel wordt verkregen bij het volgen van stap E2.2 en E2.3.

## 18.4 Locatie 4: Pand - Gasthuisdijk 25-25D

### Locatiebeschrijving

Locatie 4 betreft een pand op perceelnummer ZLE00N 03074 aan de Gasthuisdijk 225-25D. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.9: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen;
- Minimale afstand tot de waterkering bedraagt circa 9,0 m;
- Maaiveldniveau is gelijk aan circa 0,0 m NAP;
- Er is uitgegaan van een situatie zonder kelder en/of kruipruimte. Dit is telefonisch gecontroleerd met de eigenaar van het pand;
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00314;
    - Waterstand bij norm NAP 2.94 m;
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m.

Stap E.2.1: De NWO is buitendijks gelegen. De ontgrondingsdiepte wordt vastgesteld op 2 maal de significante golfhoogte. Dit is gelijk aan 2 x 0,68 = 1,36 m. Het totale verstoringsprofiel is daardoor op 9.0 m - 3 * 1,36 m = 4,92 m van de waterkering (damwand) gelegen. Aanbevolen wordt om na nadere detaillering van het damwandontwerp nog wel na te gaan of de ontgrondingskuil niet de passieve zone van de damwand doorsnijdt.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden.

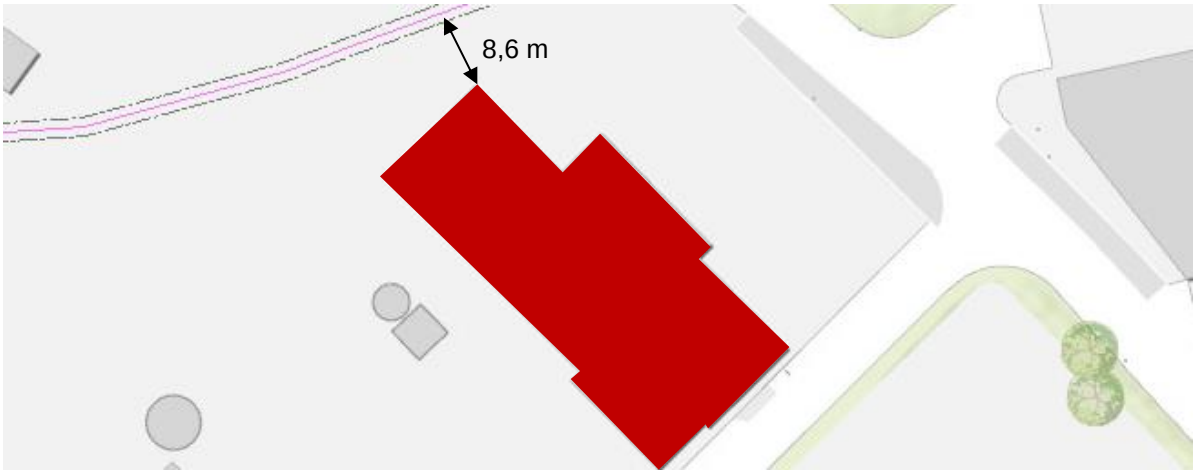
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Daarmee is het aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

## 18.5 Locatie 5: Van Der Kamp Beton - Gasthuisdijk 17

### Locatiebeschrijving

Locatie 5 betreft het kantoorpand van Van Der Kamp Beton op perceelnummer ZLE00E 04899 aan de Gasthuisdijk 17. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




**Figuur 18.10: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO**

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is binnendijks;
- Afstand tot de waterkering is circa 8,6 m;
- Het maaiveld rondom de loods varieert. Aan de zuidwestzijde is een brede weg aangelegd op NAP 2,50 m. Aan de noordoostzijde ligt het maaiveldniveau op NAP +0,70 m. Het maaiveld aan de Noordoostzijde is gezien de oriëntatie ook maatgevend;
- Op basis van bestekstekening (Bouw en adviesbureau van der Kamp Arnhem, januari 1962) is geconcludeerd dat er geen kruipruimte of vloer aanwezig is;
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00314;
    - Waterstand bij norm NAP 2.94 m;
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m.

Stap E.2.1: De NWO is buitendijks gelegen. De ontgrondingsdiepte wordt vastgesteld op 2 maal de significante golfhoogte. Dit is gelijk aan 2 x 0,68 = 1,36 m. Het totale verstoringsprofiel is daardoor op 8,6 m - 3 * 1,36 m = 4,52 m gelegen. Op basis van deze afstand kan worden geconcludeerd dat de invloed op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar is.
Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden.

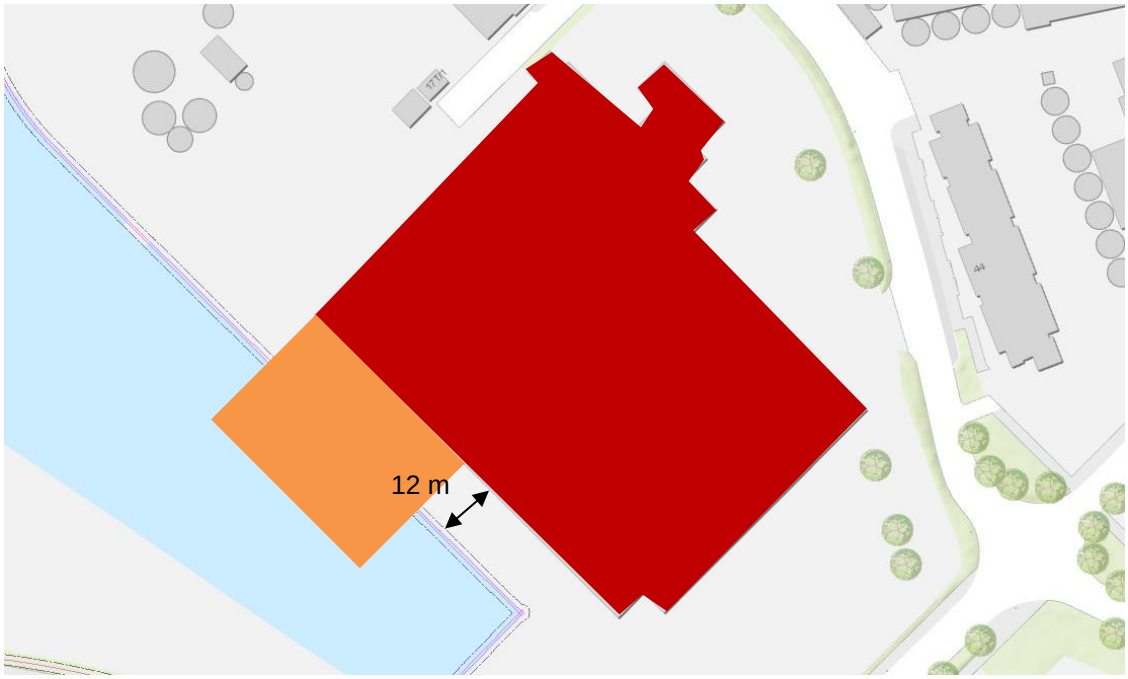
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Daarnaast is de NWO ver genoeg gelegen van de waterkering. Dit leidt tot een voldoende voor het toetsoordeel NWObe.

## 18.6 Locatie 6: IJzerleeuw - Gasthuisdijk 15

### Locatiebeschrijving

Locatie 6 betreft het pand van IJzerleeuw op perceelnummer ZLE00E 04265 aan de Gasthuisdijk 15. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.  In het oranje is een overkapping aangegeven die over de waterkering heen is gelegen.




Figuur 18.11: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is binnendijks.
- Onderzijde fundering ongeschat op NAP -0,30 m op basis van bestekstekeningen (N.V. IJzerleeuw, Gevels en doorsneden, ref: VL1.362878)

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden en daardoor voldoet.

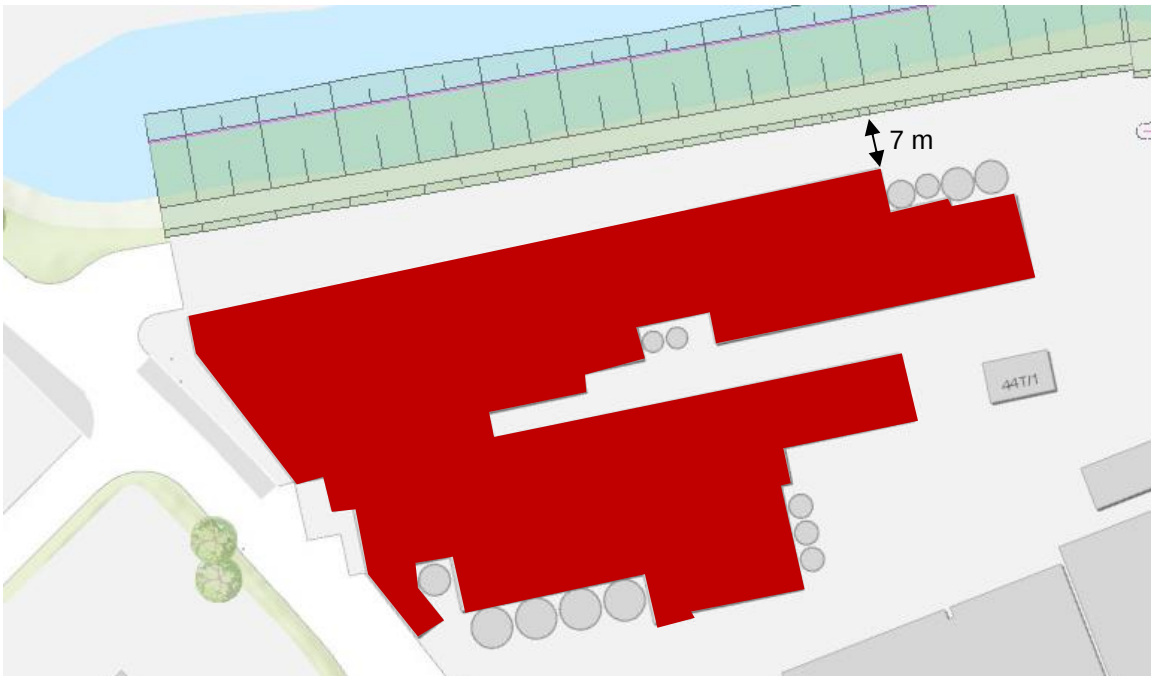
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Dit leidt tot een voldoende voor het toetsoordeel NWObe.

## 18.7 Locatie 7: Sensus - Gasthuisdijk 44

Locatie 7 betreft een fabriekspand van Sensus op perceelnummer ZLE00E 05329 aan de Gasthuisdijk 44. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.

### Locatiebeschrijving

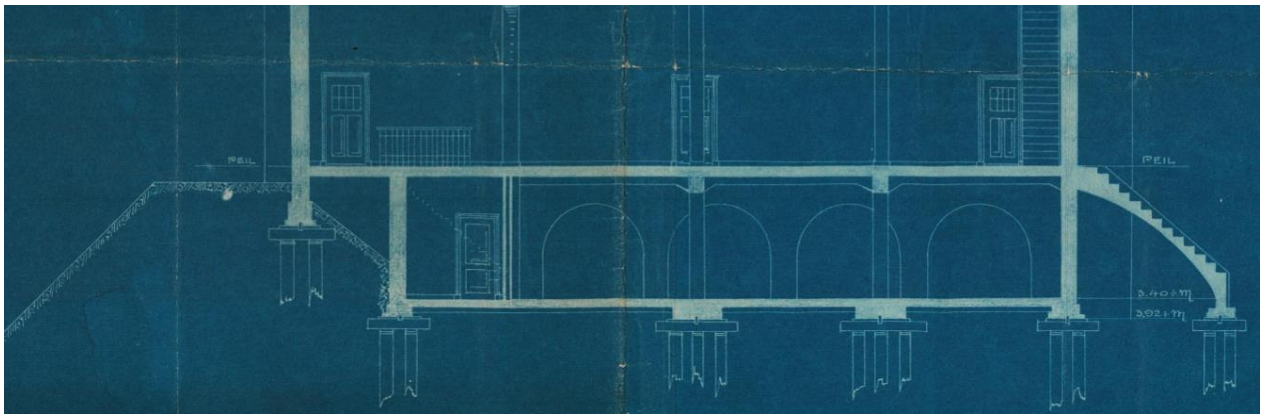



Figuur 18.12: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is binnendijks.
- Afstand tot de vernieuwde waterkering minimaal circa 7,0 m
- Kelder aanwezig. Onderkant van de fundering van de kelder wordt ingeschat op NAP -2,93 m op basis van geleverde tekeningen en dwarsprofielen. (DWP A van “Uitbreiding Coberco zuivelbedrijf te Zwolle, Architektenburo Feenstra, 10 maart 1986 werknummer 2124, bladnummer 102b)
- Maaiveld is naast het gebouw is gelegen op circa NAP 3,0 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00312
    - Waterstand bij norm NAP 2.78 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,22 m




Figuur 18.13: Zijaanzicht van het gebouw in relatie met de bestaande waterkering.

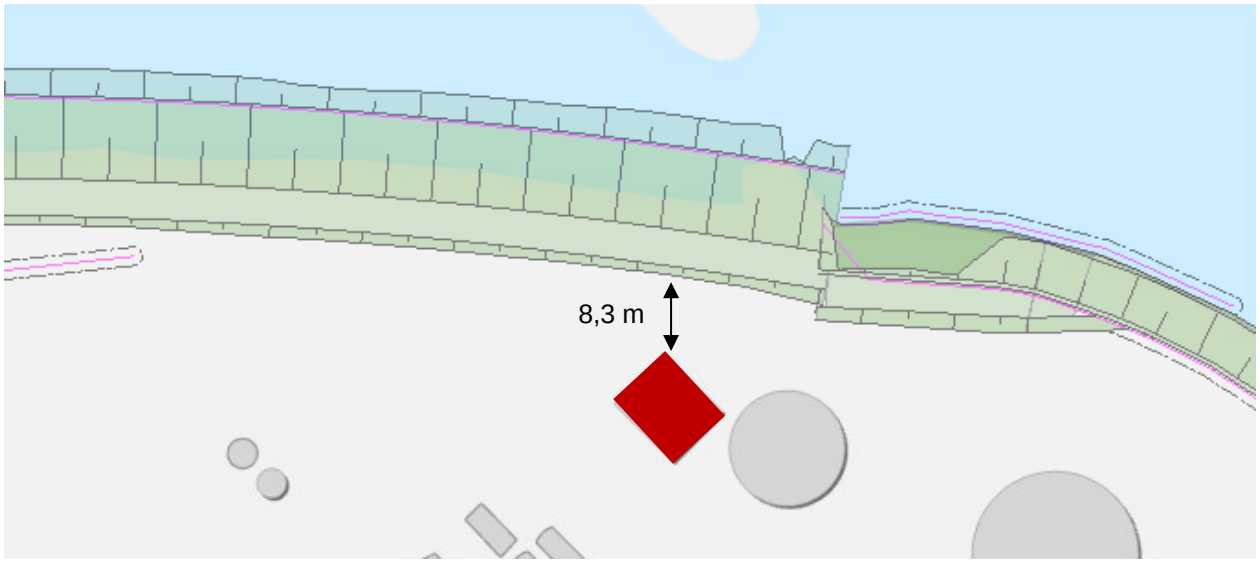
### Resultaat

Het gebouw staat in het talud van de bestaande waterkering. Daarnaast is er onder dit talud nog een kelder aanwezig. Op basis van Deze informatie kan niet worden voldaan aan de eenvoudige toets en zal hier een toets op maat moeten worden uitgevoerd.

## 18.8 Locatie 8: Pompgebouw Varo - Katwolderweg 10

### Locatiebeschrijving

Locatie 8 betreft het Pompgebouw van Varo op perceelnummer ZLE00E 04339 aan de Katwolderweg 10. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen. De ligging van de NWO is in het rood aangegeven.




Figuur 18.14: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

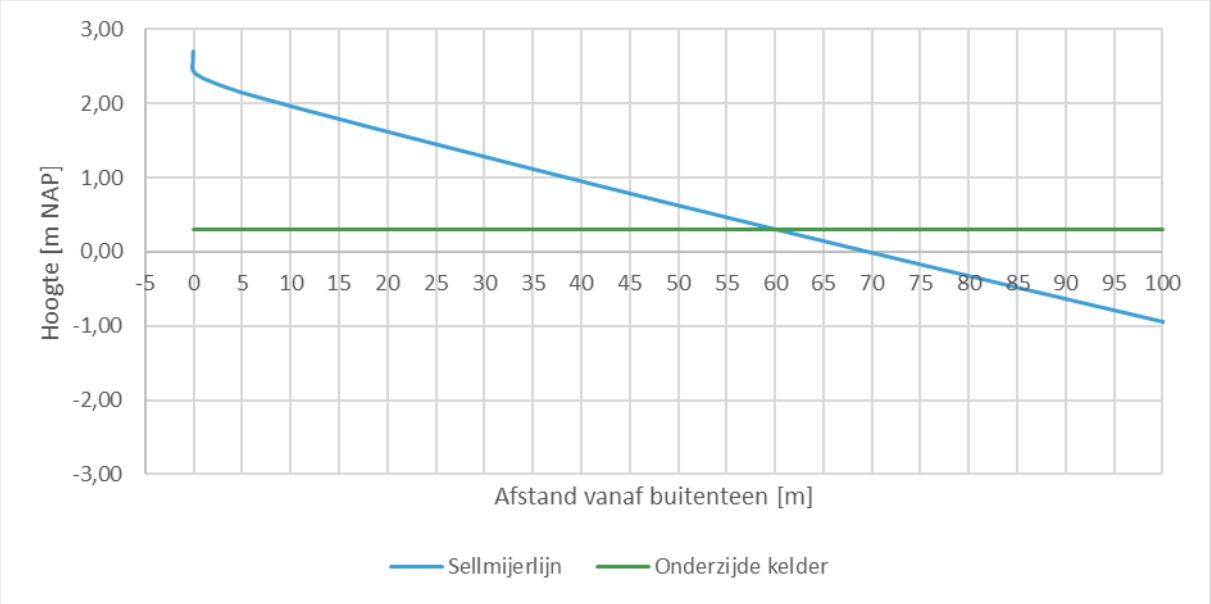
### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De ligging van de NWO is binnendijks.
- Afstand tot de waterkering minimaal circa 8,3 m
- Er is niet bekend of er onder dit gebouw een kelder aanwezig is. Conservatief wordt dan aangenomen dat de kelderdiepte gelijk is aan maaiveld - 2,5 m.
- Maaiveld binnendijks nabij de NWO circa NAP 2,8 m
- Toekomstige kruinhoogte NAP 3,15 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00312
    - Waterstand bij norm NAP 2.78 m.

Stap E.2.4.3: 3,15 m – 2,80 m * 4 = 1,4 m. 1,4 m is kleiner dan 8,3 m. Er wordt niet verwacht dat dit gebouw invloed heeft op de stabiliteit.

Om een te controleren of het pompgebouw een probleem vormt voor het mechanisme piping is nu nog niet voldoende informatie aanwezig. Uitgaande van een kelder gelegen 2,5 m onder het bestaande maaiveld wordt NAP 2,8 m – NAP 2,5 m = NAP 0,3 m als onderzijde van het gebouw verkregen. In onderstaande grafiek is de Sellmeijer-lijn en de onderzijde van de kelder uitgezet. De invloed van een kelder op de waterkering is merkbaar tot op een afstand van circa 60 m. Derhalve kan nog geen voldoende oordeel worden gegeven voor piping.




**Figuur 18.15: Sellmeijer-lijn en geschatte kelderdiepte pompgebouw**

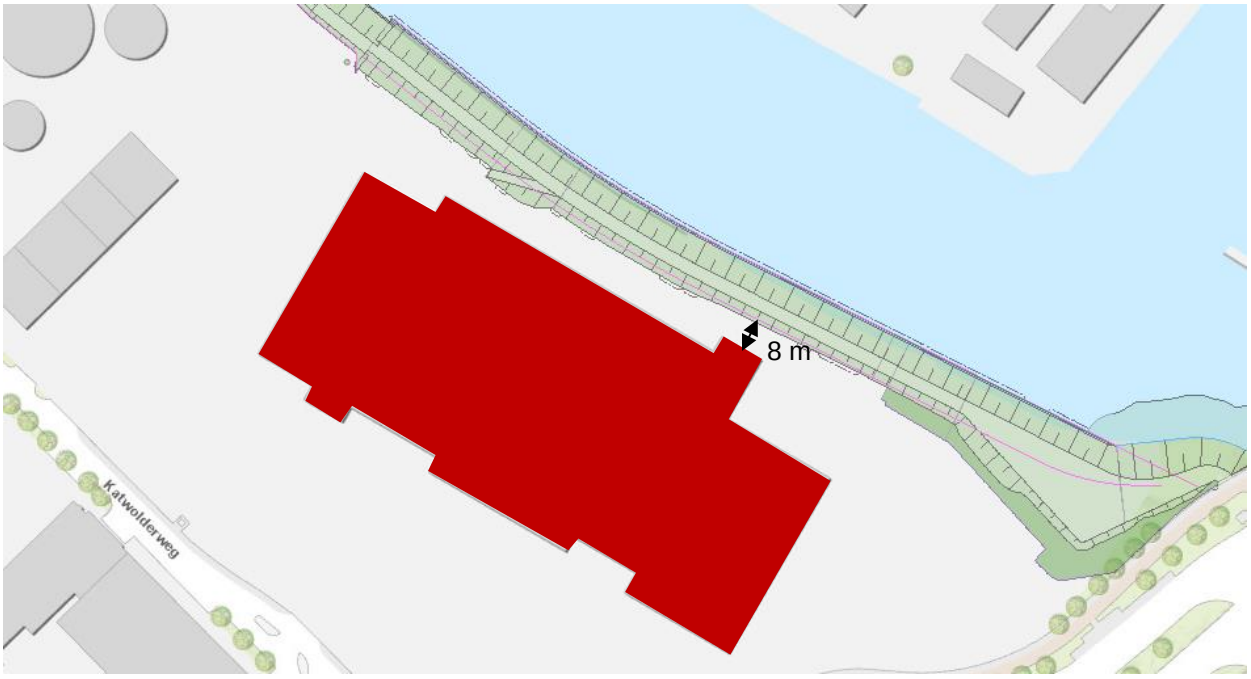
## Resultaat

Het pompgebouw voldoet op stabiliteit voor piping kan geen voldoende oordeel worden gegeven. Aanbevolen wordt om te onderzoeken of het verder doorzetten van het heavescherm kan bijdragen aan goedkeuring. Daarnaast wordt ook aanbevolen om de exacte kelderdiepte te achterhalen.

## 18.9 Locatie 9: Hornbach – Katwolderweg 6

### Locatiebeschrijving

Locatie 9 betreft de bouwmarkt van Hornbach op perceelnummer ZLE00E 05625 aan de Katwolderweg 6. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.16: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is binnendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is gelijk aan circa 8,0 m
- Er is een verlaagde los en laad locatie aanwezig.
- In de waterkering wordt een heavescherm + stabiliteitsscherm aangebracht.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden en daardoor voldoet.

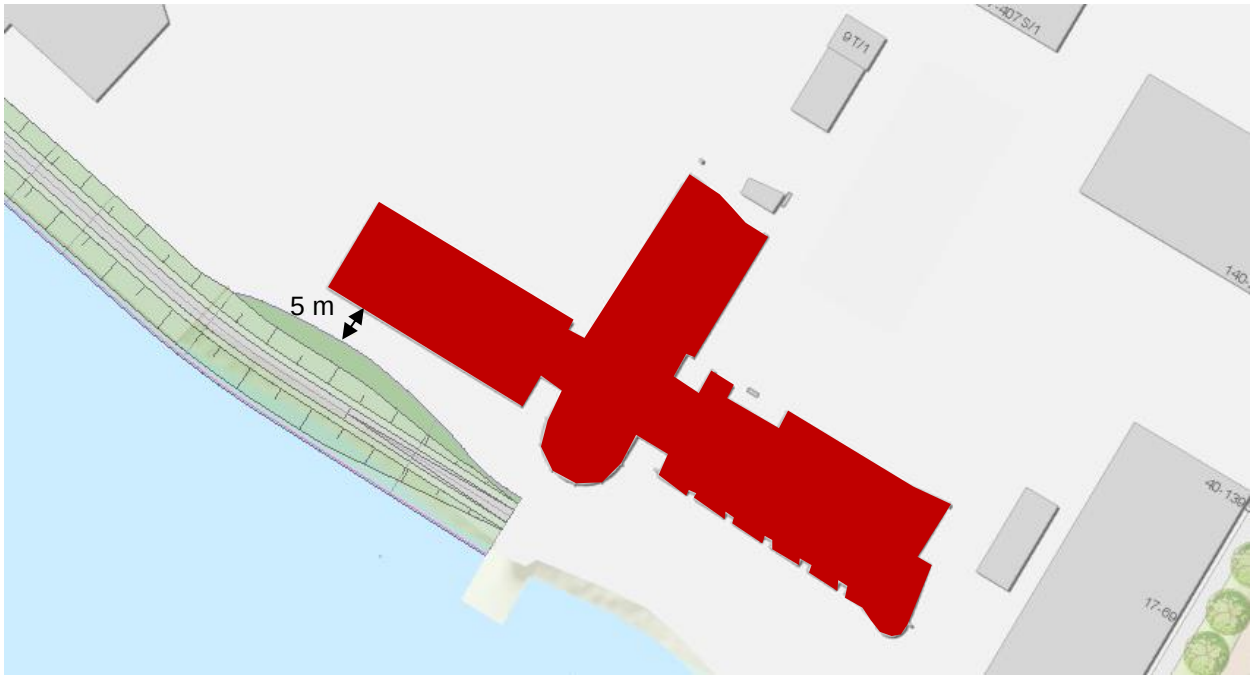
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregelen/constructies aanwezig zijn. Dit leidt tot een voldoende voor het toetsoordeel NWObe voor zowel piping als stabiliteit.

## 18.10 Locatie 10: Kantoorpand - Burgemeester Roelenweg 9

### Locatiebeschrijving

Locatie 10 betreft een kantoorpand op perceelnummer ZLE00A 09201 aan de Burgemeester Roelenweg 9 in dijktraject 3. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




**Figuur 18.17: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO**

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De Ligging van de NWO is binnendijks
- Afstand tot de waterkering is gelijk aan circa 5,0 m
- Gebouw is gefundeerd op staal, Onderzijde liftschacht is gelegen op NAP -1,4 m. aangenomen is dat de liftschacht waterdicht is. De schacht ligt immers lager dan het grondwater. Hiermee heeft de liftschacht geen invloed op piping.
- Maaiveld rondom het gebouw is gelegen op circa NAP 2,6 m.
- Ontwerphoogte van de waterkering is gelijk aan NAP 3,3 m.

Stap E.2.4.3: (3,30 m – 2,60 m) * 4 = 2,8 m. Deze afstand is korter dan de ingemeten 5,0 m. Er wordt niet verwacht dat dit gebouw invloed heeft op de stabiliteit.

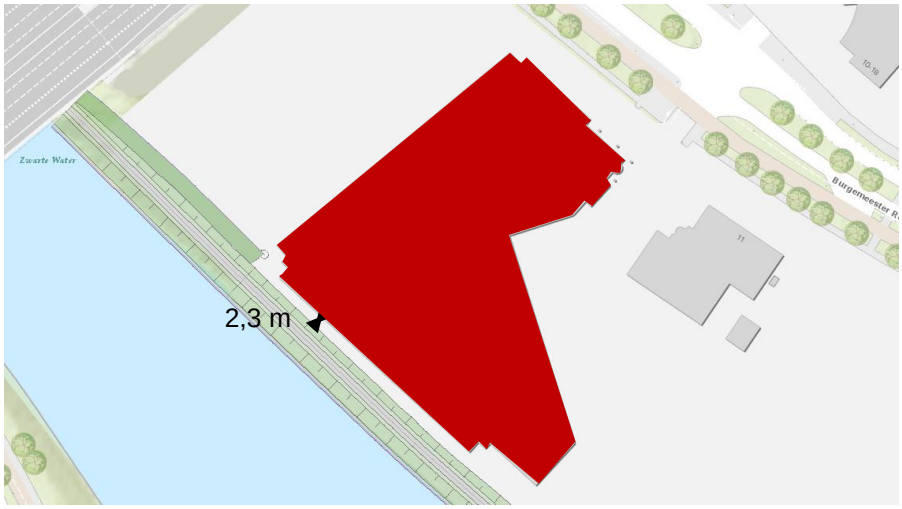
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat het gebouw ver genoeg van de kering is afgelegen. Daarmee is de bijdrage van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

## 18.11 Locatie 11: Achmea - Burgemeester Roelenweg, 13-13G

### Locatiebeschrijving

Locatie 11 betreft een kantoorpand van Achmea op perceelnummer ZLE00A 08660 aan de Burgemeester Roelenweg, 13-13G. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.18: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De Ligging van de NWO is binnendijks.
- Er is een parkeergarage aanwezig.
    - Het niveau van de vloer is gelijk aan NAP + 0,6 m.
- Het bestaande maaiveld is gelegen op NAP + 2,55 m.
- De kerende hoogte van de waterkering is gelijk aan NAP 3,3 m
- Bij de parkeergarage is een waterkerend scherm aanwezig.
    - Bovenkant scherm NAP 1,5 m
    - Onderkant scherm NAP -2,0 m
    - Het is niet bekend in hoeverre dit scherm volledig is doorgezet zodat ook achterloopsheid kan worden voorkomen.
- De onderzijde van de cohesieve laag is vastgesteld op NAP -2,2 m (Sondering S53-89-85-c).
- De waterstand bij norm is gelijk aan NAP 2,78 m

**Stabiliteit**

Stap E.2.4.3: (3,30 m – 2,55) m * 4 = 3,0 m. Deze afstand is korter dan de ingemeten 2,3 m. Daarmee heeft het gebouw potentieel invloed op de stabiliteit van de waterkering.

**Piping**

Het kritiek verval bij de kelder is gelijk aan NAP 2,78 – NAP 0,6 m = 2,18 m. Conservatief gezien dient de onderzijde van het heavescherm dan te zijn gelegen op NAP – 2,2 – 2 x 2,18 m = NAP -6,6 m. Dat is hier

nu niet het geval. Daarnaast is niet bekend in hoeverre het kwelscherm is doorgetrokken om achterloopsheid te voorkomen. Daarom is het oordeel voor piping onvoldoende.

**Resultaat**

Het gebouw ligt nu dicht genoeg op de waterkering om invloed te hebben op de stabiliteit hiervan. Daarnaast is het huidige aanwezige kwelscherm niet lang genoeg. Niet duidelijk is of achterloopsheid is ondervangen. Gezien bovenstaande uitkomsten kan hier geen voldoende oordeel worden gegeven voor deze NWO is de invloed van deze NWO op de faalkans van de waterkering niet verwaarloosbaar. Een vervolgstap is een toets op maat.

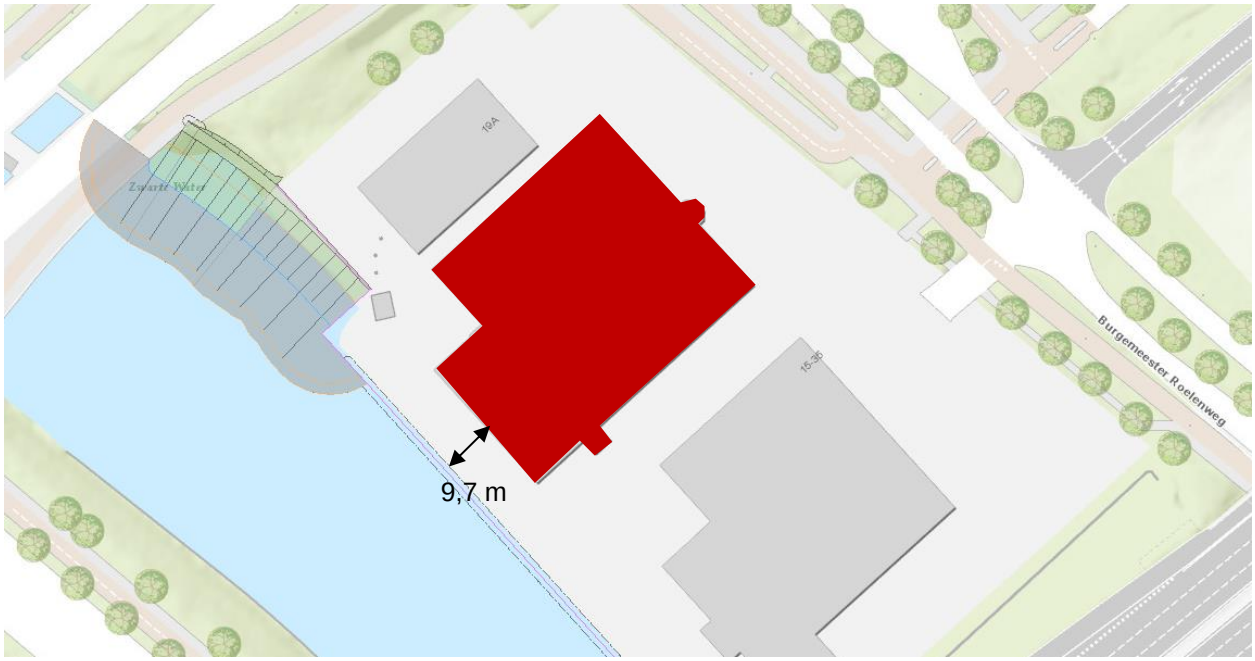
Aanbevolen wordt om in ontwerploop 2 bij de toets op maat aandacht te geven aan de volgende zaken:

- Stabiliteitsberekening van het binnendijkse talud. Hiermee kan de invloed van de ontgrondingskuil nader worden onderzocht.
- Nadere uitwerking van het piping vraagstuk door nauwkeurigere bepaling van de benodigde dimensies voor een heavescherm.
    - Uitzoeken hoe ver bestaande scherm doorloopt ter voorkoming van achterloopsheid
    - Of het wenselijk is om bestaande scherm onderdeel te maken van de waterkering

## 18.12 Locatie 12: Leerentveld - Burgemeester Roelenweg 19-25

### Locatiebeschrijving

Locatie 12 betreft een bedrijfspand van Leerentveld Beheer op perceelnummer ZLE00H 01160 aan de Burgemeester Roelenweg 19-25. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.19: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is binnendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering bedraagt afhankelijk van eindoplossing circa 9,7 m
- De damwand aan de waterzijde heeft een waterkerende functie en verzorgd ook de kerende hoogte.
    - Door de aanwezigheid van de damwand wordt piping voorkomen.
    - De damwand is dusdanig ontworpen dat deze voldoet op stabiliteit
- Er is geen kruipruimte of kelder aanwezig op de tekeningen uit het gemeentearchief.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden en daardoor voldoet.

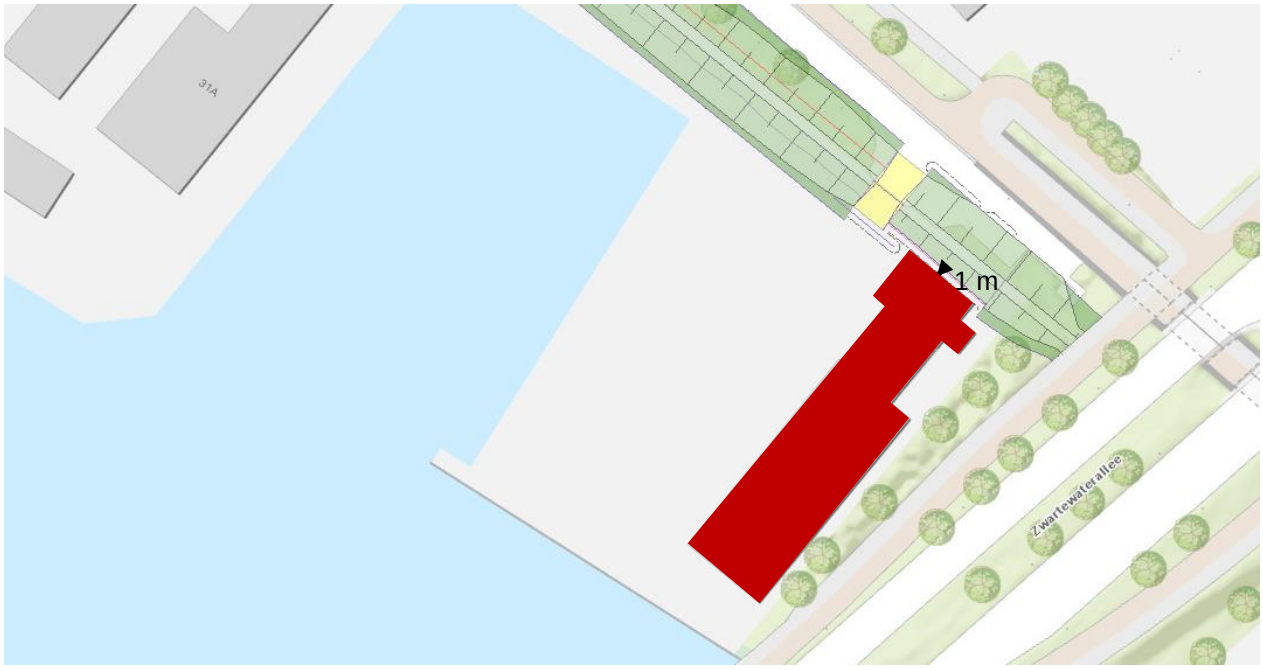
### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Dit leidt tot een verwaarloosbaar aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering.

## 18.13 Locatie 13: Leenrent (1) - Industrieweg, 29-31

### Locatiebeschrijving

Locatie 13 betreft een bedrijfspand van Leenrent B.V. op perceelnummer ZLE00H 01053 aan de Industrieweg, 29-31. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.20: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering bedraagt circa 1,0 m.
- In gesprek met eigenaar is aangegeven dat op deze locatie geen kelder of kruipruimte aanwezig is.
- Ter plaatse van de NWO is een compenserende maatregel aanwezig in de vorm van een damwand. De functie van deze damwand is het waarborgen van de buitenwaartse stabiliteit. De damwand wordt dusdanig ontworpen dat deze voldoet aan de gestelde eisen.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden en daardoor voldoet.

### Resultaat

Voor bovenstaande locatie geldt dat er een compenserende maatregel aanwezig is. Dit leidt tot een voldoende voor het toetsoordeel NWObe.

## 18.14 Locatie 14: Leenrent (2) - de Industrieweg, 33

### Locatiebeschrijving

Locatie 14 betreft een bedrijfspand van Leenrent op perceelnummer ZLE00H 01053 aan de Industrieweg, 33. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.21: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is circa 2,6 m
- Het maaiveld is gelegen op NAP 0,00
- In gesprek met de beheerde is aangegeven dat op deze locatie een kelder of kruipruimte aanwezig is. Derhalve wordt aangenomen dat de onderzijde van deze kelder of kruipruimte is gelegen op NAP -2,5 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00305
    - Waterstand bij norm NAP 2.77 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,76 m

Stap E.2.4.1: Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,76 m = 1,52 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,52 m = 4,56 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit. Dat is hier nu niet het geval. Om te voldoen zal een compenserende maatregel moeten worden aangebracht. Te denken valt hierbij aan een erosiescherm zodat wordt voorkomen dat de onderzijde van de buitenteen erodeerd of instabiel wordt. Geschat wordt nu dat hiervoor een scherm noodzakelijk is met de volgende dimensies:

- Lengte: circa 4,0 m
- Doorzetten tot circa 6,0 m voorbij de NWO

Na het aanbrengen van een compenserende maatregel is het aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar. (Zie ook stap E.2.2 en E2.3)

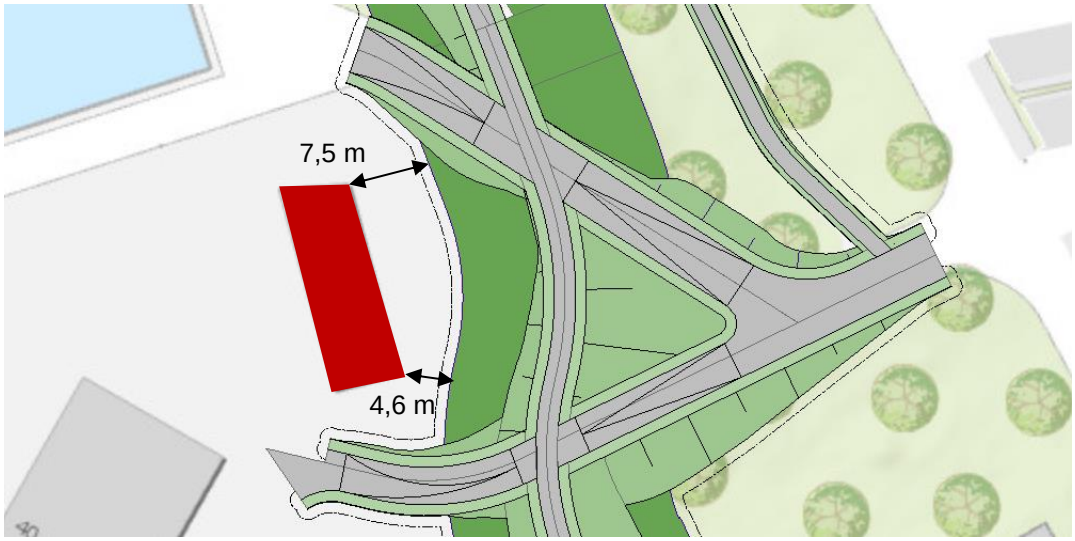
### Resultaat

De NWO is nabij de waterkering gelegen en heeft of een kelder of kruipruimte. Daardoor voldoet de NWO niet aan de gedetailleerde toetsing voor NWO's en is een toets op maat noodzakelijk. De invloed van deze NWO op de faalkans van de waterkering is niet verwaarloosbaar.

## 18.15 Locatie 15: Cogas Duurzaam.

### Locatiebeschrijving

Locatie 15 betreft een pand van Cogas Duurzaam op perceelnummer ZLE00H 03083 aan de Holtenbroekerdijk 40B. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.22: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is minimaal circa 4,6 m
- Eigenaar van het pand heeft te kennen gegeven dat er geen kruipruimte of kelder in het pand aanwezig is.
- Het omringende maaiveld is gelegen op NAP 2,4 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00302
    - Waterstand bij norm NAP 2.77 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,79 m

Stap E.2.4.1: Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,79 m = 1,58 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,52 m = 4,74 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit. Dat is hier nu niet het geval. De NWO ligt afgerond 15 cm te dicht op de werkzaamheden van de kering. Echter in het ontwerp is nog een kleiingraving van 2,0 m opgenomen voor de buitenteen. Deze afstand kan dus nog bij de 4,6 m worden opgeteld. Daarmee is de bijdrage van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

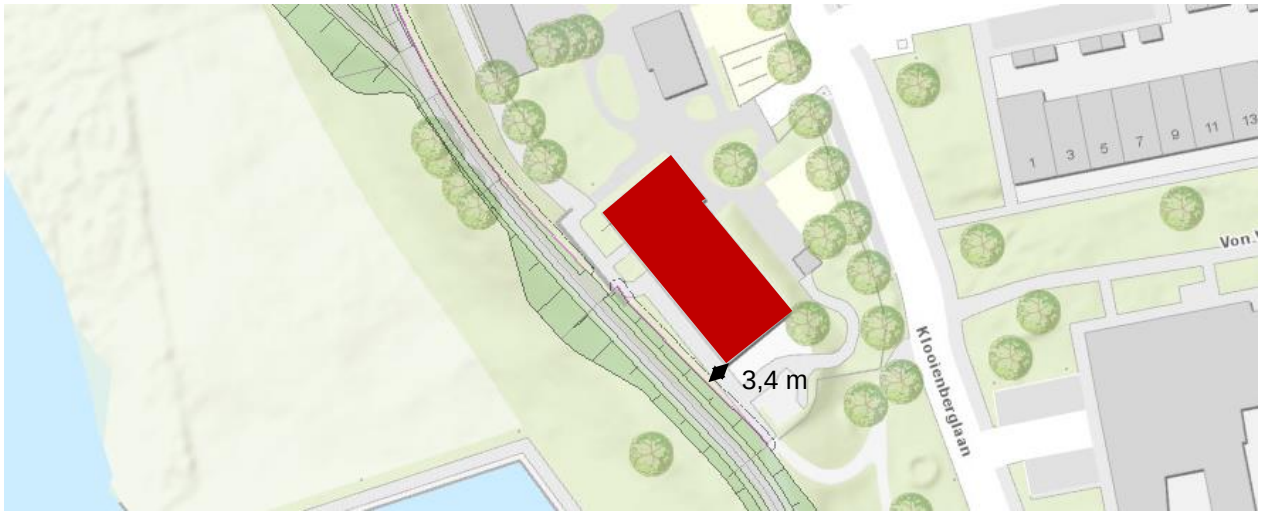
### Resultaat

Een ontgrondingskuil ten gevolge van falen van deze NWO heeft geen invloed op de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering. De Daardoor voldoet de NWO aan de gedetailleerde toets en is de bijdrage van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

## 18.16 Locatie 16: Stadsboerderij Klooienberg - Klooienberglaan, 1

### Locatiebeschrijving

Locatie 16 betreft een pand van Gemeente Zwolle op perceelnummer ZLE00H 03148 aan de Klooienberglaan, 1. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.23: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is binnendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering bedraagt circa 3,4 m
- Aan de binnenzijde van de damwand is een damwand voorzien.

Stap E.2.2 & Stap E.2.3: Voor het waarborgen van de waterveiligheid wordt een compenserende maatregel aangebracht in de vorm van een damwand. Er wordt vanuit gegaan dat de compenserende maatregel is ontworpen conform de leidraden en daardoor voldoet. In het ontwerp van de waterkering is nu een compenserende maatregel opgenomen.

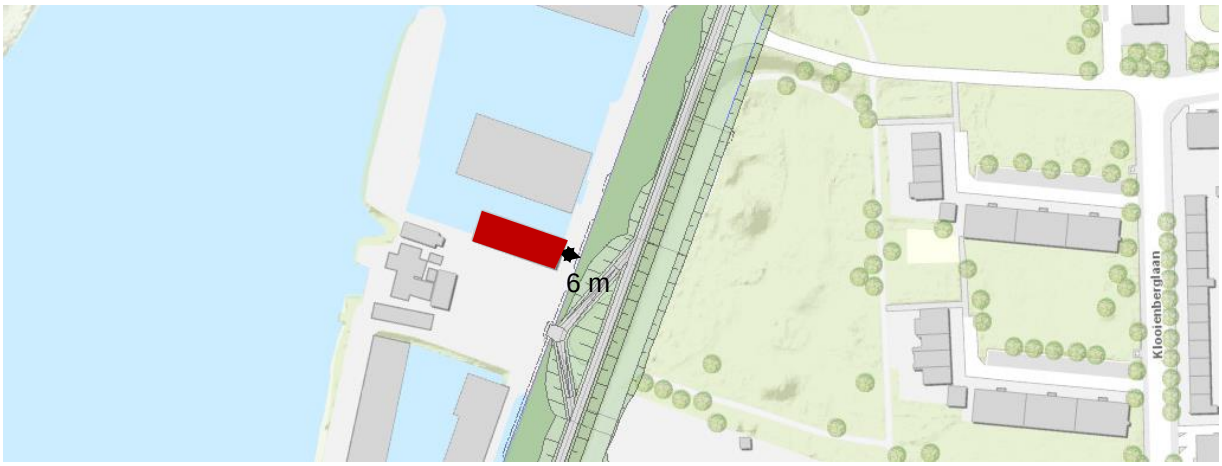
### Resultaat

Door de aanwezigheid van een damwand in het ontwerp is een compenserende maatregel aanwezig. Deze maatregel wordt zo ontworpen dat de bijdrage van de NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar is.

## 18.17 Locatie 17: Het Zwolsche Watersportcentrum – Holtenbroekerdijk 41-2

### Locatiebeschrijving

Op deze locatie staat het bootshuis van het Zwolsche Watersportcentrum. Het betreft hier een overkapping over een aantal in het water gelegen boten.




Figuur 18.24: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- Het gebouw staat al in het water. Er kan dus geen erosiekuil ontstaat door het wegspoelen van de overkapping.

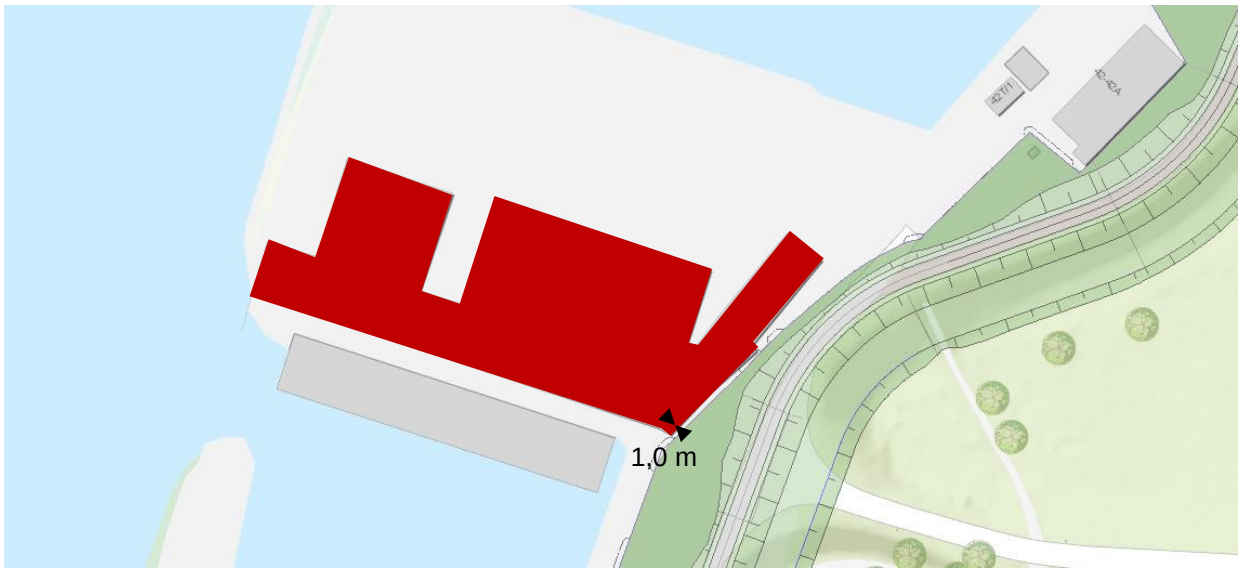
### Resultaat

Doordat de het hier een overkapping over het water betreft zal er bij falen van deze locatie geen erosiekuil kunnen ontstaan. Immers het vloergedeelte staat nu al onder water. Daarom wordt de invloed op de faalkans van de waterkering voor deze NWO verwaarloosbaar geacht.

## 18.18 Locatie 18: Beheer Maatschappij Hageman (1) Holtenbroekerdijk 42

### Locatiebeschrijving

Locatie 18 betreft een pand van Beheer Maatschappij Hageman op perceelnummer ZLE00T 00170 aan de Holtenbroekerdijk, 42. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




**Figuur 18.25: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO**

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

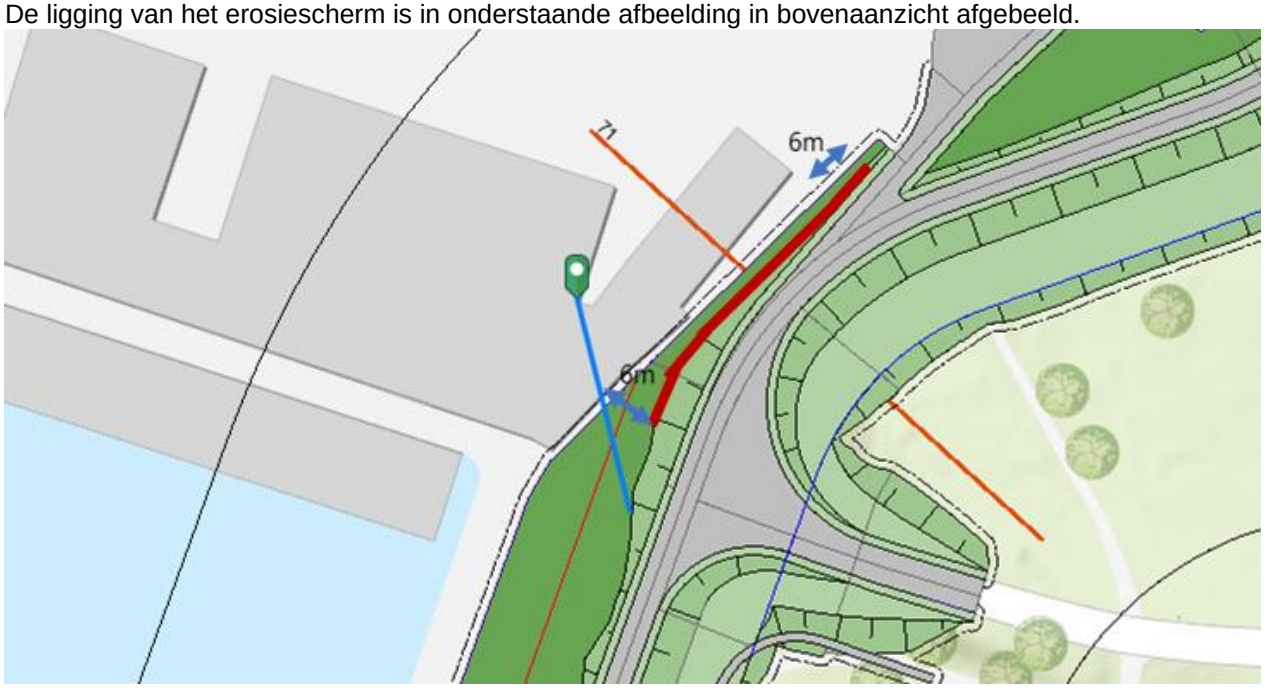
- De NWO is buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is circa 1,0 m
- Eigenaar van het pand heeft te kennen gegeven dat er een kruipruimte onder het pand aanwezig is. De kruipruimte heeft een diepte van circa 1,0 m. De exacte ligging is onbekend.
- Het omringende maaiveld varieert van NAP 0,0 m tot NAP 2,6 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00288
    - Waterstand bij norm NAP 2.75 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m

Stap E.2.4.1: Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,68 m = 1,36 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,36 m = 4,04 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit. Dat is hier nu niet het geval. Om te voldoen zal een compenserende maatregel moeten worden aangebracht. Te denken valt hierbij aan een erosiescherm zodat wordt voorkomen dat de onderzijde van de buitenteen erodeerd of instabiel wordt. Geschat wordt nu dat hiervoor een scherm noodzakelijk is met de volgende dimensies:

- Lengte: circa 4,0 m
- Doorzetten tot circa 6,0 m voorbij de NWO aan de zuidzijde
- Doorzetten aan de noordzijde totdat de afstand tussen NWO en waterkering circa 6,0 m bedraagt

Na het aanbrengen van een compenserende maatregel is het aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar. (Zie ook stap E.2.2 en E2.3)

De ligging van het erosiescherm is in onderstaande afbeelding in bovenaanzicht afgebeeld.




Figuur 18.26: Ligging erosiescherm locatie 18

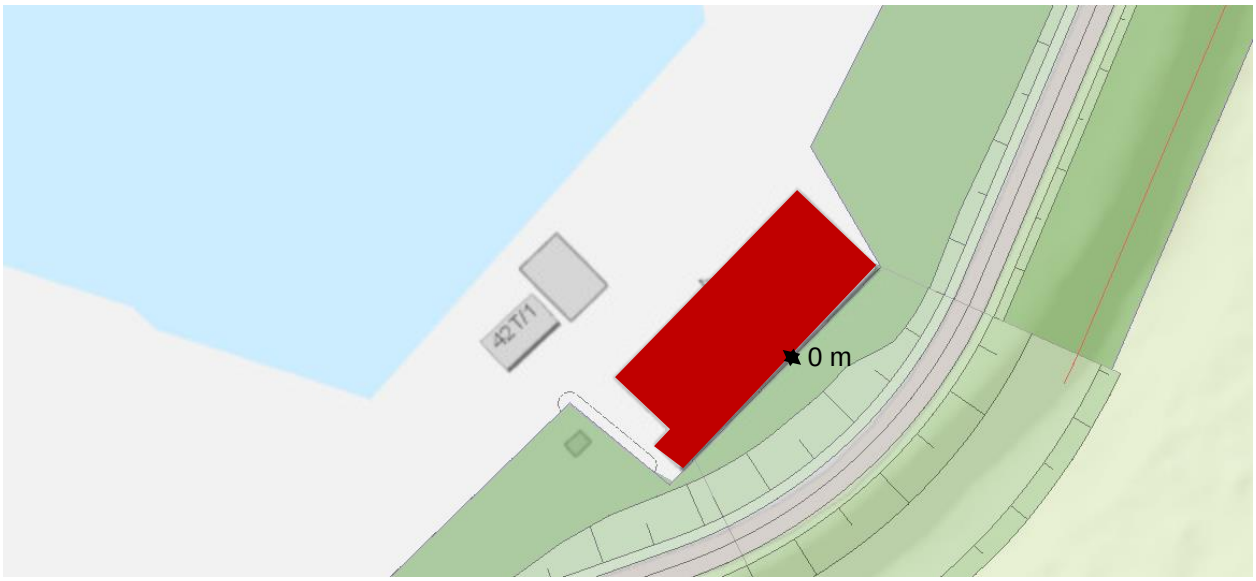
## Resultaat

Een ontgrondingskuil ten gevolge van falen van deze NWO heeft invloed op de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering. Daardoor voldoet de NWO niet aan de gedetailleerde toets en is een toets op maat noodzakelijk voor een verdere beoordeling.

## 18.19 Locatie 19: Beheer Maatschappij Hageman (2) - Holtenbroekerdijk 42A

### Locatiebeschrijving

Locatie 19 betreft een hoogspannignsruimte van Beheer Maatschappij Hageman op perceelnummer ZLE00T 00170 aan de Holtenbroekerdijk 42A. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.27: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- De NWO is tegen de waterkering aangelegen
- Eigenaar heeft aangegeven dat er geen kruipruimte of kelder aanwezig is. De vloer ligt gelijk met het maaiveld.
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00288
    - Waterstand bij norm NAP 2.75 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m

Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,68 m = 1,36 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,36 m = 4,04 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit. Dat is hier nu niet het geval. Om te voldoen zal een compenserende maatregel moeten worden aangebracht. Te denken valt hierbij aan een erosiescherm zodat wordt voorkomen dat de onderzijde van de buitenteen erodeerd of instabiel wordt. Geschat wordt nu dat hiervoor een scherm noodzakelijk is met de volgende dimensies:

- Lengte: circa 3,0 m
- Doorzetten tot circa 6,0 m voorbij de NWO aan de noord- en zuidzijde

Na het aanbrengen van een compenserende maatregel is het aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar. (Zie ook stap E.2.2 en E2.3)

De ligging van het erosiescherm is in onderstaande afbeelding in bovenaanzicht afgebeeld.




Figuur 18.28: Ligging erosiescherm locatie 19

## Resultaat

Een ontgrondingskuil ten gevolge van falen van deze NWO heeft invloed op de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering. Daardoor voldoet de NWO niet aan de gedetailleerde toets en is een toets op maat noodzakelijk voor een verdere beoordeling.

## 18.20 Locatie 20 en 21: Woonhuis – Holterbroekerdijk 45 en 46

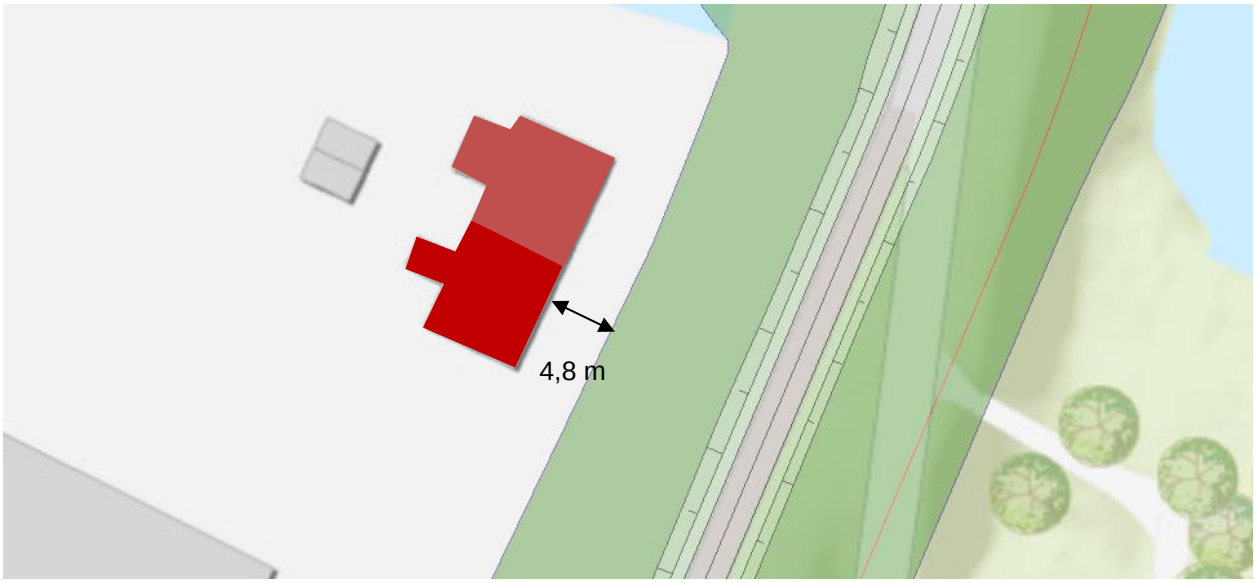
### Locatiebeschrijving

Vanwege het feit dat beide locaties sterk op elkaar lijken en de beoordeling van 1 van de locaties kan worden toegepast op beide locaties zijn locatie 20 en 21 samengevoegd.

Locatie 21
Adres: Holtenbroekerdijk, 45
Perceelcode: ZLE00T 00161

Locatie 22
Adres: Holtenbroekerdijk, 46
Perceelcode: ZLE00T 00162

Beide locaties zijn in het rood aangegeven in onderstaande afbeelding. Het bovenste pand betreft locatie 22 en het onderste pand betreft locatie 21.




**Figuur 18.29: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO**

### Analyse

Voor beoordeling van NWO's op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO's zijn buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is circa 4,8 m
- De onderzijde van de fundering is gelegen op NAP -0,82 m
- Het maaiveld rondom de woningen is gelegen op NAP 0,0 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00288
    - Waterstand bij norm NAP 2.75 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m

Stap E.2.4.1: Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,68 m = 1,36 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,36 m = 4,04 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit, dat is het geval.

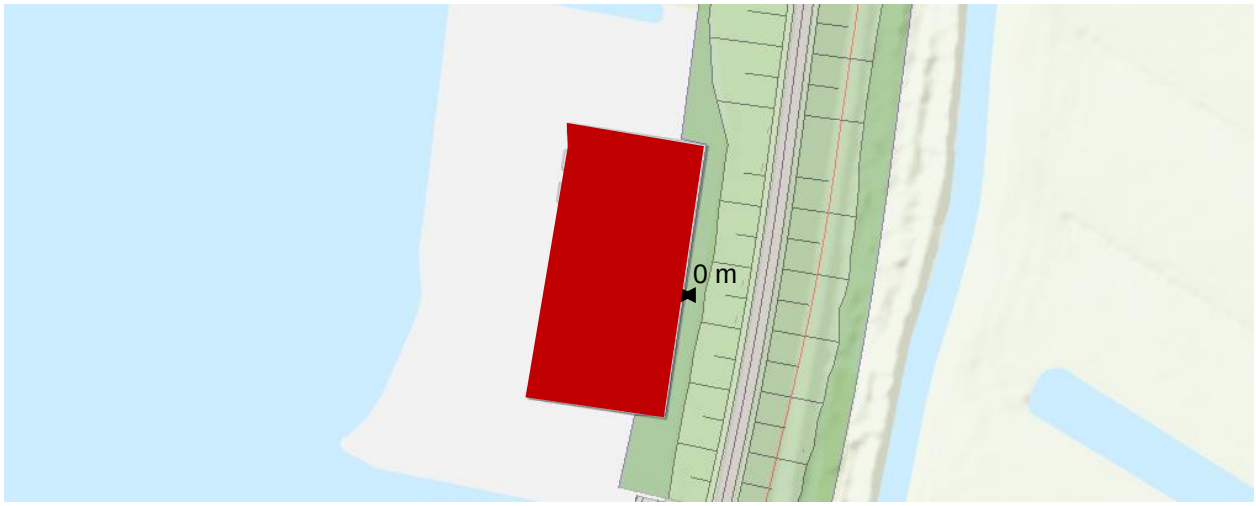
**Resultaat**

Een ontgrondingskuil ten gevolge van falen van deze NWO heeft geen invloed op de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering. Daardoor voldoet de NWO aan de gedetailleerde toets en is een toets op maat en is een verdere beoordeling niet nodig.

## 18.21 Locatie 22: Pand Gemeente Zwolle - Holtenbroekerdijk 100

### Locatiebeschrijving

Locatie 22 betreft het pand van Gemeente Zwolle op perceelnummer ZLE00T 00276 aan de Holtenbroekerdijk 100. In onderstaande afbeelding is de locatie in het rood afgebeeld. Daarnaast is in de afbeelding ook de contouren van de voorkeursvariant opgenomen.




Figuur 18.30: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO

### Analyse

Voor beoordeling van NWO's op deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- De NWO is buitendijks gelegen.
- Afstand tot de waterkering is circa 0,0 m
- De onderzijde van de fundering is gelegen op NAP -0,82 m
- Het maaiveld rondom de woningen is gelegen op NAP -0,0 m
- De onderzijde van de fundering wordt ingeschat op NAP -1,2 m
- Dichtstbijzijnde uitvoerpunt van HydraNL is 53-3_dk_00280
    - Waterstand bij norm NAP 2.75 m.
    - Golfhoogte bepaald middels Q-variant 0,68 m

Stap E.2.4.1: Op basis van de significante golfhoogte is op deze locatie een ontgrondingsdiepte van 2 x 0,84 m = 1,68 m te verwachten. De NWO dient op 3 x 1,36 m = 5,04 m afstand van de waterkering te zijn gelegen om geen invloed te hebben op de buitenwaartse stabiliteit, dat is niet het geval. Om te voldoen zal een compenserende maatregel moeten worden aangebracht. Te denken valt hierbij aan een erosiescherm zodat wordt voorkomen dat de onderzijde van de buitenteen erodeerd of instabiel wordt. Geschat wordt nu dat hiervoor een scherm noodzakelijk is met de volgende dimensies:

- Lengte: circa 4,0 m
- Doorzetten tot circa 6,0 m voorbij de NWO aan de noord- en zuidzijde

Na het aanbrengen van een compenserende maatregel is het aandeel van deze NWO op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar. (Zie ook stap E.2.2 en E2.3)

De ligging van het erosiescherm is in onderstaande afbeelding in bovenaanzicht afgebeeld.




Figuur 18.31: Ligging erosiescherm locatie 19

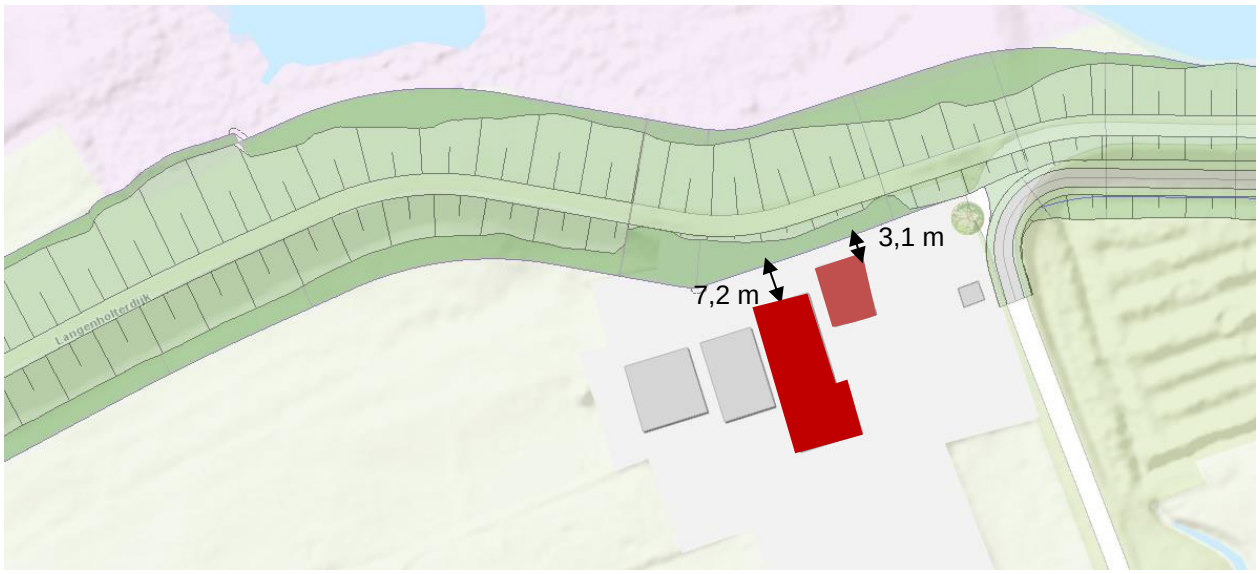
### Resultaat

Een ontgrondingskuil ten gevolge van falen van deze NWO heeft invloed op de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering. Daardoor voldoet de NWO niet aan de gedetailleerde toets en is een toets op maat noodzakelijk voor een verdere beoordeling.

## 18.22 Locatie 23 en 24: Boerderij met schuur – Brinkhoekweg 1

### Locatiebeschrijving

Locatie 23 en 24 betreft het boerderij met naastgelegen schuur aan de Brinkhoekweg 1 op perceelnummer ZLE00T 00129.




**Figuur 18.32: Bovenaanzicht voorkeursvariant en ligging NWO**

### Analyse

De NWO is binnendijks gelegen. Voor deze locatie gelden de volgende uitgangspunten:

- Ligging van de NWO's is binnendijks
- Afstand tot de waterkering van het woonhuis is 7,2 m
- Afstand tot de waterkering vanaf de schuur is 3,1 m
- Op tekening van woonhuis staat een keldertrap aangeduid.
- Van de schuur is geen tekening bekend. Aangenomen is dat ook hier een kelder aanwezig is.
- Het bodemniveau van de kelder(s) is niet herleidbaar. Daarom wordt aangenomen dat de kelder(s) maximaal op 2,5 m onder maaiveld zijn gelegen.
- Dijkopbouw kenmerkt zich hier door een zanddijk op een zandondergrond.

Stap E.2.4.1: De panden liggen ver genoeg van de waterkering af om geen invloed te hebben op de binnenwaartse stabiliteit. Gezien het feit dat de bodemopbouw bij de waterkering bestaat uit een zandkern op een zandige ondergrond kan piping ook worden uitgesloten.

### Resultaat

Gezien het feit dat de NWO's geen invloed heeft op de mechanismen piping of stabiliteit binnenwaarts is het aandeel van deze NWO's op de faalkans van de waterkering verwaarloosbaar.

# Bijlage 19. Beoordeling NWOkl

# Deeltraject 1A Haven

## Legenda

- Warmteleiding - projectie
- Kabeltrace
- Mantelbuis
- Signaalkabel
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Overig
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 1A Noord

## Legenda

- Warmteleiding - projectie
- Mantelbuis
- Signaalkabel
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Hoogspanning-Tennet
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 1A Scania

## Legenda

- Warmteleiding - projectie
- Kabeltrace
- Signaalkabel
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Overig
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 1B

## Legenda

- Overstort Abbott
- Warmteleiding - projectie
- Signaalkabel
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Hoogspanning-Tennet
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 2A

## Legenda

- Buizenpost Leeuw Techniek
- Overstort Abbott
- Warmteleiding - projectie
- Signaalkabel
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Electra
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 2B Balkengat

## Legenda

- Buizenpost Leeuw Techniek
- Overstort Abbott
- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Electra
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 2C; Varo

## Legenda

- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-vrijverval

# Deeltraject 2D Hornbach

## Legenda

- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 3A

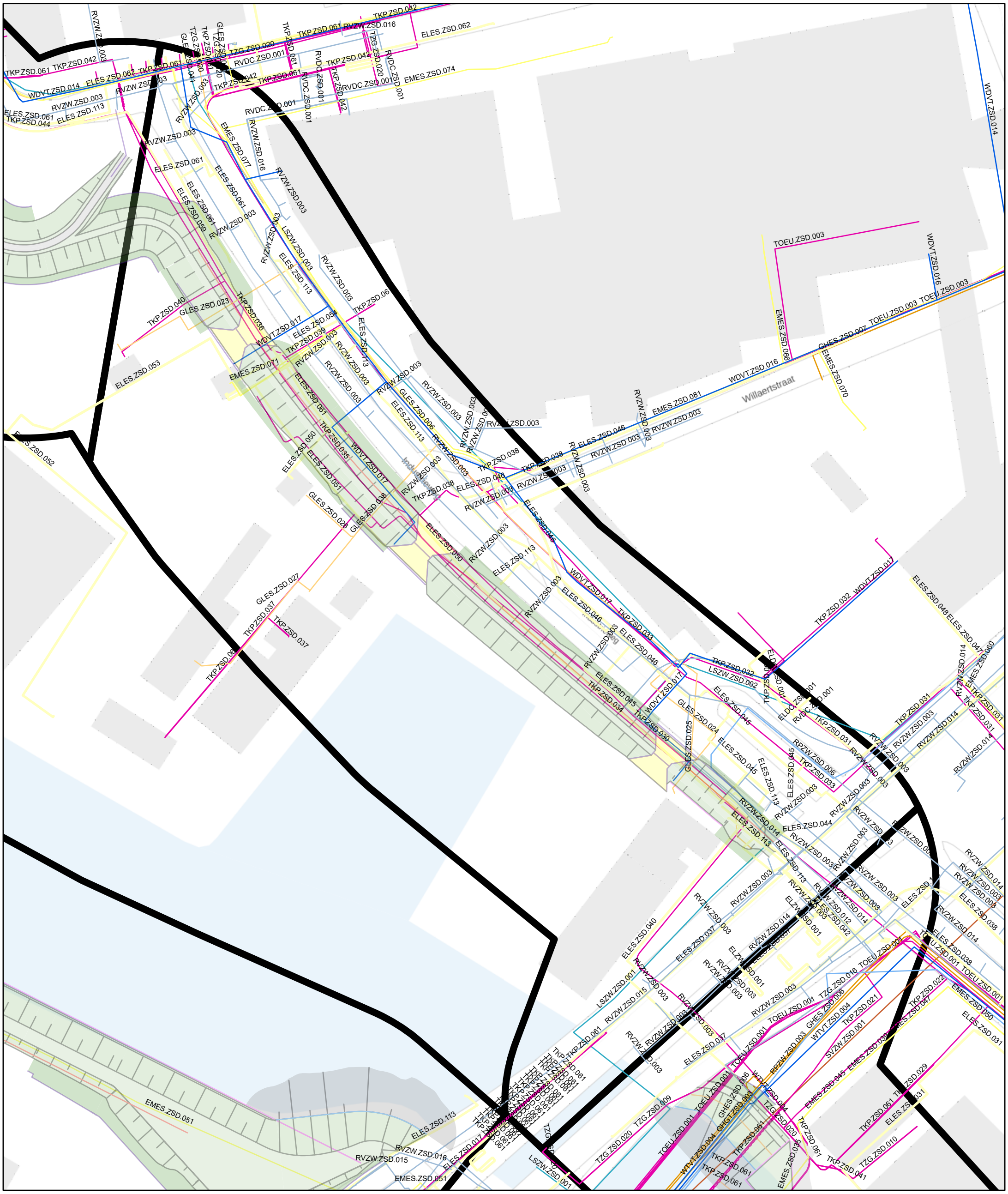
## Legenda

- Signaalkabel Optisch
- Onbekend
- Signaalkabel
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Overig
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 3B

## Legenda

- Signaalkabel Optisch
- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Onbekend
- Signaalkabel
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water




# Deeltraject 4A Leenman Triferto

## Legenda

- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-HD
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 4B Botermanhaven en Margriethaven

## Legenda

- Stadsverwarming
- Afsluiter
- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 4C Klooienberg

## Legenda

- Put
- LS / Data
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 4D Noord

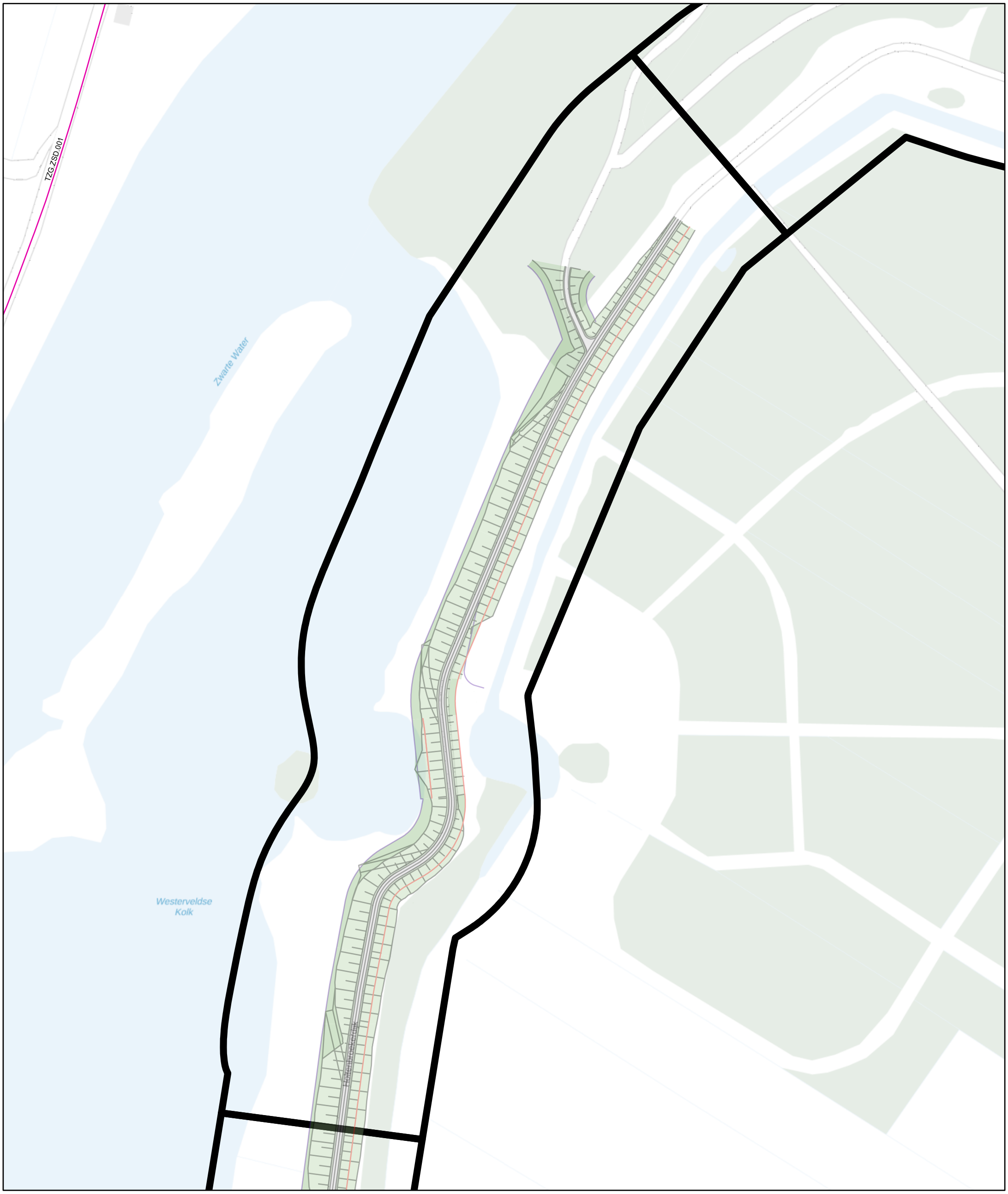
## Legenda

- LS / Data
- Mantelbuis
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water

# Deeltraject 4D Zuid

## Legenda

- Put
- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water




# Deeltraject 5A Noord

## Legenda

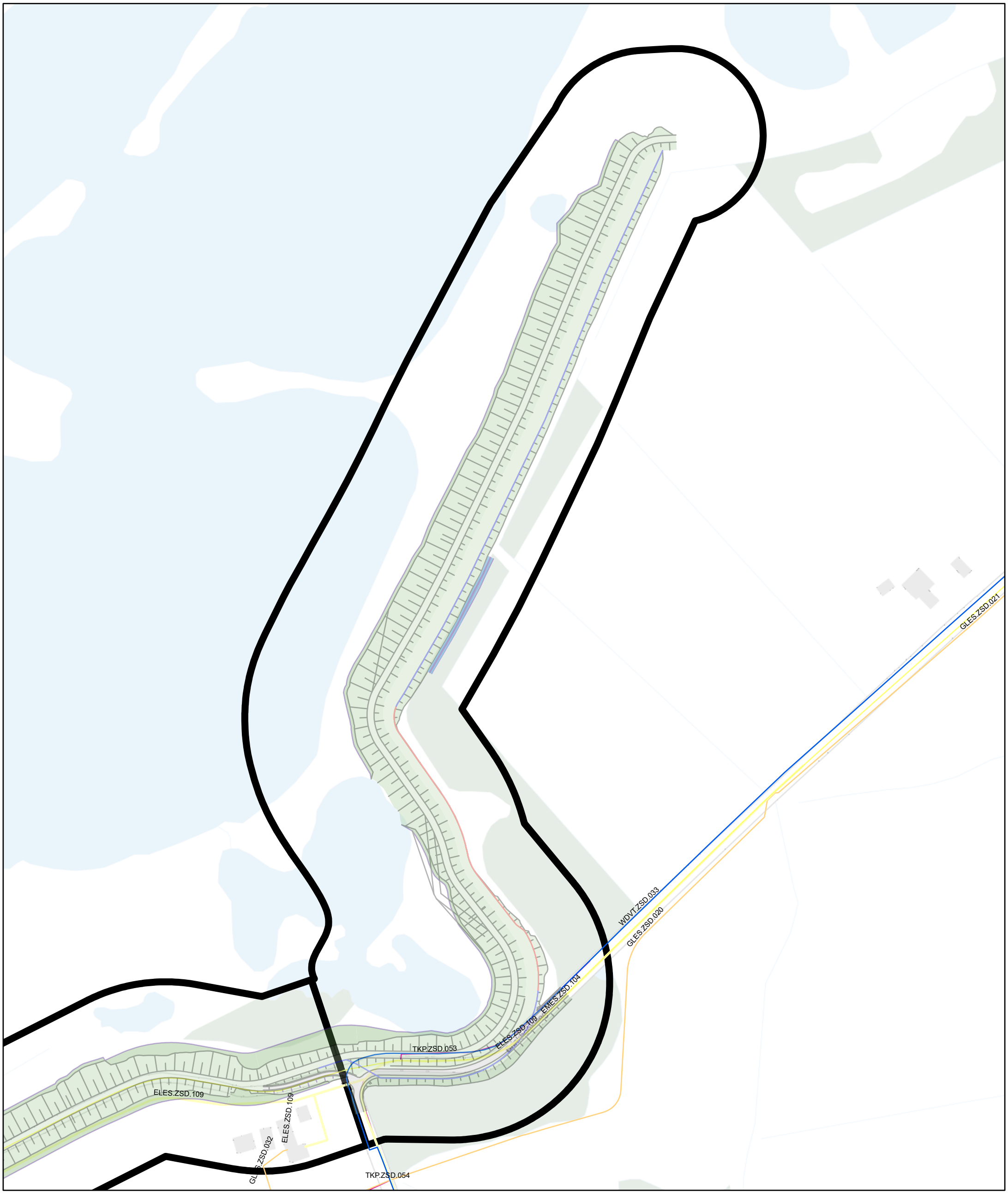
- Data
- Gas-LD



# Deeltraject 5A Zuid

## Legenda

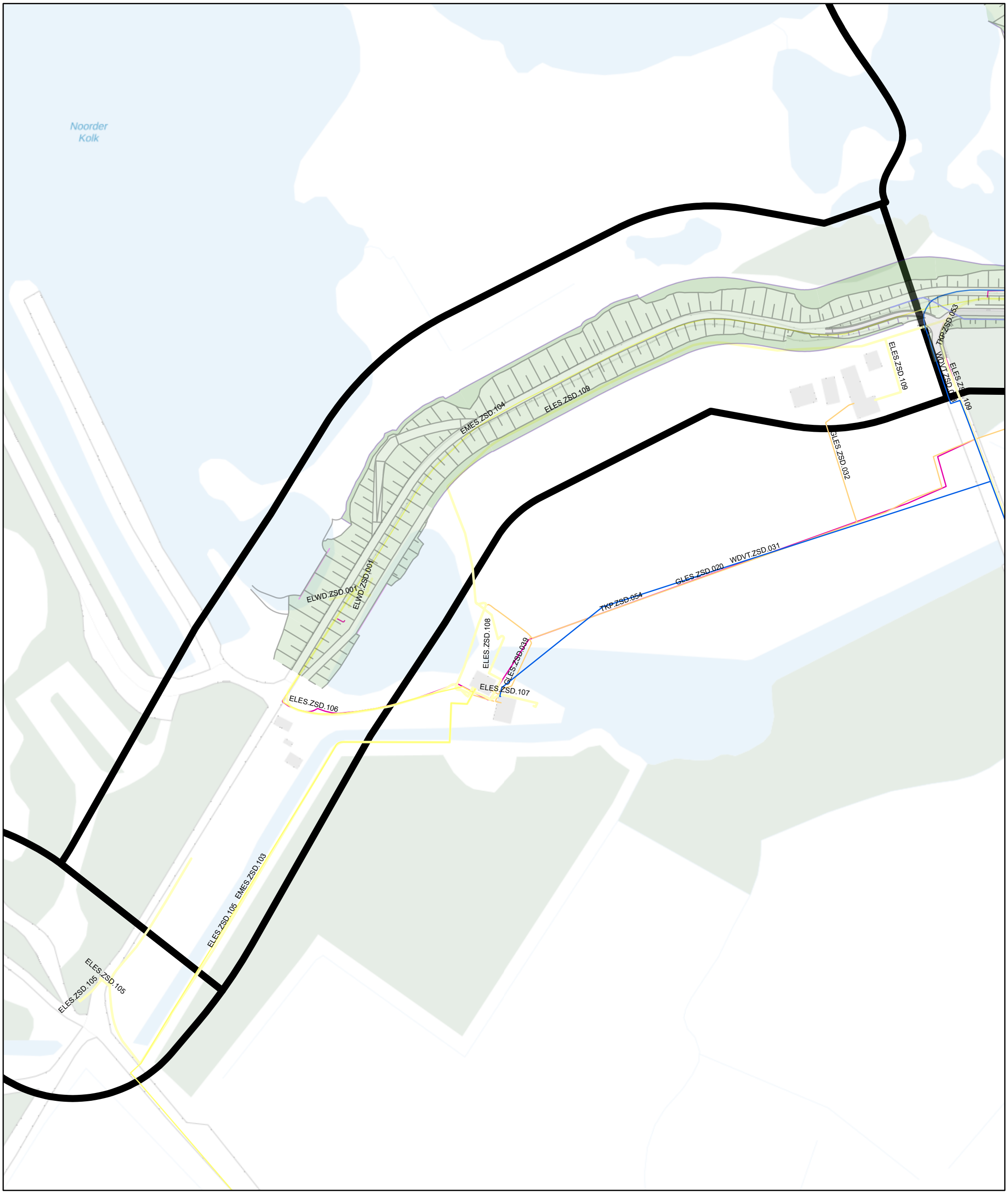
- LS / Data
- Warmteleiding - projectie
- Mantelbuis
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Riolering-druk
- Riolering-vrijverval
- Water




# Deeltraject 5B Noord

## Legenda

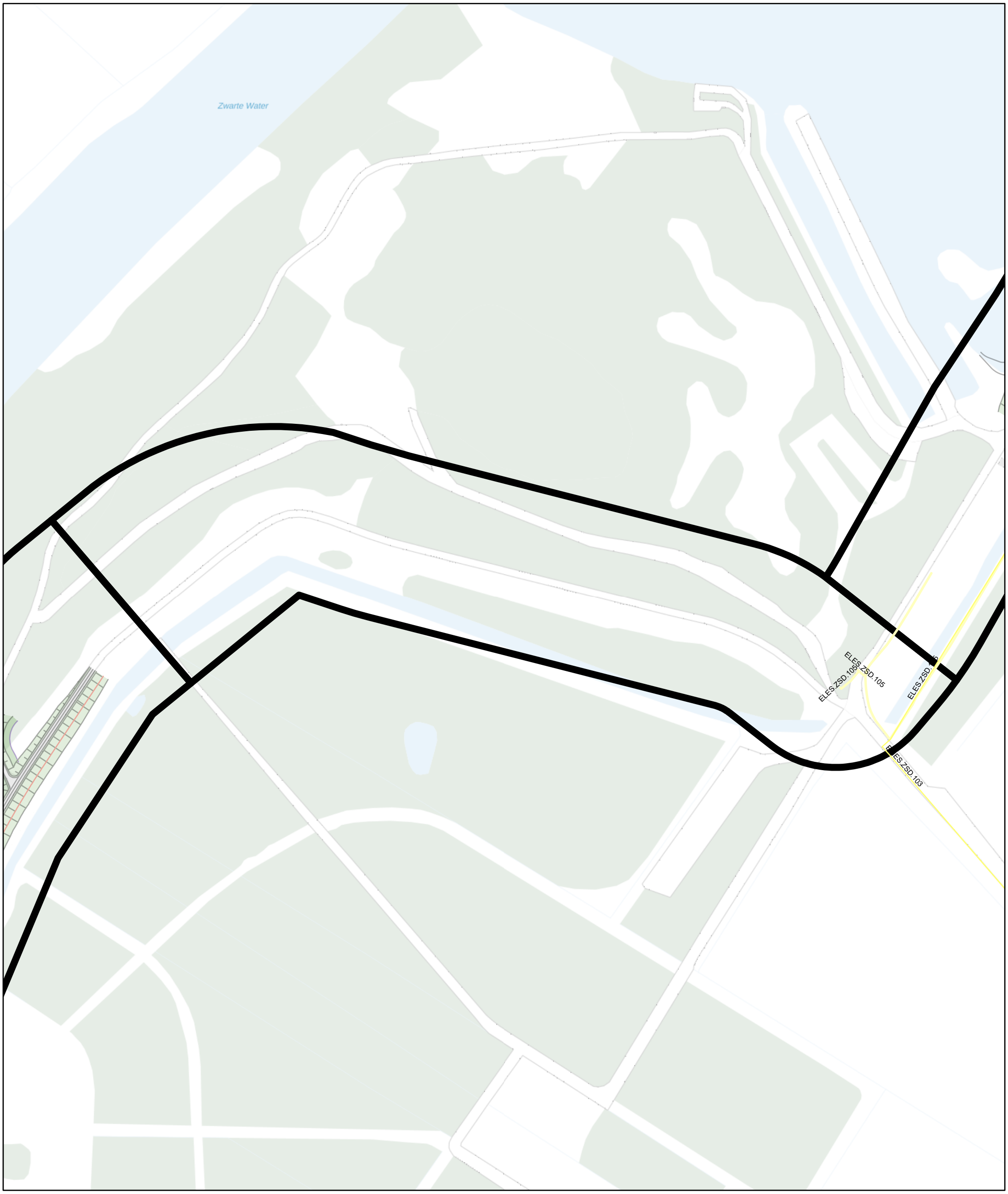
- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Water




# Deeltraject 5B Zuid

## Legenda

- Data
- Gas-LD
- Laagspanning
- Middenspanning
- Water




# Onbestemd

## Legenda

- Data
- Laagspanning
- Middenspanning

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AFCG.ZSD.001 | Afsluiters warmtenet | in bedrijf | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Geen transportroute of opslag op afsluiters (moeten bereikbaar blijven) |
| Boring RWS | Mantelbuis | in bedrijf | RWS | overig | | ja | inpassen in ontwerp | Boring ligt op xxx meter diepte, damwand dient hier minimaal 2 meter van af te blijven. (as built tekening is beschikbaar) |
| de groene | | 1. inventarisatie | | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Onbekende kabel ligt mee met stadsverwarming Cogas |
| de groene | | 1. inventarisatie | | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Onbekende kabel ligt mee met stadsverwarming Cogas |
| EHTN.ZSD.001 | 3x1x800 - gestuurde boring | in bedrijf | TenneT TSO B.V. | landelijk hoogspanningsnet | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | HS kabel kruist in gestuurde boring, aandachtspunt is uittredepunt nabij watergang |
| EHTN.ZSD.002 | 3x500mm2 | in bedrijf | TenneT TSO B.V. | landelijk hoogspanningsnet | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Uiterst kwetsbare kabel (in stalen buis + stikstof) -- afstemmen met Tennet wat mogelijk is aan extra (grond)belasting |
| EHTN.ZSD.003 | Dit is eigenlijk een zinker voor diverse andere kabels en leidingen (uit de tijd dat Tennet nog geen beheerder was, bevat o.a. MS (EDON = nu Enexis), glasvezel (Castel = nu ziggo), PTT (2x) EN een loze? stikstofgevulde? stalen buis rond 159 mm | in bedrijf | TenneT TSO B.V. | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zinker met diverse kabels (voor zover deze nu van andere netbeheerder zijn, zijn ze daar ook opgenomen) |
| ELDC.ZSD.001 | | in bedrijf | Deltion college | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.001 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.002 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.003 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.004 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.005 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.006 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.007 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.008 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.009 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.010 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.011 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.012 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.013 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.014 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.015 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.016 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Lichtmastaansluitingen..... |
| ELES.ZSD.017 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.018 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.019 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.020 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.021 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.022 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.023 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.024 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.025 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.026 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.027 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.028 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.029 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.030 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.031 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.032 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.033 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.034 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.035 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.036 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.037 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Lichtmastaansluitingen Blalobrug |
| ELES.ZSD.038 | OV Blaloweg/Burg. Roelenweg -- Kast Leenman | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | |
| ELES.ZSD.039 | Zandzakken, Gasthuisdijk/Katwolderweg | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | Afhankelijk ontwerpkeuze.... |
| ELES.ZSD.040 | Blaloweg/Leenman | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Verwijderen daar waar mogelijk |
| ELES.ZSD.041 | Zandzakken Gasthuisdijk | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | Afhankelijk ontwerpkeuze.... |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELES.ZSD.042 | Komt uit kast Leenman | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" voedingskast Leenman |
| ELES.ZSD.043 | Zandzakken Katwolderweg/Gasthuisdijk | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | Afhankelijk ontwerpkeuze.... |
| ELES.ZSD.044 | Leenman (openbare verlichting) | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" voedingskast Leenman |
| ELES.ZSD.045 | Leenman (openbare verlichting) | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" voedingskast Leenman + OV rondom Leenman |
| ELES.ZSD.046 | Voeding vanuit MSR Fuikeburg | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.047 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.048 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.049 | Zandzakken - Voeding Van der Kamp Beton | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| ELES.ZSD.049 | Zandzakken - Voeding Van der Kamp Beton | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Afhankelijk van ontwerp moeten we hier wat mee..... |
| ELES.ZSD.050 | Industrieweg, Leenman, Deltion | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.051 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.052 | Fuikebrug Vulcaan | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Afhankelijk van uiteindelijk ontwerp, ligt amper binnen VKA, desnoods stukje rooien |
| ELES.ZSD.053 | Fuikebrug Vulcaan | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Afhankelijk van uiteindelijk ontwerp, ligt amper binnen VKA, desnoods stukje rooien |
| ELES.ZSD.054 | LS voeding voor Deltion | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.055 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.056 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.057 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.058 | SOK RWS Damwand kop van Voorst + Balkengat Sensus | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Deel van de kabel binnen het werkgebied rooien |
| ELES.ZSD.059 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.060 | OV bij Sensus / vdKamp | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | |
| ELES.ZSD.061 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| ELES.ZSD.062 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.063 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.064 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.065 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.066 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.067 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.068 | Margriethaven | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Dijkkruising aanpassen, wellicht te combineren met de plannen van de gemeente om de aansluitingen te verzwaren. |
| ELES.ZSD.069 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.070 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.071 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.072 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.073 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.075 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.076 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.077 | Openbare verlichting Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Aansluiting naar brugwachtershuisje zal in bedrijf moeten blijven. |
| ELES.ZSD.078 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.079 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.080 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.081 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.082 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.083 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.084 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.085 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.086 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.087 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Afhankelijk van BEMOG plannen |
| ELES.ZSD.088 | Eindigt in grasveld naast internaat. Nog in bedrijf?? | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Als buiten bedrijf dan rooien waar mogelijk |
| ELES.ZSD.089 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe dijkkruising, afhankelijk van BEMOG |
| ELES.ZSD.090 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.091 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.092 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Lichtmast + aansluiting op dijk bij oprit |
| ELES.ZSD.093 | LS richting de Villa | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuw aansluiten van "de Villa" |
| ELES.ZSD.094 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.095 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ELES.ZSD.096 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.097 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.098 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.099 | Verlichting langs de Middelweg | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| ELES.ZSD.100 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.101 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.102 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.103 | LS aansluiting van de Roeivereniging (ligt met boring icm W en G) | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| ELES.ZSD.104 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.105 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.106 | Aansluiting Gemaal Westerveld | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| ELES.ZSD.106 | Aansluiting Gemaal Westerveld | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Buiten de werkzaamheden houden |
| ELES.ZSD.107 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.108 | | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.109 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Hele trace langs de dijk (incl. stuk in weiland Rittersma) verleggen |
| ELES.ZSD.110 | | in bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.111 | Aanvulling van Johnny, lichtmasten en aansluitingn Klooienberg | | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.112 | Aanvulling van Johnny, lichtmasten en aansluitingen Russenweg, Rieteweg | | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | | | |
| ELES.ZSD.115 | Aanvulling van Johnny, Katerdijk, Roelenweg | | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELES.ZSD.200 | Aansluiting rioolput vd Kamp Beton | uit bedrijf | Enexis | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Afhankelijk van gekozen variant, bij keermuur tussen IJzerleeuw en vd Kamp ook rioolpompputkast beschouwen! |
| ELRY.ZSD.001 | 1. Kabels bij de Spoolder sluis liggen in de verhoging van de dijk<br>2. Kabels t.b.v. openbare verlichting langs de A28, geen raakvlak met dijkverzwaring | in bedrijf | RWS Water IJssel | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Afstemmen met RWS hoe kabels te beschermen, met name onder het viaduct bij de Spoolder sluis |
| ELRY.ZSD.001 | 1. Kabels bij de Spoolder sluis liggen in de verhoging van de dijk<br>2. Kabels t.b.v. openbare verlichting langs de A28, geen raakvlak met dijkverzwaring | in bedrijf | RWS Water IJssel | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kabels bij de Spoolder sluis (naar verlichting en geluidsinstallatie bij aanlegsteiger) over of door aan te brengen damwand voeren |
| ELWD.ZSD.001 | Nabij gemaal/vissteiger -- (ligging klopt met gegevens WDODelta) | | Waterschap Drents Overijsselse Delta | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Buiten de werkzaamheden houden |
| ELZW.ZSD.001 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ELZW.ZSD.002 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.001 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.002 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.003 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.004 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.005 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.006 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.007 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.008 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.009 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.010 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.011 | Russenweg | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| EMES.ZSD.012 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | Kuising met (gewenste) ingang Scania nog nader te bepalen |
| EMES.ZSD.012 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Waterkruising handhaven |
| EMES.ZSD.013 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.014 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.015 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.016 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.017 | Russenweg | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| EMES.ZSD.018 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.019 | kruist bij 1e coupure C&I | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Wellicht aan passen, afhankelijk van ontwerp |
| EMES.ZSD.020 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EMES.ZSD.021 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.022 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.023 | Deze kabel is in beheer bij Fudura - is eigen kabel van Abbott | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.024 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.025 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.026 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.027 | Russenweg | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| EMES.ZSD.028 | Russenweg | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| EMES.ZSD.029 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.030 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.031 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.032 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.033 | Zandzakken | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk en noodzakelijk |
| EMES.ZSD.034 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.035 | Leerentveld/Blalobrug (ligt met in bedrijf kabels) | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk en noodzakelijk |
| EMES.ZSD.036 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.037 | Deze kabel is in beheer bij Fudura - is eigen kabel van Abbott | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.039 | Leerentveld/Blalobrug (ligt met in bedrijf kabels) | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk en noodzakelijk |
| EMES.ZSD.040 | ProRail/C&I | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar nodig |
| EMES.ZSD.041 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kabel net in puntje van VKA |
| EMES.ZSD.042 | Zandzakken | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | BB kabel, daar waar mogelijk rooien |
| EMES.ZSD.043 | ProRail/C&I | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar nodig |
| EMES.ZSD.044 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Zo nodig verleggen richting coupure |
| EMES.ZSD.045 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Verleggen naar nieuw trace, combineren met Vitens en KPN |
| EMES.ZSD.046 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| EMES.ZSD.047 | Leerentveld/Blalobrug (ligt met in bedrijf kabels) | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk en noodzakelijk |
| EMES.ZSD.048 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Deel over terrein C&I nader beschouwen, inpassen als het kan, verleggen is wel mogelijk |
| EMES.ZSD.048 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met Zwolle IJsselkanaal inpassen |
| EMES.ZSD.049 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen wordt uiterst lastig, kruispunt ligt vol. |
| EMES.ZSD.050 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Verleggen naar nieuw trace, combineren met Vitens en KPN |
| EMES.ZSD.051 | Hornbach | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | BB kabel, daar waar mogelijk rooien |
| EMES.ZSD.052 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.053 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen geen optie |
| EMES.ZSD.054 | MS voeding vd Kamp | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen geen optie |
| EMES.ZSD.055 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen geen optie |
| EMES.ZSD.056 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen geen optie |
| EMES.ZSD.057 | Boring onder haven C&I | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.058 | Boring onder haven C&I | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.059 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.060 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.061 | MS voeding vd Kamp | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Combinatie met LS kabel |
| EMES.ZSD.062 | Sensus/Balkengat -- overgangshoekje | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| EMES.ZSD.063 | Sensus/Zandzakken | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Deel van de kabel binnen het werkgebied rooien |
| EMES.ZSD.064 | Sensus/Zandzakken | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Deel van de kabel binnen het werkgebied rooien |
| EMES.ZSD.065 | Sensus/Zandzakken | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.066 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.067 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.068 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.070 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.071 | MSR bij Deltion in de tuin zetten?? | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| EMES.ZSD.072 | Sensus/Balkengat -- overgangshoekje | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Verleggen geen optie |
| EMES.ZSD.073 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Verleggen tot buiten werkzaamheden |
| EMES.ZSD.074 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.075 | SOK RWS Damwand kop van Voorst | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| EMES.ZSD.076 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Verleggen tot buiten werkzaamheden |
| EMES.ZSD.077 | MSR bij Deltion in de tuin zetten?? | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan" Industrieweg + MSR Fuikeburg |
| EMES.ZSD.078 | SOK RWS Damwand kop van Voorst | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Ligt mee met EMES.ZSD.079 -- deze kan gerooid worden (waar mogelijk), indien te selecteren |
| EMES.ZSD.079 | SOK RWS Damwand kop van Voorst | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Damwandsparing |
| EMES.ZSD.080 | | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.081 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.082 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.083 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.084 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.085 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.086 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.087 | Twistvlietbrug | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | rooien | |
| EMES.ZSD.088 | Twistvlietbrug | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | |
| EMES.ZSD.089 | Twistvlietbrug | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | |
| EMES.ZSD.090 | Twistvlietbrug | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | |
| EMES.ZSD.091 | Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe boring onder de dijk, combineren met alle MS kabels nabij Twistvlietbrug |
| EMES.ZSD.092 | Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe boring onder de dijk, combineren met alle MS kabels nabij Twistvlietbrug |
| EMES.ZSD.093 | Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | |
| EMES.ZSD.094 | Twistvlietbrug | uit bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | rooien | Eventueel mee-rooien als we daar toch bezig zijn. Kabel is zelf geen knelpunt |
| EMES.ZSD.095 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.096 | Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe boring onder de dijk, combineren met alle MS kabels nabij Twistvlietbrug |
| EMES.ZSD.097 | Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe boring onder de dijk, combineren met alle MS kabels nabij Twistvlietbrug |
| EMES.ZSD.098 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.099 | Dijkovergang bij flat | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe dijkkruising (BEMOG) |
| EMES.ZSD.100 | Dijkovergang bij flat | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuwe dijkkruising (BEMOG) |
| EMES.ZSD.101 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.102 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.103 | | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.104 | Kabel in dijk bij Rittersma | in bedrijf | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuw trace door weiland Rittersma, bij Water, gas en KPN (combi met LS kabel) |
| EMES.ZSD.105 | Aanvulling van Johnny | | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.106 | Aanvulling van Johnny | | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMES.ZSD.107 | Aanvulling van Johnny | | Enexis | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMPR.ZSD.001 | MS kabel (boven) in brug ProRail, geen raakvlak met dijkversterking | | ProRail / Railinfratrust B | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| EMPR.ZSD.002 | Bundel 10kV kabels in gestuurde boring onder Zwolle Ijsselkanaal | | ProRail / Railinfratrust B | middenspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| ESE.ZSD.001 | | | Sensus | | | ja | | |
| ESE.ZSD.002 | | | Sensus | | | ja | | |
| ESE.ZSD.003 | | | Sensus | | | ja | | |
| ESE.ZSD.004 | | | Sensus | | | ja | | |
| ESE.ZSD.005 | | | Sensus | | | ja | | |
| ESE.ZSD.006 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.007 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.008 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.009 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.010 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.011 | | | Sensus | | | nee | | |
| ESE.ZSD.012 | | | Sensus | | | nee | | |
| GHES.ZSD.001 | Katerdijk | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | nee | | |
| GHES.ZSD.002 | BB leiding, naast viaduct A18 | uit bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | rooien | Leiding is buiten gebruik, rooien waar mogelijk |
| GHES.ZSD.003 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | nee | | |
| GHES.ZSD.004 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | "belofte" uit verkenning, kruising blijft gehandhaafd |
| GHES.ZSD.004 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | verleggen | Parallelle ligging eventueel onderzoeken om te verleggen naar de overkant van de weg |
| GHES.ZSD.005 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Handhaven, is/lijkt gestuurde boring dus geen direct raakvlak |
| GHES.ZSD.006 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | afsluiterschema opknappen, plateau is verzakt |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| GHES.ZSD.006 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | belofte uit de verkenningsfase |
| GHES.ZSD.007 | | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | nee | | |
| GHES.ZSD.008 | Afblaas | in bedrijf | Enexis | gas hoge druk | Voldoet | nee | | |
| GHGT.ZSD.001 | Buiten werkgebied | in bedrijf | Gasunie Transport Serv | gas hoge druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GHGT.ZSD.002 | Parallel zandzakkendeel | in bedrijf | Gasunie Transport Serv | gas hoge druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GHGT.ZSD.003 | | in bedrijf | Gasunie Transport Serv | gas hoge druk | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | |
| GHGT.ZSD.003 | | in bedrijf | Gasunie Transport Serv | gas hoge druk | Verder beoordelen | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| GLES.ZSD.001 | waterkruising is staal 200, veldstrekking is HDPE 110mm | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| GLES.ZSD.002 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen naar een ongestoord trace (bij de waterleiding??) |
| GLES.ZSD.003 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.004 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.005 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| GLES.ZSD.006 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.007 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Checken of nog in gebruik! |
| GLES.ZSD.008 | | uit bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.009 | | uit bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.010 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.011 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.012 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.013 | Aansluiting brugwachtershuisje Twistvlietbrug | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | In stand houden, kan m.i. wel tijdelijk buiten bedrijf |
| GLES.ZSD.014 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.015 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Niet gevonden in proefsleuven, wellicht gestuurde boring?? |
| GLES.ZSD.016 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen naar een ongestoord trace (bij de waterleiding??) |
| GLES.ZSD.017 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.018 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.019 | Aansluiting roeivereniging | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| GLES.ZSD.020 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.021 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.022 | Aansluiting stookhuis Cogas | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Zou goed moeten liggen, checken en monitoren |
| GLES.ZSD.023 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen naar coupure |
| GLES.ZSD.024 | Aansluiting Leenman | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Door constructie voeren o.i.d. |
| GLES.ZSD.025 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Check of deze leiding in bedrijf is , lijkt een aansluiting van een boom |
| GLES.ZSD.026 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.027 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.028 | Aansluiting naar jachthaven | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen naar ongestoord trace, al dan niet gefaseerd (BEMOG nog invloed??) |
| GLES.ZSD.029 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.030 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Aansluiting gefaseerd overzetten? |
| GLES.ZSD.031 | Aansluiting Villa | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Aanpassen in combinatie met overige aansluitingen |
| GLES.ZSD.032 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.033 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Sparing opnemen in constructie of verleggen naar coupure |
| GLES.ZSD.034 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Sparing opnemen in constructie |
| GLES.ZSD.035 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.036 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.037 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | nee | | |
| GLES.ZSD.038 | | in bedrijf | Enexis | gas lage druk | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen naar coupure of eventueel inpassen in ontwerp |
| GLES.ZSD.039 | | | Enexis | gas lage druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GLES.ZSD.040 | | | Enexis | gas lage druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GLES.ZSD.041 | | | Enexis | gas lage druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GLES.ZSD.042 | | | Enexis | gas lage druk | Verder beoordelen | nee | | |
| GLES.ZSD.043 | | | Enexis | gas lage druk | Verder beoordelen | nee | | |
| KTSC.ZSD.001 | | | Scania Production Zwolle BV | | | ja | | |
| LSZW.ZSD.001 | VRI kabels | in bedrijf | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Plan Leenman |
| LSZW.ZSD.002 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| LSZW.ZSD.003 | Lange kabel van Leenman naar Twistvlietbrug, status checken | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Bij Twistvlietbrug aanpassen |
| LSZW.ZSD.004 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| LSZW.ZSD.005 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| LSZW.ZSD.006 | | | Gemeente Zwolle | laagspanning | n.v.t. (kabel) | nee | | |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MBZG.ZSD.001 | Mantelbuis, TZG.ZSD.013 | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| MBZG.ZSD.002 | Mantelbuis TZG.ZSD.015 | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| MBZG.ZSD.003 | Mantelbuis in Tennet Zinker (TZG.ZSD.011 en .018) | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| MBZG.ZSD.004 | Mantelbuis TZG.ZSD.002 | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| MBZG.ZSD.005 | Mantelbuis TZG.ZSD.008 | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| OVSC.ZSD.001 | | | Scania Production Zwoll | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | |
| OVSC.ZSD.002 | | | Scania Production Zwoll | laagspanning | n.v.t. (kabel) | ja | | |
| OVZW.ZSD.001 | | | Gemeente Zwolle | overig | | nee | | |
| PWD.ZSD.001 | Put | in bedrijf | Waterschap Drents Ove | overig | | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Met name de aansluitingen op de put zijn kwetsbaar |
| RPWD.ZSD.001 | | in bedrijf | Waterschap Drents Ove | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| RPWD.ZSD.002 | | in bedrijf | Waterschap Drents Ove | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| RPWD.ZSD.003 | buiten werkgebied, aan de andere kant van het zwarte water | in bedrijf | Waterschap Drents Ove | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | nee | | |
| RPZW.ZSD.001 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | verleggen | Dijkkruising aanpassen (BEMOG) |
| RPZW.ZSD.002 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Aansluiting brugwachtershuisje Twistvlietbrug |
| RPZW.ZSD.003 | Persleiding bij Blalobrug | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | n.n.b. | inpassen in ontwerp | Let op: in VKA komt damwand vlakbij leiding! |
| RPZW.ZSD.004 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | nee | | |
| RPZW.ZSD.005 | Aanvoerleiding van de gemeente naar "de put", van daaruit 2x leiding WDODelta | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | Toevoerleiding naar put inpassen |
| RPZW.ZSD.006 | Aansluiting van de put bij Leenman | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RPZW.ZSD.007 | Ontgeuringsleiding rioolgemaal Zwolle | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RPZW.ZSD.008 | Leiding is buiten bedrijf,, kan evt als mantelbuis worden ingezet (mondelinge toezegging van Zwolle) | uit bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | rooien | Rooien waar mogelijk, eventueel te gebruiken als mantelbuis ? |
| RPZW.ZSD.009 | Aansluiting ketelhuis Cogas | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| RPZW.ZSD.009 | Aansluiting ketelhuis Cogas | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RPZW.ZSD.010 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | nee | | |
| RPZW.ZSD.011 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| RPZW.ZSD.011 | | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RPZW.ZSD.020 | Persleiding bij Balkengat -- 3-3-2020 toegevoegd (ontdekt op tekening gem. Zwolle) | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool onder over- of onderdruk | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Beperkte ophoging voorzien, kleine check of dit past |
| RPZW.ZSD.999 | Koelwaterleiding Abbott | in bedrijf | Abbott | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RVDC.ZSD.001 | | | Deltion college | riool vrijverval | Verder beoordelen | nee | | |
| RVSC.ZSD.001 | | | Scania Production Zwoll | riool vrijverval | Verder beoordelen | ja | | |
| RVZW.ZSD.001 | Riool Russenweg, Rietweg, Katwolderdijk etc. | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | Aandacht voor de "huisaansluiting" onder het kantoor van vd Kamp naar de villa aan het water (bij alternatief damwand door haven) |
| RVZW.ZSD.001 | Riool Russenweg, Rietweg, Katwolderdijk etc. | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | HWA moet aangepast worden aan de nieuwe situatie |
| RVZW.ZSD.001 | Riool Russenweg, Rietweg, Katwolderdijk etc. | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | Overstort in haven Rederij Keur |
| RVZW.ZSD.002 | Overstort van de put | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RVZW.ZSD.003 | VV riool van Blaloweg tot Twistvlietbrug | in bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | HWA moet aangepast worden aan de nieuwe situatie |
| RVZW.ZSD.004 | Vrijvervalleiding bij de kruisende persleidingen van WDOD -- lijkt vervallen. | uit bedrijf | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | nee | | |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RVZW.ZSD.005 | Overstort bij Achmea, door damwand | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Damwand doorvoer aanbrengen |
| RVZW.ZSD.008 | | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | verleggen | Hoek bij de dijk valt in berm |
| RVZW.ZSD.009 | | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| RVZW.ZSD.010 | | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | nee | | |
| RVZW.ZSD.011 | Overstort riool (nog aanwezig??) | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| RVZW.ZSD.013 | | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Verder beoordelen | nee | | |
| RVZW.ZSD.014 | | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | Riolering aanpassen aan nieuwe situatie |
| RVZW.ZSD.015 | NOTE: dit is geen riool, maar een kabel voor de VRI | | Gemeente Zwolle | riool vrijverval | Verder beoordelen | nee | | |
| SGPR.ZSD.001 | Signaal/data-kabels van ProRail, liggen boven in brug ProRail, geen raakvlak | | ProRail / Railinfratrust B | signaal | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| SGRY.ZSD.001 | zit in "boring RWS" | | RWS | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in "Boring RWS" |
| SGRY.ZSD.002 | zit in "boring RWS" | | RWS | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in "Boring RWS" |
| SGRY.ZSD.003 | 25x4 (CC) zit in "boring RWS" | | RWS | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in "Boring RWS" |
| SGRY.ZSD.004 | 15x4 (C3) zit in "boring RWS" | | RWS | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in "Boring RWS" |
| SGRY.ZSD.005 | zit in "boring RWS" | | RWS | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in "Boring RWS" |
| SGVT.ZSD.001 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Ligt met waterleiding mee, niet meer in gebruik, rooien waar mogelijk |
| SGVT.ZSD.002 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | signaal | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Ligt met waterleiding mee, niet meer in gebruik, rooien waar mogelijk |
| SVCG.ZSD.001 | Staal - PUR - PE leiding | in bedrijf | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| SVCG.ZSD.001 | Staal - PUR - PE leiding | in bedrijf | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| SVCG.ZSD.002 | Staal - PUR - PE leiding | in bedrijf | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| SVCG.ZSD.002 | Staal - PUR - PE leiding | in bedrijf | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| SVCG.ZSD.003 | Staal - PUR - PE leiding | | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | nee | | |
| SVCG.ZSD.004 | Staal - PUR - PE leiding | | Cogas Duurzaam B.V. | warmte | Voldoet | nee | | |
| TBT.ZSD.001 | Glasvezel aan Katwolderweg, buiten werkgebied | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.001 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.002 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.003 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Check of nog in bedrijf |
| TKP.ZSD.004 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Check of nog in bedrijf |
| TKP.ZSD.005 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Check of nog in bedrijf |
| TKP.ZSD.006 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Check of nog in bedrijf |
| TKP.ZSD.007 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TKP.ZSD.008 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TKP.ZSD.009 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TKP.ZSD.010 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TKP.ZSD.011 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TKP.ZSD.012 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Is gestuurde boring, check ontwerp |
| TKP.ZSD.013 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Is gestuurde boring, check ontwerp |
| TKP.ZSD.014 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Ligt door eerste inrit/coupure C&I, nagaan in hoeverre KPN wil verleggen |
| TKP.ZSD.015 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Ligt door eerste inrit/coupure C&I, nagaan in hoeverre KPN wil verleggen |
| TKP.ZSD.016 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Ligt door eerste inrit/coupure C&I, nagaan in hoeverre KPN wil verleggen |
| TKP.ZSD.017 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.018 | Zandzakken + SENSUS | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Gasthuisdijk/Katwolderweg, aandachtspunt aansluitingen van Ijzerleeuw |
| TKP.ZSD.019 | MKK damwanden RWS wel! | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Zit in MKK damwand kop van Voorst |
| TKP.ZSD.020 | Katerdijk | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.021 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kruising bij Blaloweg, verleggen in PilotProject |
| TKP.ZSD.022 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kruising bij Blaloweg, verleggen in PilotProject |
| TKP.ZSD.023 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kruising bij de A28, meenemen in PilotProject |
| TKP.ZSD.024 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kruising bij de A28, meenemen in PilotProject |
| TKP.ZSD.025 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Kruising bij de A28, meenemen in PilotProject |
| TKP.ZSD.027 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.028 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Aansluiting van Achmea aan waterzijde, vrijgraven en in het zicht houden tijdens uitvoering |
| TKP.ZSD.028 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Hou m heel |
| TKP.ZSD.029 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.030 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TKP.ZSD.031 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.032 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.033 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.034 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.035 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.036 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.037 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.038 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.039 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.040 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| TKP.ZSD.041 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nagaan hoe deze aansluiting moet worden overgezet als e.e.a. bij Blaloweg wordt verlegd |
| TKP.ZSD.042 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.043 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.044 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Ophalen bij ophoogslagen |
| TKP.ZSD.045 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.046 | Aansluiting brugwachtershuisje Twistvlietbrug | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Ophalen bij ophoogslagen |
| TKP.ZSD.047 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Jachthavens  + witte Villa (relatie met BEMOG) |
| TKP.ZSD.048 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Dijkovergang met ophoogslagen meenemen |
| TKP.ZSD.049 | | uit bedrijf | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | |
| TKP.ZSD.050 | Aansluiting roeivereniging | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | In ophoogslagen meenemen of een "veilig" trace zoeken |
| TKP.ZSD.051 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.052 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.053 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Nieuw trace achter het alluviale bosje |
| TKP.ZSD.054 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Check of nog in bedrijf (is aansluiting gemaal ???) -- anders meenemen in ophoogslagen |
| TKP.ZSD.055 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Boring bij Mastenbroekerbrug |
| TKP.ZSD.056 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.057 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TKP.ZSD.058 | | | Koninklijke KPN N.V. | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOBT.ZSD.001 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.002!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Hoek bij Scania/haven met de weg meeleggen |
| TOBT.ZSD.001 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.002!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Langsligging in klei-ingraving langs Rieteweg/Russenweg |
| TOBT.ZSD.002 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.001!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| TOBT.ZSD.002 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.001!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Hoek bij Scania/haven met de weg meeleggen |
| TOBT.ZSD.003 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.004!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| TOBT.ZSD.004 | Is 1 kabel met TOBT.ZSD.003!! | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| TOBT.ZSD.005 | Kabel langs Pannekoekendijk, buiten werkgebied | | BT Nederland BV | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.001 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Hoek bij Scaniahaven |
| TOEU.ZSD.001 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met Zwarte Water inpassen |
| TOEU.ZSD.001 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met Zwolle IJsselkanaal inpassen |
| TOEU.ZSD.002 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.003 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.004 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.005 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.006 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met Zwolle IJsselkanaal inpassen |
| TOEU.ZSD.006 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Trace langs Rieteweg beschermen/handhaven |
| TOEU.ZSD.007 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOEU.ZSD.008 | | | Eurofiber Nederland B.V | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TORF.ZSD.001 | DB7 + 50 | in bedrijf | Reggefiber | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Lengte damwanplanken  afstemmen op diepteligging boring |
| TORF.ZSD.002 | | | Reggefiber | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TORF.ZSD.003 | | | Reggefiber | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOTR.ZSD.001 | | | Trent Glasvezel | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TOTR.ZSD.001 | HDD boring | | Trent Glasvezel | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TRY.ZSD.001 | Bekabeling afmeervoorzieningen bij Spooldersluis, nog nader uit te zoeken | | RWS Water IJssel | | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| TRY.ZSD.001 | Bekabeling afmeervoorzieningen bij Spooldersluis, nog nader uit te zoeken | | RWS Water IJssel | | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | Buiten de werkzaamheden houden |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TRY.ZSD.002 | Detectielussen + aansluitkabels, in A28 geen raakvlak met dijkverzwaring | in bedrijf | RWS Water IJssel | signaal | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TT2.ZSD.001 | | | Tele2 | | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TZG.ZSD.001 | 40" - oude telemetrie kabel | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Kabel is niet meer in gebruik, is nog een erfenis van Essent (oude telemetriekabel) |
| TZG.ZSD.002 | In boring bij Middelweg, combi met KPN en Vitens | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TZG.ZSD.003 | Brugbediening Middelweg | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Geen werkzaamheden (?), rijplaten ter bescherming |
| TZG.ZSD.004 | Geplande kabel die Ziggo nog ooit aan wil leggen (of niet) - maar ligt er nog niet | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | |
| TZG.ZSD.005 | Aansluiting brugwachtershuisje Twistvlietbrug - glasvezel, maar buiten bedrijf..... | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | ontwerpafhankelijk, momenteel is deze kabel niet in gebruik. |
| TZG.ZSD.006 | Coax kabel naar niets, buiten bedrijf | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.007 | Kabel komt niet meer voor in systeem van Ziggo, gezien het feit dat de kabel op twee einden ligt: buiten bedrijf | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.008 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met kanaal handhaven (belofte uit VKA) |
| TZG.ZSD.008 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | tijdelijk omleggen | T.p.v. inrit Scania evt (tijdelijk) verleggen |
| TZG.ZSD.009 | Aansturing van de brug in de Blolaweg | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TZG.ZSD.009 | Aansturing van de brug in de Blolaweg | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| TZG.ZSD.010 | Lijkt een klantaansluiting | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Als kabel in bedrijf verleggen en pand aansluiten vanaf Burg. Roelenweg ? |
| TZG.ZSD.011 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal - Tennet zinker | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TZG.ZSD.012 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.013 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.014 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.015 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | verleggen | Hoekje bij Scaniahaven eventueel iets aanpassen |
| TZG.ZSD.015 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | Kruising met Zwolle IJsselkanaal handhaven |
| TZG.ZSD.016 | Trace naast de Blaloweg | uit bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | rooien | Rooien waar mogelijk |
| TZG.ZSD.017 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal, ligt in boring met Tennet (diep) | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Ligt met Tennet in (diepe) gestuurde boring |
| TZG.ZSD.018 | Kruising met Zwolle IJsselkanaal Tennet zinker | in bedrijf | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | ja | inpassen in ontwerp | |
| TZG.ZSD.019 | Buiten werkgebied | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TZG.ZSD.021 | | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| TZG.ZSD.022 | | | Ziggo | datatransport | n.v.t. (kabel) | nee | | |
| WDVT.ZSD.001 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | ja | verleggen | Verleggen naar andere kant van de Russenweg, Vitens checkt of diameter kleiner kan. |
| WDVT.ZSD.002 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.003 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.004 | Leiding langs Katwolderweg, "zandzakken deel" | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | beschermen (tijdens uitvoering) | |
| WDVT.ZSD.005 | Leiding Katwolderdijk, stuk voor Sensus, "zandzakken" deel | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | inpassen in ontwerp | |
| WDVT.ZSD.006 | Intakkende/aftakkende leiding Gasthuisdijk, zandzakken deel | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.007 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.008 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.009 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.010 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.011 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.012 | Buiten werkgebied | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.013 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.014 | Toevoegen aan te toetsen leidingen bij Vitens? (ligt binnen keurzone) | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.016 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |

| Objectcode | Omschrijving | Status K&L | Eigendom | thema / type K&L | Uitkomst eenvoudige toets NWOkl | knelpunt | Advies | Omschrijving t.b.v. advies/voorbereiding |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| WDVT.ZSD.017 | Leiding parallel aan Industrieweg. LET OP: aansluitingen "stoppen" in de dijk (watermeterput???)- de "binnenleiding" die nog over het terrein zal lopen hebben we niet in beeld!! | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | "Plan Industrieweg" |
| WDVT.ZSD.018 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | beschermen (tijdens uitvoering) | Aansluiting ketelhuis Cogas, handhaven |
| WDVT.ZSD.019 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.020 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.021 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | rooien | BB leiding te verwijderen door Vitens |
| WDVT.ZSD.022 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen, geen trace langs de dijk, maar langs schippersinternaat (e.e.a. afhankelijk plannen BEMOG) |
| WDVT.ZSD.023 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | rooien | BB leiding, rooien door Vitens |
| WDVT.ZSD.024 | T.b.v. jachthavens | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | Dijkkruising hetontwerpen |
| WDVT.ZSD.025 | T.b.v. aansluiting Villa | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | idee: aansluiten op WTVT.ZSD.001?? |
| WDVT.ZSD.027 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.028 | Buiten werkgebied | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WDVT.ZSD.029 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.030 | Ligging in GIS aanpassen, ligt samen met G en E. | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | als scherm wordt toegepast let op diepte |
| WDVT.ZSD.031 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.032 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.033 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | Huisaansluiting van Rittersma niet vergeten over te zetten ? |
| WDVT.ZSD.033 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | verleggen | Verleggen "achter" het alluviale bosje |
| WDVT.ZSD.034 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | tijdelijk omleggen | Aansluiting jachthaven, combineren met WDVT.ZSD.022 |
| WDVT.ZSD.035 | Toegevoegd door Johnny, geen raakvlak met project | | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.036 | Toegevoegd door Johnny, geen raakvlak met project | | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |
| WDVT.ZSD.101 | Katerdijk, zuidkant + noordzijde | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WSC.ZSD.001 | Sprinklerleiding | in bedrijf | Scania Production Zwoll | water | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | Sprinkler moet in blijven functioneren |
| WSE.ZSD.001 | | | Sensus | water | Verder beoordelen | ja | | |
| WSE.ZSD.002 | | | Sensus | water | Verder beoordelen | ja | | |
| WTVT.ZSD.001 | Gestuurde boring bij Middelweg -- LET OP diepte binnendijks | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | |
| WTVT.ZSD.002 | Rieteweg (tussen de bruggen) - gestuurde boring | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | ja | inpassen in ontwerp | |
| WTVT.ZSD.003 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | ja | verleggen | "Hoekje" bij Scania nader bekijken i.v.m. materiaalkeuze |
| WTVT.ZSD.003 | | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | ja | inpassen in ontwerp | Kruisende deel inpassen in dijkversterking |
| WTVT.ZSD.004 | 250/315 (Blaloweg) | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | n.n.b. | inpassen in ontwerp | |
| WTVT.ZSD.005 | 4-voudige zinker bij A28 | in bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | ja | verleggen | Verleggen met gestuurde boring, combineren met Enexis MS en KPN |
| WTVT.ZSD.006 | Buiten werkgebied | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WTVT.ZSD.006 | Buiten werkgebied | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Verder beoordelen | nee | | |
| WTVT.ZSD.007 | | uit bedrijf | Vitens N.V. | water | Voldoet | nee | | |

# Bijlage 20. Memo aanvaarrisico van der Kamp

# Memo

**Datum**
11 september 2020

**Referentie**
[Doc ID]

**Versie**
1.0

**Bladnummer**
1/9

**Bestemd voor**
Dijkmanagementteam (DMT)

**Onderwerp**
Redeneerlijn risico aanvaren damwand / waterkering Van der Kamp

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Opgesteld:<br>ir. A. Pool<br>ir. C. Riemslag<br><br>Projectrol:<br>Sr. WV-deskundige<br>Technisch Manager<br>Planuitwerkingsfase | | Gecontroleerd:<br>ir.B. Rijneveld<br><br>Projectrol:<br>Senior adviseur WV<br>(Fugro) | | Geautoriseerd:<br>R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager<br>Techniek en Realisatie | | Geautoriseerd:<br>P. Staats<br><br>Projectrol:<br>Dijkteammanager | |
| Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | | Paraaf: | |
| Datum: | | Datum: | | Datum: | | Datum: | |

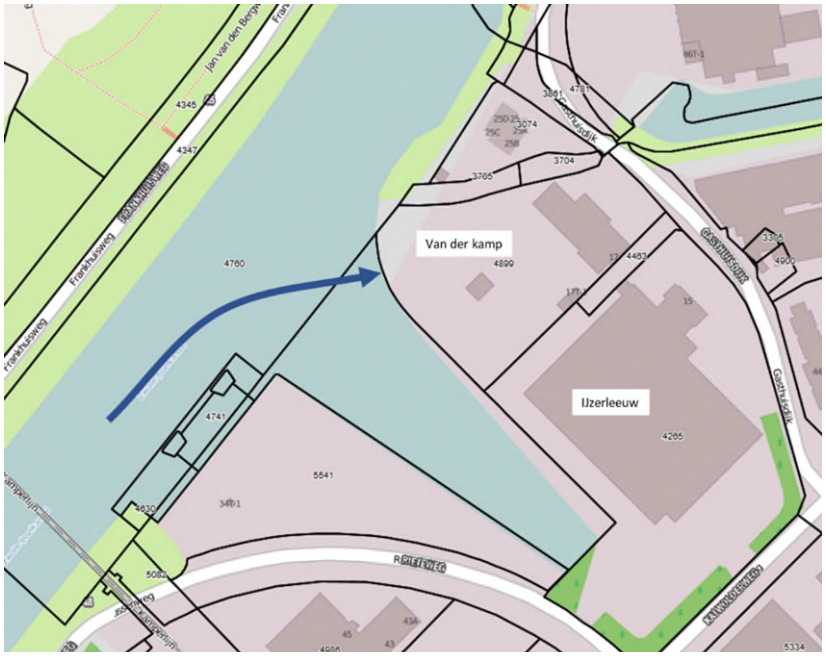
1804499-01568.DOCX

# 1. Inleiding

Bij Betoncentrale Van der Kamp en IJzerleeuw is één van de varianten om de waterkering te verleggen naar de waterzijde van de terreinen, zodat de bedrijven binnendijks komt te liggen. De waterkering bestaat uit een kadeconstructie (damwand) met een kerende hoogte (HBN) van NAP +3,5 m. Dit is hoger dan het maaiveld achter de kadeconstructie, de damwand steekt dus boven maaiveld uit.

# Memo

Bij IJzerleeuw is een afmeerconstructie en fundering van een overkapping aanwezig voor de damwand. Bovendien ligt deze locatie aan het einde van de insteekhaven. Het risico op aanvaren van de damwand lijkt daarmee nihil.
Het terrein van Van der Kamp ligt op de hoek van de insteekhaven, bovendien meren schepen af aan de kade. De kans op een frontale aanvaring door een schip uit het Zwolle-IJsselkanaal (komend vanaf de Spooldersluis) lijkt op voorhand niet uit te sluiten.



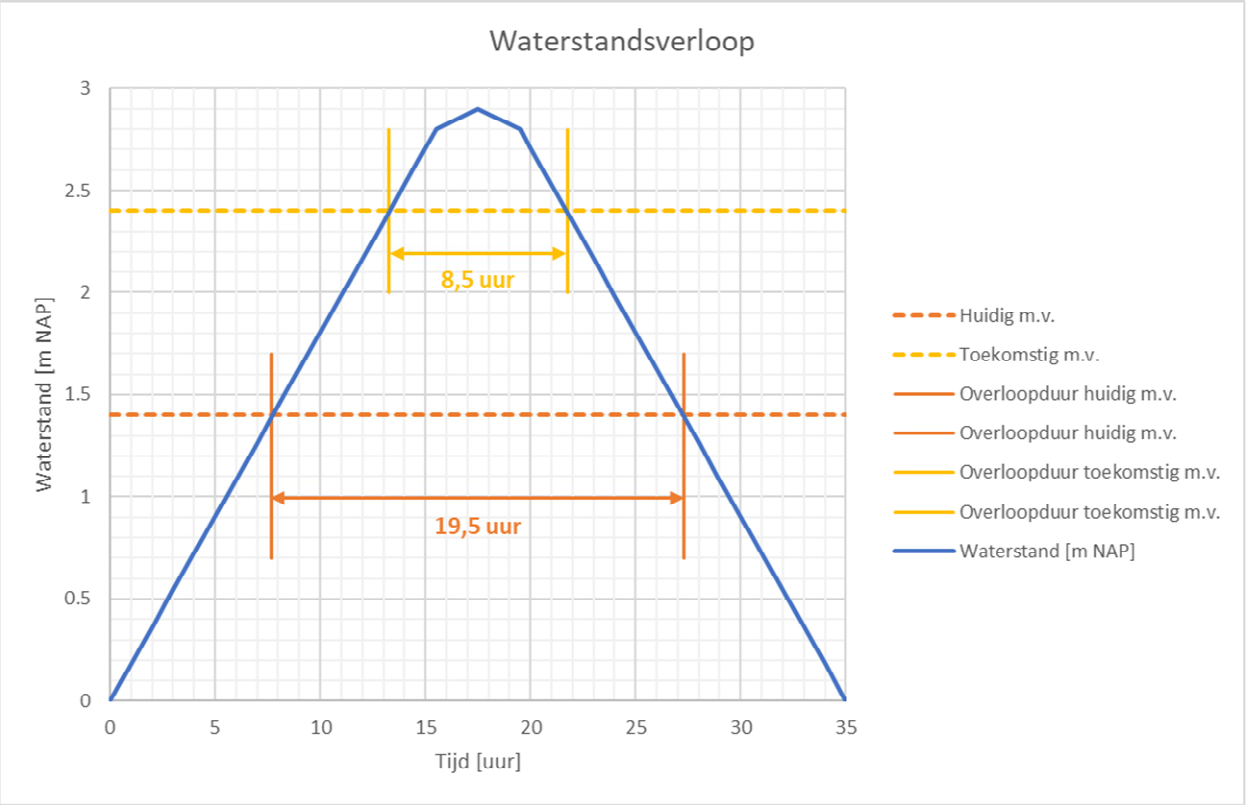

## 2. Doel

Doel van dit document is om een kwalitatieve onderbouwing te geven van de kans op falen van de waterkering (overstroming) als gevolg van schade veroorzaakt door schepen.

## 3. Algemene uitgangspunten

- Bovenzijde damwand (HBN): NAP +3,5 m
- Waterstand bij Norm (WBN): ca. NAP+2,9 m
- Normaal peil: ca NAP -0,2 m (IJsselmeerpeil)
- Maaiveld Van der Kamp:
    - Huidig maaiveld: NAP +1,4 m
    - Wens toekomst: NAP +2,4 m (na evt ophogen terrein)
- Breedte klasse Va-schip: 12 m
- Tijdsduur overlopen bepaald door (zie onderstaand figuur):
    - Stormduur: totaal 35 uur (IJsselmeergebied);

- Duur stijging waterstand: totaal 15,5 uur; stijgsnelheid ca. 0,18 m/uur
- Top: 4 uur (WBN-0,1 m naar WBN naar WBN-0,1m);
- Duur daling waterstand: totaal 15,5 uur; gespiegeld aan stijging waterstand.
- Duur overlopen:
  - Bij huidig maaiveld (NAP +1,4 m): ca 19,5 uur
  - Bij gewenst maaiveld (NAP +2,4 m): 8,5 uur




- Invloed van golven is niet meegenomen. Oriëntatie van de breslocatie is zuid-west; dit valt niet samen met de maatgevende storm (noord-west).
- Van overstroming is sprake wanneer in het achterliggende postcodegebied gemiddeld 0,20 m of meer water op straat staat. Daaronder is formeel sprake van wateroverlast (zie TUN).

# 4. Gevolgen aanvaring

De gevolgen van een aanvaring zijn afhankelijk van de hoogte waarop de damwand wordt aangevaren: onder of boven maaiveld (achter de damwand). De directe gevolgen van een aanvaring zijn:

- Onder maaiveld aangevaren: damwand vervormt, damwand waarschijnlijk niet meer gronddicht (uitspoeling), kerende hoogte nog wel intact.
- Boven maaiveld aangevaren: grote vervormingen damwand, vooral deel boven maaiveld, damwand niet meer gronddicht (uitspoeling), kerende hoogte niet meer gewaarborgd.

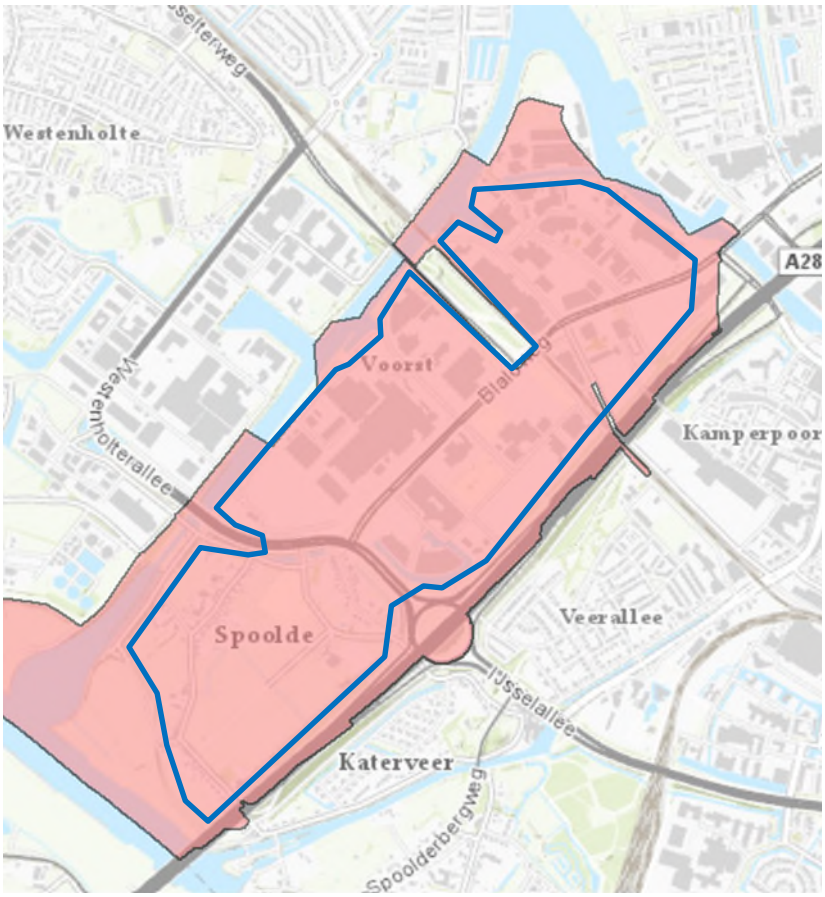
Gevolgen van hoogwater bij een beschadigde damwand (geen noodmaatregelen genomen):

- Onder maaiveld aangevaren: alleen lokaal. Waterstandsveranderingen leiden tot uitspoeling bij het gat, gevolgen voor de bedrijfsvoering van Van der Kamp. Situatie leidt, gezien de beperkte stormduur hooguit tot wateroverlast en is achteraf prima te herstellen.
- Boven maaiveld aangevaren: Uitspoeling; bij geen herstel en hoogwater (waterstanden boven NAP +1,4 m / +2,4 m) ook instromend water. Gezien de kleine breedte van een 'gat' (breedte van een schip, ca. 12 m) zal er niet veel water instromen. Dit geldt met name voor een toekomstig/gewenst maaiveld van NAP +2,4 m.

  Stel:

| | Maaiveld NAP +1,4 m | Maaiveld NAP +2,4 m |
|---|---|---|
| Duur van overlopen (T) | 19,5 uur | 8,5 uur |
| Breedte gat (b) | 12 m | 12 m |
| Gemiddelde waterhoogte (h) | 0,8 m | 0,3 m |
| Gemiddelde stroomsnelheid ($\sqrt{2gh}$) (u) | 4 m/s | 2,4 m/s |
| Instromend volume (T x b x h x u) | 2.700.000 $m^3$ | 265.000 $m^3$ |

Uitgaande van het overstromingscriterium (gemiddeld 0,20 m water op straat in het achterliggende postcodegebied) moet dit instromend volume zich verdelen over ca 13,5 $km^2$ (bij huidig maaiveld) resp. 1,3 $km^2$ (toekomstig maaiveld).




Het achterliggende postcode 4-gebied (PC4) is 8041 (rood gearceerd in onderstaande afbeelding). Dit PC4-gebied heeft een relevant oppervlak[1] van circa 1,6 $km^2$ (blauw omlijnd). Daarmee heeft dit gebied grofweg een kombergend vermogen van 320.000 $m^3$.

In het ontwerp wordt uitgegaan van een overslagdebiet van 10 l/s/m' in de piek van de hoogwatergolf. In een eerder stadium is een analyse uitgevoerd om te bepalen hoeveel water dat geeft in het achterliggende gebied. Hierbij is de duur waarop een overslagdebiet van 10 l/s/m' optreedt conservatief aangehouden op 4 uur. Dit leidt

**Figuur 1: PC4-gebied (rood) met relevant oppervlak achter de waterkering (blauw omlijnd)**

[1] Relevant oppervlak: oppervlak binnendijks onder WBN

voor dit postcodegebied tot een inundatiediepte van circa 13 centimeter[2] (208.000 m$^3$). Wanneer aangenomen wordt dat dat gelijktijdig optreedt tijdens de aanwezigheid van het gat door aanvaring is dus nog circa 112.000 m$^3$ aan kombergend vermogen beschikbaar voor instromend water als gevolg van een gat in de kering door aanvaren. Met de voor deze beschouwing gehanteerde uitgangspunten is dat dus onvoldoende.

# 5. Noodmaatregelen (gevolgbeperkend)

Het lijkt onwaarschijnlijk dat een aanvaring tegelijk met maatgevend hoogwater optreedt. Er zal altijd sprake zijn van enige tijd om noodmaatregelen te treffen om zodoende de gevolgen tijdens een hoogwatersituatie te beperken. Deze maatregelen kunnen onderverdeeld worden in maatregelen om uitspoeling onder maaiveld te voorkomen of te beperken en maatregelen om de kerende hoogte te waarborgen.

**Uitspoeling**
Na een aanvaring kan uitspoeling / uitstroming van grond plaatsvinden. Uitgaande van een conservatief evenwichtsprofiel met een helling van 1:7 (onder deze helling is zand stabiel, ook onder water, bij afwezigheid van sterke stroming) geeft dit een potentieel uitspoelgat van bijna 20 m achter de damwand (Aanvaring op een niveau van NAP -0,4 m (laagwater, rond waterlijn) en een hoogte tot maaiveld van maximaal 2,8 m). Door op een afstand van 20 à 25 m achter dit ‘gat’ een rij big bags (1 of 2 rijen hoog) te zetten, is de kerende hoogte gewaarborgd.
De volgende maatregelen zijn ook denkbaar als noodmaatregel tegen uitspoelen:

- Plaatsing van stortsteen + geotextiel
- Plaat tegen de damwand lassen (tijdelijke oplossing)

**Hoogte**
Het maaiveld achter de damwand is verhard (bedrijfsterrein Van der Kamp) en het is aannemelijk dat deze verharding voldoende stabiel blijft als uitspoeling wordt beperkt. Hoogte van het huidige maaiveld is NAP +1,4 m (en hoogte gewenste maaiveld is NAP +2,4 m). Tot WBN is een hoogtetekort van ca. 1,5 m (en 0,5m bij gewenste hoogte). Tot HBN is 2,1 m nodig (en 1,1 m bij gewenste hoogte). In beide situaties (huidig en gewenst) kan de benodigde kerende hoogte met de volgende maatregelen bereikt worden:

- Bigbags rondom beschadigde deel, zie ook uitspoeling.
- Terugvouwen damwand met zwaar materieel (shovel o.i.d.) en plaat/gording tegen de damwand lassen (tijdelijke oplossing)

[2] Dit is een nadere uitwerking van het overstromingsbeeld uit de Tygronanalyse (Rapportage *Waterbezwaar als gevolg van overslag: modellering met Tygron*, Dijkteam Zwolle, documentnummer 1804499-00979, 21-11-2019). Uit de Tygronanalyse volgt een gemiddelde inundatiediepte van 18 centimeter over circa 1,1 km$^2$ van het postcodegebied. Binnen het overige deel van het postcodegebied (0,5 km$^2$) volgt een gemiddelde inundatiediepte van circa 0,5 cm. Gemiddeld over het gehele postcodegebied leidt dat grofweg tot een inundatiediepte van circa 13 centimeter.

# 6. Kans op schade

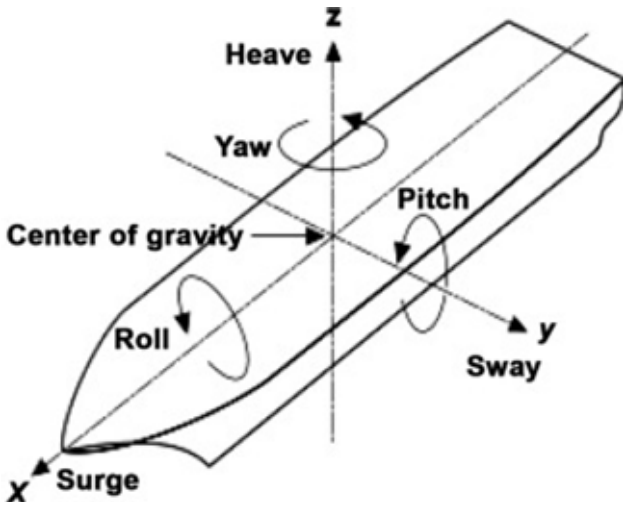
Voor de kans op schade door schepen met falen tot gevolg maken we hier onderscheid in 2 situaties die beiden een bijdrage leveren aan de kansbijdrage:

1. Kans op schade door aangemeerde schepen
2. Kans op schade door aanvaring

In onderstaande paragrafen geven we hierop een toelichting.

## 6.1 Kans op schade door aangemeerde schepen

De kade is in reguliere omstandigheden in gebruik als laad/losvoorziening voor schepen. In situaties met extreem hoogwater bestaat er een kans op schade door stoten van schepen (roll) tegen de waterkering onder de extreme weersomstandigheden (wind/golfwerking). Hierdoor ontstaat er een kans op schade aan de damwand met in het verlengde daarvan de kans op falen. Ter beperking van het totale risico op schade/falen kan deze situatie eenvoudig worden vermeden door de aangemeerde schepen slechts toe te staan tot een bepaalde waterstand. Deze waterstand is dan zodanig te bepalen dat de kans op schade voldoende klein wordt geacht en de normale bedrijfsvoering van Van der Kamp niet ernstig wordt beperkt. Bijvoorbeeld een waterstand gelijk aan het huidige maaiveldniveau (NAP+1,4 m) met een overschrijdingskans van circa 1/10 per jaar.




## 6.2 Kans op schade door aanvaring (falen waterkering)

De waterkering faalt pas (er treedt overstroming op) als er een keten van gebeurtenissen optreedt:

1. Een schip vaart de damwand aan;
2. Er treedt significante schade op zodanig dat er een gat in de waterkering ontstaat;
3. Het treffen van noodmaatregelen duurt langer dan de tijd waarbinnen zich een hoogwater kan voordoen;
4. Er treedt een hoogwater op dat leidt tot instroming door het gat.

De kans op falen van de kering kan worden bepaald door de kansen van gebeurtenissen 1 t/m 4 te vermenigvuldigen:

$$P(F) = P(G_1) \cdot P(G_2) \cdot P(G_3) \cdot P(G_4)$$

Hieronder worden de kansen op de verschillende gebeurtenissen bepaald.

*Kans op aanvaring (G1)*
De kans op een aanvaring wordt ingeschat aan de hand van het aanvaren van een keermiddel van een schutsluis (zie Schematiseringshandleiding sterkte en stabiliteit kunstwerk):

$$P_{aanvaring} = f_{nivellering} \cdot P_{aanvaring;nivellering}$$

Waarin:
$P_{aanvaring;nivellering}$: 1/33.000 per nivellering (cf. Schematiseringshandleiding sterkte en stabiliteit kunstwerk)
$f_{nivellering}$: 3300 schepen per jaar in de richting van Zwolle (cijfers Spooldersluis uit 2004 voor totaal beroepsvaart)

Dit leidt tot een kans $P_{aanvaring}$ = 0,1 per jaar.
Dit lijkt een zeer conservatieve bovengrens, omdat schepen eerst uit het roer moeten lopen / stuurfout schipper én de schipper bovendien geen mogelijkheden meer heeft het schip anderzijds te corrigeren (schroef), voordat de kade wordt aangevaren. Als gevolg hiervan gaan we voor aanvaring van de damwand uit van een 10x kleinere kans dan aanvaring van een sluis (aanname).
Dus: $P(G_1)$ = 1/100 per jaar

*Kans op significante schade ($G_2$)*
Niet elke mogelijke aanvaring leidt tot dusdanige schade aan de damwand dat er direct gevolgen voor de waterveiligheid zijn. Hiervoor moet een schip met grote snelheid en in een specifieke richting (frontaal) de damwand aanvaren. Er ingeschat dat de kans op significante schade bij een aanvaring 10% is.
$P(G_2)$ = 1/10 per aanvaring

*Kans op hoogwater binnen hersteltijd ($G_3$)*
Voor de hersteltijd middels noodmaatregelen hanteren we het uitgangspunt dat dit binnen 72 uur na een dergelijke calamiteit altijd mogelijk is. De onderbouwing hiervoor is dat aanvaren en herstel gebeurt onder dagelijkse omstandigheden (geen stormcondities) en dat de schade relatief klein van omvang is. Alleen als een aanvaring binnen de periode van 72 uur voor een willekeurig hoogwater gebeurt, is er kans op overstromen door instromend water.
De kans op een willekeurig hoogwater binnen de hersteltijd wordt gegeven door

$$P(G_3) = \frac{T_{herstel}}{D_{stormseizoen}}$$

Waarin:
$T_{herstel}$: Hersteltijd in dagen (T = 3)
$D_{stormseizoen}$: Duur stormseizoen in dagen (D = 365 / 2 ≈180)
Dus, $P(G_3)$ = 3/180 = 1/60

*Kans op kritiek hoogwater ($G_4$)*
Alleen een hoogwater boven een bepaald niveau leidt tot het instromen van water door een gat. Hiervoor zijn 2 criteria mogelijk:

1. Hoogwater > maaiveld; dit is het meest conservatief (een waterstand van 5 cm boven maaiveld leidt direct tot falen)

2. Hoogwater > overschrijding kombergend vermogen; dit is minder conservatief. Instromend water dat niet leidt tot een overstroming (meer dan gemiddeld 0,20 m water op straat in PC4) leidt niet tot falen.

Uitgaande van het 1e criterium bedraagt de kans:
$P(G_4) = P(H > h_{kritiek})$ = 1/10 per jaar (maaiveld = NAP +1,4 m)
= 1/150 per jaar (maaiveld = NAP +2,4 m)

*Kans op falen door aanvaring*

$$P(F) = P(G_1) \cdot P(G_2) \cdot P(G_3) \cdot P(G_4)$$

| Maaiveld | P(G1) | P(G2) | P(G3) | P(G4) | P(F) |
|---|---|---|---|---|---|
| +1,4 m | 1/100 | 1/10 | 1/60 | 1/10 | 1/600.000 = $1{,}67 \cdot 10^{-6}$ |
| +2,4 m | 1/100 | 1/10 | 1/60 | 1/150 | 1/9.000.000 = $1{,}11 \cdot 10^{-7}$ |

Voor de toelaatbare faalkans is het meest logisch om de faalkanseis voor sterkte en stabiliteit van langsconstructies aan te houden. Deze is 33% van de faalkanseis voor STBI = 1/5.674.950 = $1{,}76 \cdot 10^{-7}$ per jaar. Het zou ook te onderbouwen zijn om uit te gaan van de faalkanseis voor betrouwbaarheid sluiting van een kunstwerk; bij een coupure is een van de (calamiteiten)oorzaken het aanrijden van een schotbalksponning. Deze faalkanseis is 1/750.000 = $1{,}33 \cdot 10^{-6}$ per jaar. In onderstaande tabel staan de resultaten per faalkanseis aangegeven.

| | Huidig maaiveld (+1,4 m) | Gewenst maaiveld (+2,4 m) |
|---|---|---|
| Faalkanseis sterkte & stabiliteit | Niet voldaan (kans 10x te groot) | Wel voldaan |
| Faalkanseis betrouwbaarheid sluiting | Wel voldaan | Wel voldaan |

# 7. Eerste conclusies

Het totale aanvaarrisico wordt bepaald door kans maal gevolg. Hieronder wordt eerst ingegaan op de kans op aanvaren en daarna op de gevolgen van een aanvaring.

### Kans op aanvaren

Op basis van een eerste kansberekening volgen hieronder enkele conclusies ter beredenering van de kans op schade door aanvaren.

- De kans op aanvaren is klein, echter niet verwaarloosbaar.
    - Bij de huidige maaiveldhoogte ligt de kans in de buurt van de faalkanseisen van vergelijkbare situaties. Zo voldoet de kans aan de faalkanseis gekoppeld aan 'Betrouwbaarheid sluiten', echter voldoet deze niet aan de geaccepteerde faalkanseis voor 'Sterkte en stabiliteit van langsconstructies' (aanvaarkans is 10x groter); Ondanks dat beide

faalkanseisen verschillen, geven zij beiden een realistische vergelijking met voorliggende situatie.

- Bij de gewenste toekomstige maaiveldhoogte wordt wel in beide gevallen voldaan aan de faalkanseisen van vergelijkbare situaties (zowel ‘Sterkte en stabiliteit’ als ‘Betrouwbaarheid sluiten’).
- De faalkans is nog te optimaliseren door uit te gaan van de overschrijdingskans van de waterstand waarbij het kombergend vermogen wordt overschreden i.p.v. uit te gaan van de overschrijdingskans van het maaiveld achter de kering. Dit levert echter met het huidig maaiveld onvoldoende op om rekenkundig aan de faalkanseis van de strengste van beide vergelijkbare situaties te voldoen (‘Sterkte en stabiliteit’).
- Door aanleg van een getrapte constructie is de aanvaarkans nog verder te beperken. Een dergelijke maatregel gaat uit van een constructie binnendijks van de kademuur die de kerende hoogte verzorgt. Kans op schade van dit deel van de waterkering (op enige afstand uit de damwand) wordt kleiner naarmate de afstand uit de damwand toeneemt (op 5 m achter de damwand wordt het risico zelfs uitgesloten). Schepen kunnen de betreffende constructie immers niet meer raken. Plaatsing van een dergelijke constructie direct achter de damwand gaat echter ten koste van de functionaliteit van het bedrijfsterrein en zal nader moeten worden beoordeeld in de DO fase.

### Gevolg van aanvaren

De gevolgen van een aanvaring lijken beperkt:

- Een aanvaring kan bij normcondities eenvoudig leiden tot een overstroming geredeneerd vanuit het overstromingscriterium (gemiddeld 0,2 m water op straat in het achterliggende postcodegebied). Dit geldt enerzijds doordat 65% van die 0,2 m al gevuld wordt door golfoverslag elders in het gebied en anderzijds doordat het potentieel instromend volume bij het huidig maaiveld van NAP +1,4 m groot is. Bij het gewenst maaiveld van NAP +2,4 m is het instromend volume 10x kleiner.

  Bovenstaande geldt alleen als er geen noodmaatregelen worden genomen in de periode tussen het moment van aanvaren en hoogwater. Duidelijk is echter ook dat eenvoudige noodmaatregelen op het terrein van Van der Kamp mogelijk zijn die de gevolgen beperken (zoals bigbags of tijdelijke noodmaatregelen). Het lijkt redelijk te veronderstellen dat deze noodmaatregelen binnen enkele uren gerealiseerd kunnen worden. Hiermee is de faalkanseis verder te optimaliseren.

### Kans op falen als gevolg van aanvaren.

Conclusie is dat beide scenario’s (met huidig en verhoogd maaiveld) voor de waterveiligheidsopgave acceptabel zijn. Omdat de kerende hoogte boven huidig maaiveld (ca. 2 m) fors is, en daarmee de kans dat de damwand boven maaiveld wordt aangevaren, is de situatie zonder opgehoogd terrein gevoelsmatig minder comfortabel.
Aanbevolen wordt de redeneerlijn verder uit te werken en te laten beoordelen door het Adviesteam Dijkontwerp indien er definitief gekozen wordt voor variant KV4b.

# Bijlage 21. Memo waterbodemhoogtes

**Memo**

**Datum**
17 februari 2020

**Referentie**
1804499-01033

**Versie**
2.0

**Bladnummer**
1/8

**Bestemd voor**
Dijkmanagement team

**Onderwerp**
Uitgangspunt profiel van de waterbodem van oppervlaktewater / vaarweg t.b.v. stabiliteitsberekening langsconstructies aan de buitendijkse zijde.

| Opgesteld: Victor Frankena<br><br>Projectrol: Asset manager | | Geautoriseerd: R. Lormans<br><br>Projectrol: Manager Techniek en Realisatie | | Geautoriseerd: Jeroen Overman<br><br>Projectrol: Waterveiligheidsspecialist | |
|---|---|---|---|---|---|
| Paraaf: | DS VF | Paraaf: | DS RLO | Paraaf: | DS JO |
| Datum: | 11-05-2020 \| 11:20 CEST | Datum: | 11-05-2020 \| 11:24 CEST | Datum: | 11-05-2020 \| 13:15 CEST |

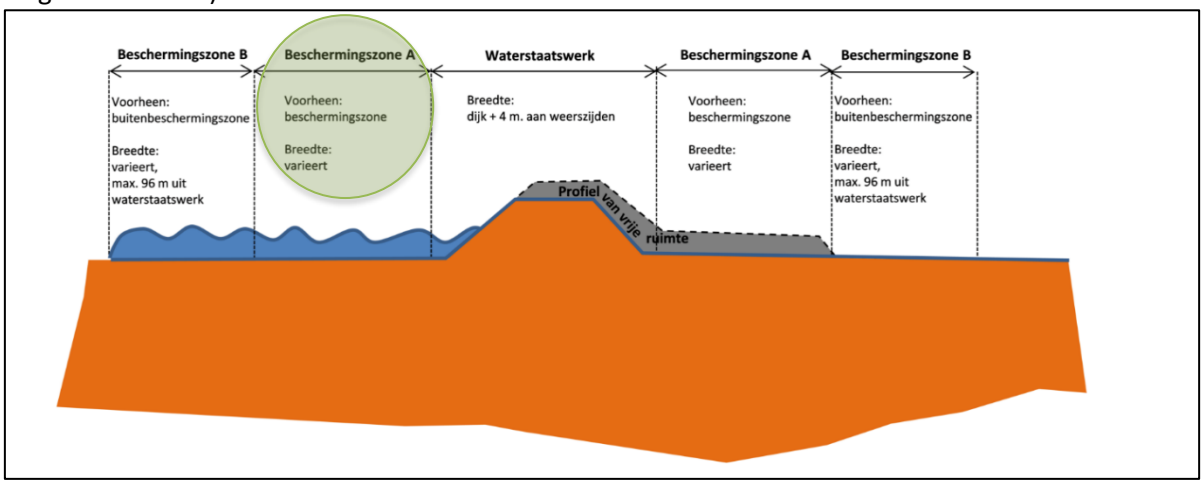
## Inleiding

Het project Stadsdijken telt op aantal trajecten langsconstructies aan de buitendijkse zijde in de waterkering. Om de benodigde sterkte van de langsconstructies te kunnen berekenen is het nodig uitgangspunten te hebben m.b.t. het (minimum te hanteren) profiel van de waterbodem van de aangrenzende watergang / vaarweg. Dit dient een geotechnisch ontwerpprofiel te zijn dat in de toekomst ook in stand gehouden kan worden en waarop WDODelta kan handhaven. Dit profiel zal dus worden opgenomen in de aan te passen legger van de te verbeteren waterkering. Deze memo heeft als doel om deze uitgangspunten expliciet te maken en beschrijft hoe het Dijkteam komt tot het voorgestelde bodemprofiel op basis van :

- Huidige legger profiel waterkeringen
- Legger profiel watergangen
- Vaarwegprofiel
- As built situatie n.a.v. saneringsproject stadsgrachten Zwolle
- Actueel bodemprofiel

***Legger waterkeringen***

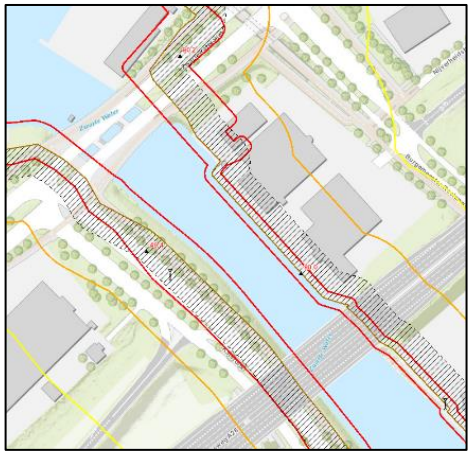
WDODelta onderscheidt bij primaire en regionale waterkeringen vier typen zones. In onderstaande figuur weergegeven. Deze notitie heeft betrekking op de beschermingszone A (buitendijks t.b.v. langsconstructies).

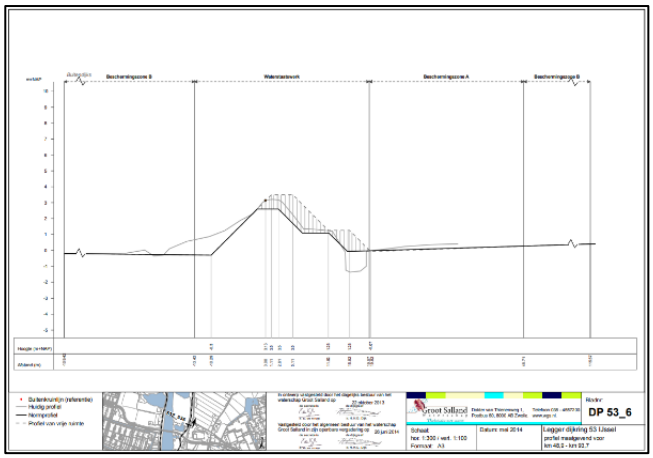



*Figuur 1, legger zones*

Logischerwijs zou het geotechnisch bodemprofiel deel uitmaken van de huidig legger waterkeringen. In het verleden is echter geen rekening gehouden met het belang van een minimum bodemprofiel t.b.v. het waarborgen van de stabiliteit van langsconstructies en is hier ook niets over opgenomen in de legger.

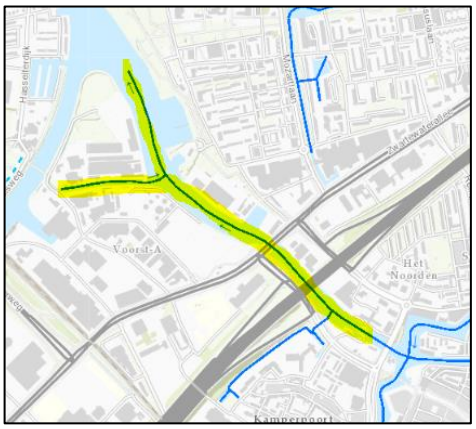
In de legger waterkeringen zijn kenmerkende dwarsprofielen opgenomen die representatief zouden moeten zijn voor een bepaald segment van de kering. Deze kenmerkende dwarsprofielen komen vaak niet overeen met de situatie ter plaatse. Als voorbeeld is hier het kenmerkend dwarsprofiel van de langsconstructie bij van Triest/Leerentveld weergegeven (deeltraject 3c). Deze contructie bestaat uit een stalen damwand met aan de buitendijkse zijde een vaarweg van ca. – 4 m NAP. Het kenmerkend dwarsprofiel uit de legger geeft hier echter een ‘groene’ dijk weer met ter weerszijde maaiveldniveau op ca. 0  m NAP.






*Figuur 2, vb. huidige legger waterkeringen*

***Legger oppervlaktewater***

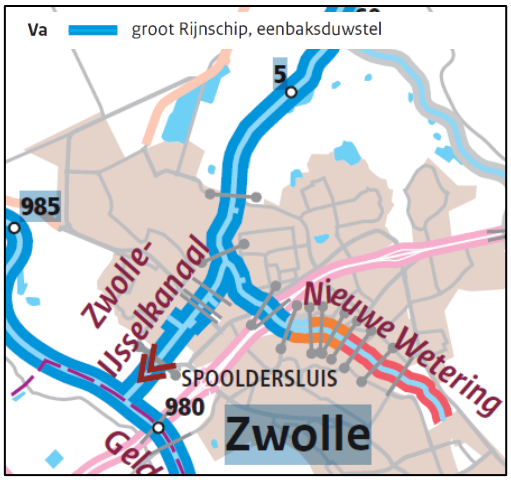


Een gedeelte van het buitendijkse oppervlakte water maakt ook deel uit van het door WDODelta beheerde watersysteem en staat op de legger oppervlaktewater. Het bodemniveau uit de legger oppervlaktewater betreft echter een profiel waaraan de watergang minimaal moet voldoen t.b.v. de doorstroming. De watergang is in werkelijkheid vaak veel dieper dan dit minimum leggerprofiel. Als voorbeeld is hier weer de langsconstructie bij van Triest / Leerentveld weergegeven (deeltraject 3c). De bodemdiepte moet hier vanuit de legger watersysteem minimaal -2,50 m NAP zijn. In werkelijkheid is deze vaak dieper dan -4,0 m NAP.

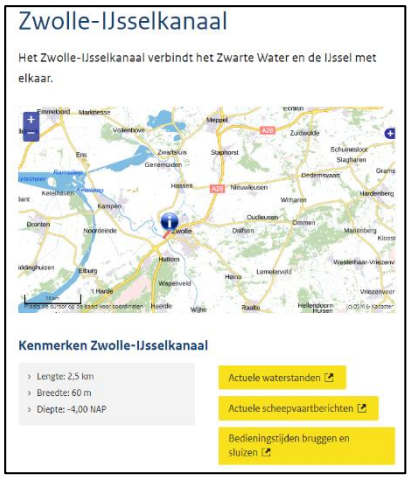
*Figuur 3, legger watersysteem*

***Eisen vaarweg***

Het oppervlakte water langs het gehele tracé van het project Stadsdijken wordt ook beheerd door Rijkswaterstaat als vaarweg CEMT klasse vaarweg Va.




*Figuur 4, vaarwegen*




*Figuur 5, eigenschappen Zwolle-IJsselkanaal*

***Advies Rijkswaterstaat***

Rijkswaterstaat adviseert uit te gaan van een toekomst vast profiel met een bodemdiepte van -5,4 m NAP. Dit minimum betreft een nautisch profiel dat minimaal aanwezig dient te zijn. In verband met sedimentatie ruimte (gebruikelijk is 0,2 m) en baggermarge (ook 0,2 m) dient rekening te worden met een grotere maximum (aanleg)diepte (-5,8 m NAP). Deze uitgangspunten zijn in 2015 t.b.v. het project Stadsdijken in een notitie vastgelegd (zie bijlage 1a).

Conform de Richtlijnen Vaarwegen (2017), dient de diepte van een haven, dezelfde diepte te hebben als die van de aansluitende vaarweg. De kielspeling in de haven moet gezien de eroderende kracht van (boeg-) schroeven, tenminste 1 m te zijn.

Bovengenoemde eisen zijn bij RWS geverifieerd. RWS heeft de volgende nuancering aangegeven d.m.v. een mail d.d. 28-01-2020 (bijlage 1c). Dit leidt tot de volgende uitgangspunten in relatie tot een toekomst vast vaarwegprofiel:

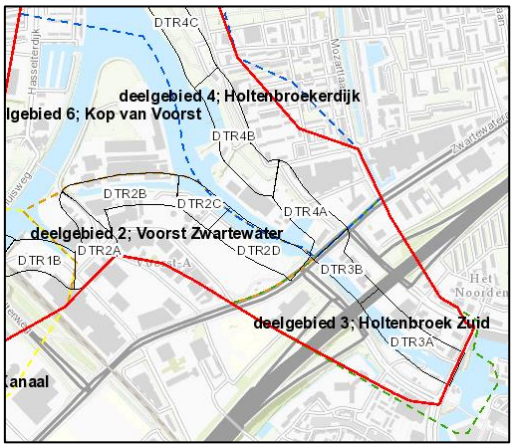
| | |
|---|---|
| Max Nautische bodemhoogte | : -5,4 m NAP |
| Baggermarge | : 0,2 m NAP |
| Max Nautische bodemhoogte incl. bagger marge | : -5,6 m NAP |
| Aanleglocaties beroepsvaart | : -5,6 m NAP |
| Jachthavens | : -3,0 m NAP |

***Saneringsproject Stadsgrachten Zwolle (2011)***

In 2010 & 2011 heeft WDODelta het project sanering Stadsgrachten uitgevoerd. Hierbij is gesaneerd tot op een diepte waarbij het saneringsresultaat is behaald. In bijlage 2 zijn de as-built weergegeven van het projectresultaat 2011, een peiling uit 2014 en de verschillen kaart tussen beide metingen. Tevens zijn diverse dwarsprofielen van het projectresultaat 2011 weergegeven. WDODelta (Onderzoek & Advies)

stelt dat rekening gehouden dient te worden met de as built 2011 als uitgangspunt omdat het in de lijn der verwachting ligt dat binnen 100 jaar opnieuw een sanering kan plaatsvinden tot ca. het niveau van 2011.

Aangenomen wordt dat ca. 20 m vanuit de langsconstructie meedoet t.a.v. stabiliteit in de berekening. Waterbodemdieptes verder weg dan deze 20 m uit de constructie worden daarom niet als relevant t.b.v. de stabiliteit beschouwd. Per deeltraject is het gemiddelde van de laagste bodembodemdiepte binnen 20 m van de kant weergegeven in tabel 1.




Figuur 5, deeltrajecten HWBP Stadsdijken

| Deeltraject | 2011 m NAP (ca.) |
|---|---|
| 1 | n.v.t. |
| 1 (Katwolderhaven) | -5,0 |
| 2B (Balkengat) | -3,0 |
| 2C (Varo) | -6,0 |
| 2D (Hornbach) | -6,0 |
| 3A | -4,8 |
| 3B | -4,7 |
| 4A | -4,9 |
| 4B (prinses Margriet haven) | -4,7 |

tabel 1, peiling 2011

**Uitgangspunt toekomst vast geotechnisch ontwerpprofiel per deeltraject**

- Het is aannemelijk dat binnen 100 jaar een nieuwe sanering zal plaatsvinden tot een diepte van de sanering van 2011. Ten behoeve van het geotechnisch ontwerpprofiel wordt derhalve ervan uitgegaan dat dit profiel zowel moet voldoen aan de as built van de sanering van 2011 (bijlage 2) (deeltrajecten 1 (sec. Katwolderhaven) t/m 4 B), alsmede het toekomst vast vaarwegprofiel voor de deeltrajecten 1 t/m 4).
- De kielspeling is bij -5,6 m NAP op aanleg locaties voldoende groot zodat aanvullende bodembeschermende maatregelen niet nodig zijn (zie bijlage 1a).
- Uitgegaan wordt van een geotechnisch ontwerpprofiel waarbij mogelijk aanwezige onderwatertaluds niet wordt meegerekend. De opbouw van het waterbodemtalud is vaak niet bekend en daarom niet goede te beheren.
  Onderwatertaluds kunnen wel worden meegerekend wanneer het profiel voldoet aan het vaarwegprofiel (klasse Va) (zie bijlage 1a) en wanneer het een degelijke waterbouwkundige constructies betreft als onderdeel van de waterkering, ontworpen voor een levensduur van 50 jaar.

In tabel 2 zijn de as built 2011 en de waarde voor het toekomst vast vaarweg profiel per deeltraject weergegeven. In oranje velden is aangegeven welke waarde dan leidend is per deeltraject.

| Deeltraject | 2011<br>m NAP (ca.) | Toekomst vast<br>Vaarwegprofiel<br>m NAP |
|---|---|---|
| 1 (o.a. Scaniahaven) | n.v.t. | -5,6 |
| 1 (sec. Katwolderhaven) | -5,0 | -5,6 |
| 2B (Balkengat) | -3,0 | geen vaarweg |
| 2C (o.a. Varo) | -6,0 | -5,6 |
| 2D (o.a. Hornbach) | -6,0 | -5,6 |
| 3A | -4,8 | -5,6 |
| 3B | -4,7 | -5,6 |
| 4A (o.a. Leenman) | -4,9 | -5,6 |
| 4B (o.a. Prinses Margriet haven) | -4,7 | -5,6 |
| 4C | n.v.t. | -5,6 |
| 4D | n.v.t. | -5,6 |
| 5A | n.v.t. | geen vaarweg |
| 5B | n.v.t. | geen vaarweg |

*tabel 2, peilingen sanering 2011 versus toekomst vast vaarwegprofiel*

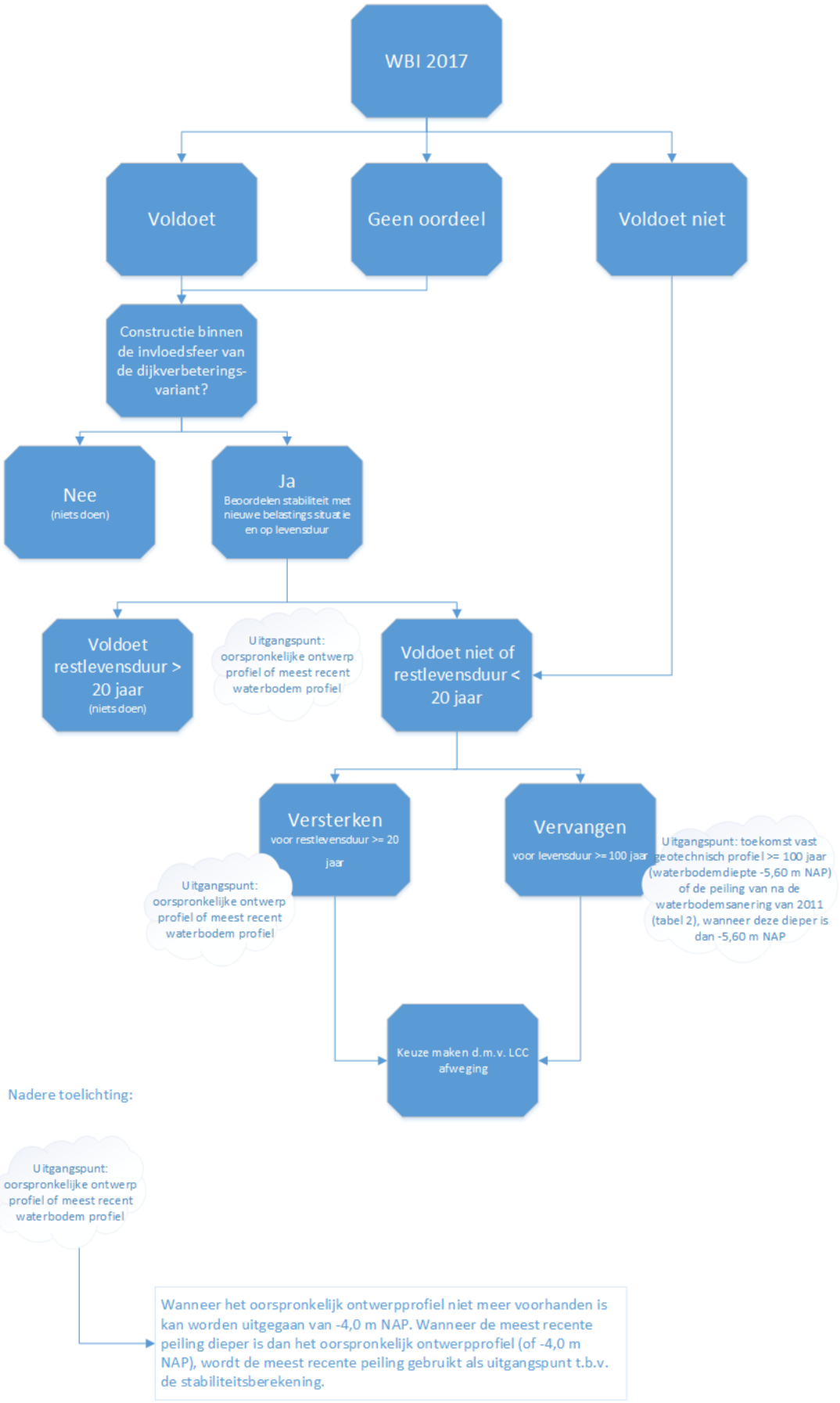
Overal kan worden uitgegaan -5,6 m NAP. Deze waarde voldoet aan het toekomst vast vaarwegprofiel en valt grotendeels binnen de waarden van de 'as built' van de sanering van 2011 (tekening 4 bijlage 2). Hierop zijn de volgende uitzonderingen waarvoor een ander profiel gehanteerd zou moeten worden:

- Op de locatie Varo & Hornbach zou een profiel van -6,0 m NAP gehanteerd moeten worden;
- Traject 2B (Balkengat) maakt geen deel uit van het vaarwegprofiel. Hier kan uitgegaan worden van -3,0 m NAP;
- Voor de diverse jachthavens in de deeltrajecten wordt uitgegaan van de -3,0 m NAP;
- In deeltraject 5 ligt de vaarweg relatief ver van de waterkering. Hier komen langsconstructies voor ter hoogte van gemaal Westerveld. Aanbevolen wordt hier aan te sluiten bij het actuele profiel ter plaatsen van ca. – 3,0 m NAP (nader te bepalen door peiling).

**Uitgangspunt geotechnisch ontwerpprofiel voor langs constructies met een beperkte rest levensduur**
Ook andere scenario's zijn denkbaar, waarbij met een beperkte investeringen een constructie voor slechts de restlevensduur wordt versterkt, bv voor een periode van ca. 30 jaar. Deze constructies beoordelen / ontwerpen aan de hand van een toekomst vast geotechnisch profiel (>=100 jaar) is te conservatief en leidt mogelijk tot kapitaal vernietiging. In dit soort gevallen wordt uitgegaan van het oorspronkelijk ontwerpprofiel. Uitgangspunt is dat de restlevensduur van de verbeterde langsconstructie >= 20 jaar. De keus tussen versterken of vervangen wordt o.a. gebaseerd op een LCC afweging.

In onderstaand stappenplan zijn de verschillende scenario's opgenomen om te komen tot het juiste geotechnisch ontwerpprofiel.

**Vervolg traject**
Deze notitie zal door het ontwerpteam worden gebruikt als uitgangspunt en op basis hiervan een sheet produceren met de uitkomsten per langsconstructie. Deze sheet zal seperaat door het DMT / DB worden vastgesteld.




Figuur 5, schema te hanteren uitgangspunten

# Bijlagen

**Bijlage 1**

- 1a (Notitie 2015 RWS, vaarwegprofiel): https://projecteninfra.duravermeer.nl/sites/1804499/DisciplineA/Memo-Profiel-ZwIJsselkan-20150223.pdf
- 1b: (behorend bij 1a): https://projecteninfra.duravermeer.nl/sites/1804499/DisciplineA/ProfielZw-IJsselkan-20150414-HV.pdf
- 1c: (aanvulling door RWS op de notitie 2015 (1a) van RWS): https://projecteninfra.duravermeer.nl/sites/1804499/DisciplineA/69a2ce0154644ee89f349f743c623af1@rws.nl.msg

**Bijlage 2**

- Tekening 1 t/m 9 (peilingen): https://projecteninfra.duravermeer.nl/sites/1804499/DisciplineA/Bijlage.zip

**Bijlage 3**

- Overzicht waterbodemdieptes t.p.v. bestande damwandconstructies
- http://projecteninfra/sites/1804499/DisciplineA/1804499-01227_v1.4.docx

# Bijlage 22. Memo hoogte waterkering Blaloweg (noordzijde)

# Memo

**Bestemd voor:**
**Opsteller:** Lisa de Gee
Vrijgave :

**Datum**
24 april 2020

**Referentie**
1804499-01226

**Versie**
1.0

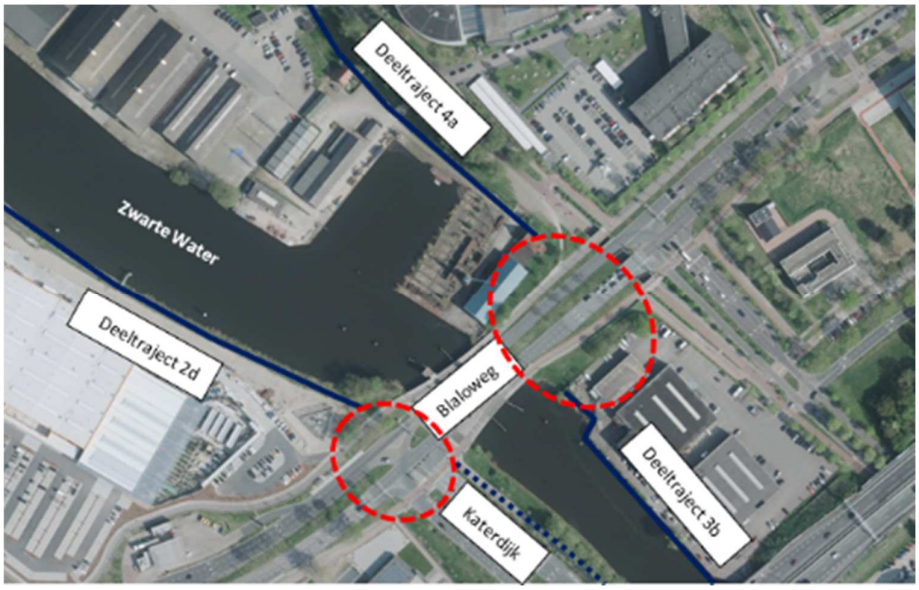
**Bladnummer**
1/20

**Onderwerp**

## Stadsdijken Zwolle: hoogte kruising waterkering en weglichaam Blaloweg (noordzijde)

# 1. Inleiding

De Blaloweg vormt een belangrijke verbinding over het Zwarte Water tussen het industrieterrein Voorst en de woonwijk Holtenbroek. De Blaloweg kruist zowel aan de noordzijde als aan de zuidzijde van het Zwarte Water de waterkering (rood omcirkeld in onderstaande figuur). Aan de noordzijde verbindt het weglichaam de deeltrajecten 3b en 4a en aan de zuidzijde geldt dit voor het deeltraject 2d en de Katerdijk. Opgemerkt wordt dat de Katerdijk buiten de scope van het dijkversterkingsproject Stadsdijken Zwolle valt.



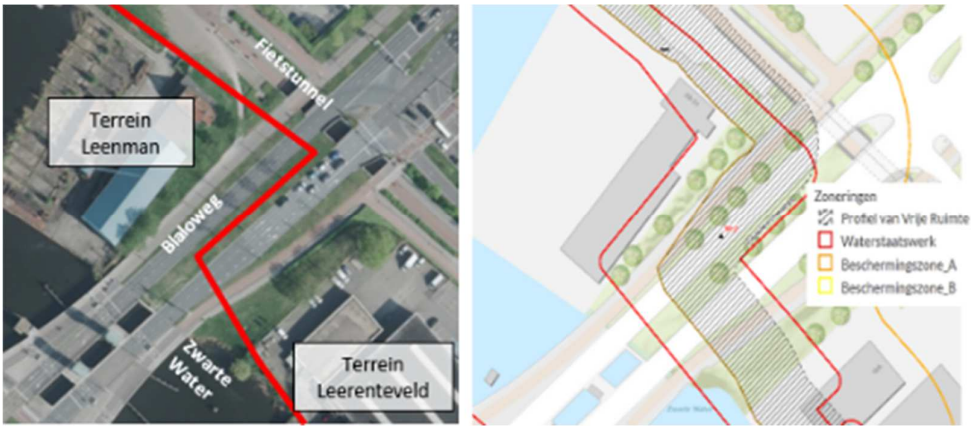

**Figuur 1.1 Kruising waterkering (rood omcirkeld) met kruising Blaloweg-Zwarte Water**

Deze memo gaat in op de situatie aan de noordzijde van het Zwarte Water, waar het weglichaam de deeltrajecten 3b en 4a verbindt; de keringlijn kruist het weglichaam.
Omdat dit weglichaam lager ligt dan de benodigde kruinhoogte voor het aansluitende deeltraject 4a, is dat aanleiding om deze situatie nader te beschouwen. Immers, de situatie is hier anders dan de aansluitende dijktrajecten, omdat de kering wordt gevormd door een hooggelegen breed grondlichaam.

Daarvoor volgt enerzijds een detailslag in de berekening van het HBN (benodigde kruinhoogte) voor deze specifieke locatie en anderzijds een beschouwing van welke belastingsituaties daadwerkelijk tot gevolgen kunnen leiden gezien het aanwezige grondlichaam.

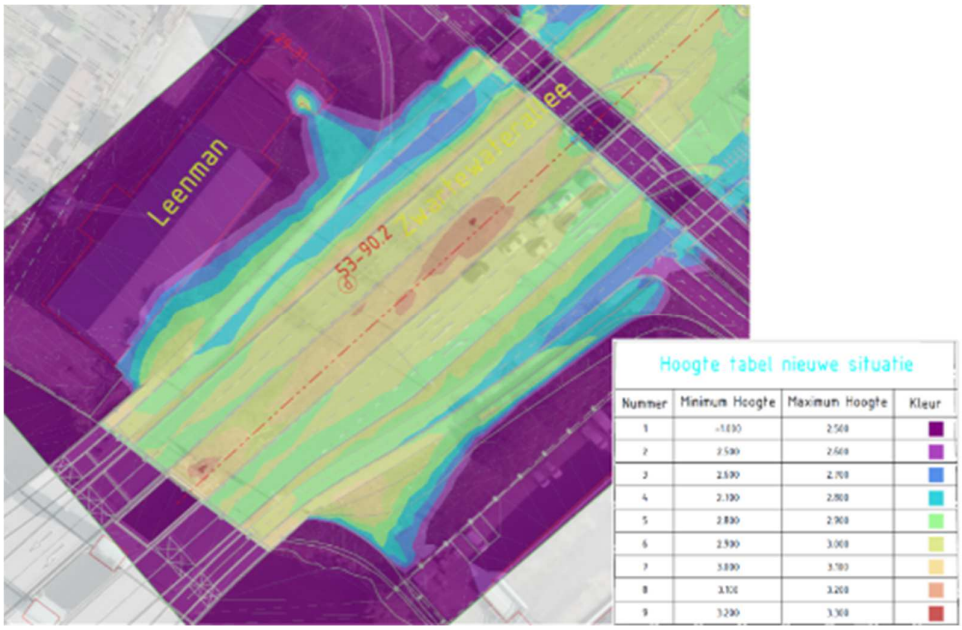
## 1.1 Situatie

Onderstaande figuren geven de huidige situatie: luchtfoto links en uitsnede uit de waterkeringlegger van WDODelta rechts. Zichtbaar is dat het weglichaam ligt ingeklemd tussen het Zwarte Water, de loods van Leenman, de fietstunnel onder de Blaloweg en het terrein van Leerentveld. Opgemerkt wordt dat de fietstunnel open is aan de bovenzijde.




**Figuur 1.2 Luchtfoto Blaloweg (waterkering in rode lijn) en legger WDODelta**

Onderstaande figuur geeft het actuele hoogtebeeld (op basis van inmeting voor dit project) van het noordelijk deel van de kruising van de Blaloweg met het Zwarte Water. Dit hoogtebeeld is ook opgenomen in bijlage 1.




**Figuur 1.3 Actueel hoogtebeeld Blaloweg**

Aangezien voor het aansluitende deeltraject 4a een HBN van NAP+3,17m is afgeleid leidt dat tot de vraag hoe hoog de kruising van de waterkering met het noordelijk deel van de kruising van het Zwarte water met de Blaloweg theoretisch moet zijn. Immers, omdat de vorm van de waterkering hier anders is dan de aansluitende kering aan de noordzijde (4a), lijkt het uiterst conservatief om te stellen dat de kruising van de waterkering een gelijke hoogte moet hebben. Dat volgt met name uit het feit dat er geen zichtbaar dijkprofiel aanwezig is, maar dat deze omhuld ligt in hogere grond: er is voor het grootste deel feitelijk geen buitentalud, kruin en binnentalud aanwezig. Daarom is specifiek voor dit weglichaam het HBN bepaald voor een kering met een 1:3 talud. Daaruit volgt een benodigde hoogte van NAP +3,0m in zichtjaar 2080 (zie bijlage 2).

## 1.2 Aanpak

Binnen deze memo wordt onderscheid gemaakt tussen het weglichaam zelf en de aansluitingstracés van het weglichaam op de deeltrajecten 3b en 4a.

**Beschouwing hoogte weglichaam (hoofdstuk 2)**
Deze memo worden de volgende stappen doorlopen:
*Stap 1: Beschouwing actuele hoogte weglichaam*
*Stap 2: Controle hoogte weglichaam o.b.v. benodigde kruinhoogte bij benadering als dijkprofiel (conservatieve insteek)*

Beschouwing van de kruising als dijkprofiel: tot welk jaar voldoet die hoogte?
Deze aanpak is conservatief, aangezien het profiel immers robuuster is dan een ‘gewoon’ dijkprofiel. Hiermee volgt het inzicht tot welk jaar de hoogte theoretisch (zeker) voldoet.
Wanneer uit stap 2 volgt dat er maatregelen nodig zijn:

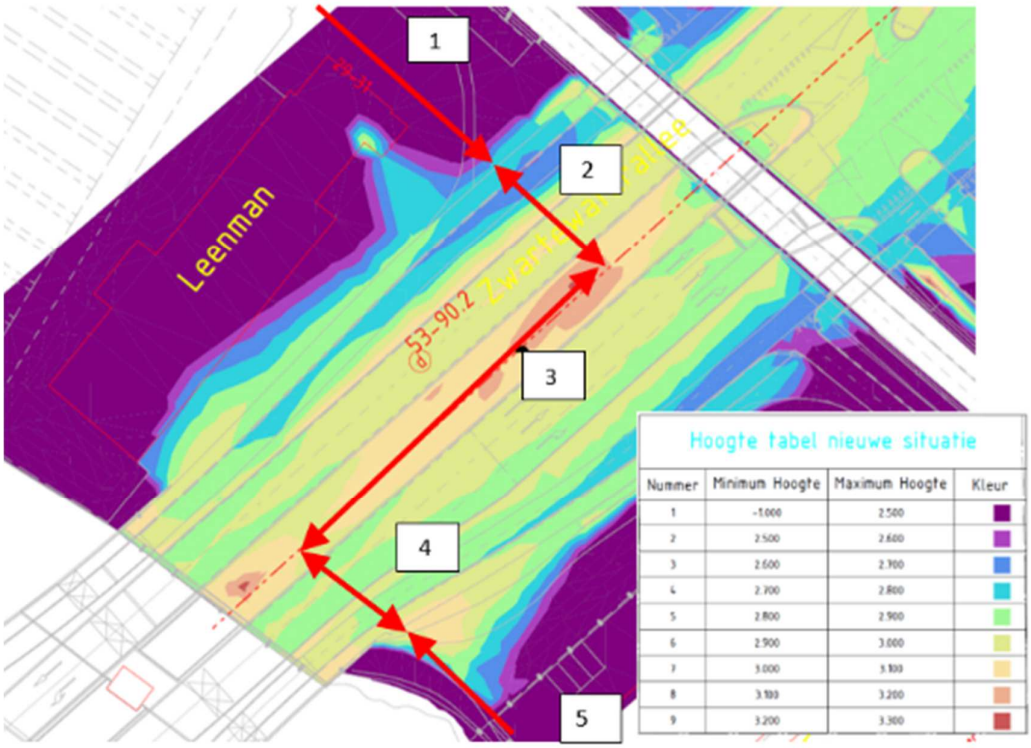
*Stap 3: Voorstel voor maatregelen weglichaam*
De verschillende mogelijkheden en de gevolgen daarvan worden doorgelopen.

**Aansluitingen weglichaam op deeltrajecten 3b en 4a (hoofdstuk 3 en 4)**
Voor de aansluitingen van het weglichaam op deeltraject 3b enerzijds en 4a anderzijds wordt beschouwd hoe met de ruimtelijke knelpunten in de beschikbare ruimte kan worden aangesloten.

# 2. Beschouwing hoogte weglichaam

## 2.1 Actuele hoogtesituatie

Omdat de hoogte varieert over het weglichaam wordt onderscheid gemaakt in de onderdelen 1 t/m 5, zie ook onderstaande figuur.

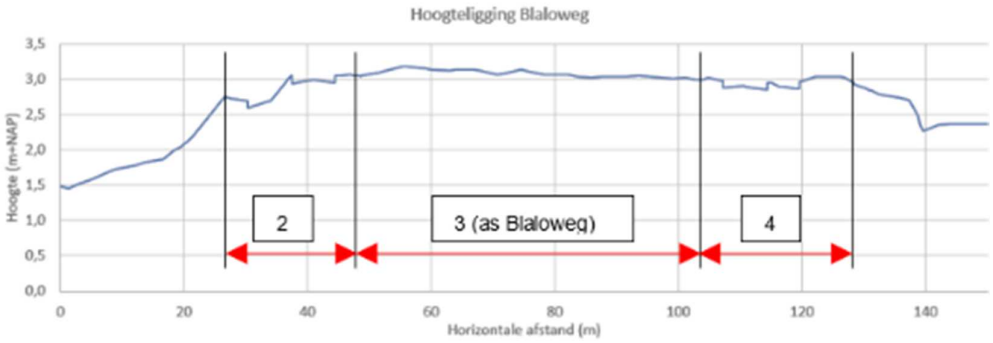



**Figuur 2.1 Actueel hoogtebeeld Blaloweg, inclusief onderdelen**

Binnen deze beschouwing zijn de onderdelen 2, 3 en 4 relevant. De actuele hoogteligging van deze onderdelen is als volgt:

2. Overgang tussen grondlichaam deeltraject 4a en as Blaloweg: verloopt van NAP+2,6 naar NAP+3,2m
3. As Blaloweg: tussen NAP+3,0m en NAP+3,3m
4. Overgang tussen as Blaloweg en grondlichaam deeltraject 3b: verloopt tussen NAP+2,8m en NAP+3,0m

Onderdelen 1 (aansluiting deeltraject 4a op Blaloweg) en onderdeel 5 (aansluiting deeltraject 3b op Blaloweg) worden in respectievelijk hoofdstuk 3 en 4 beschouwd.
Onderstaande figuur geeft het hoogteprofiel van de Blaloweg.




**Figuur 2.2 Hoogteprofiel Blaloweg**

## 2.2 Benodigde kruinhoogte vs. aanwezige hoogte

De benodigde kruinhoogte (HBN) is afhankelijk van de lengte van het voorland en de oriëntatie van de kering. Voor de drie onderdelen (2, 3 en 4) is vanwege de variatie van deze twee factoren separaat het HBN in de tijd bepaald. Bij het bepalen van het HBN is, analoog aan de rest van de waterkering binnen dit project, onderscheid gemaakt tussen twee scenario's: wateroverlast en graserosie. De toelichting bij de afleiding van deze HBN's en de relevantie van de scenario's per onderdeel is opgenomen in Bijlage 2. In onderstaande tabel is enkel het resulterende HBN opgenomen en voor welk scenario dit geldt (tweede en vierde kolom). Daarnaast geeft deze tabel de actuele hoogte van de verschillende onderdelen en tot welk zichtjaar dit voldoet (laatste twee kolommen).
Tot slot wordt bij onderstaande tabel opgemerkt dat de gepresenteerde HBN's gelden voor een situatie met een buitentalud met een helling van 1:3.

| Onderdeel | HBN [m+NAP] | Maatgevend HBN volgt uit scenario: | Huidige hoogte [m+NAP] | Voldoet tot zichtjaar |
|---|---|---|---|---|
| 2: overgang DT4a/landhoofd | 3,0 | Wateroverlast | 2,60 tot 3,10 (gemiddeld circa 2,80) | 2055 |
| 3: as Blaloweg | 3,0 | Graserosie/ wateroverlast | 3,00 tot 3,20 | 2080 |
| 4: overgang DT3b/landhoofd | 3,0 | Graserosie/ wateroverlast | 3,00* | 2080 |

* opgemerkt wordt dat de hoogte verloopt tussen NAP+2,8 en +3,0m. Echter, de laaggelegen delen (rijbaan en fietspad) zijn omsloten door delen die tenminste op NAP+3,0m liggen.

## 2.3 Mogelijke maatregelen

Op basis van bovenstaande beschouwing wordt geconcludeerd dat:

a) De as van de Blaloweg (onderdeel 3) en de overgang naar deeltraject 3b voldoende hoog liggen tot zichtjaar 2080.
b) De overgang richting deeltraject 4a (onderdeel 2) voldoet niet aan het HBN. Dit deel voldoet tot circa 2055.

Bovenstaande maakt dat voor onderdelen 3 en 4 (as Blaloweg en overgang naar deeltraject 3b) geen maatregelen nodig zijn. De situatie voldoet tot zichtjaar 2080. Voor onderdeel 2 (overgang naar deeltraject 4a) is dat niet het geval en volgen drie opties:

1. Geen maatregelen treffen en in de periode van 2055 tot 2080 meer overslag toestaan

2. Het treffen van maatregelen uitstellen tot uiterlijk circa 2050 en aanpassing meenemen in toekomstig regulier onderhoud/reconstructie Blaloweg
3. Nu maatregelen treffen als onderdeel van de dijkversterking Stadsdijken Zwolle

Ad 1
Wanneer geen maatregelen getroffen worden voldoet de hoogte tot circa 2055 bij een overslagdebiet van 10 l/s/m. Na 2055 neemt het overslagdebiet geleidelijk toe tot circa 85 l/s/m in 2080.

***Gevolgen groter overslagdebiet***
*Als gevolg van het hoogtetekort vanaf 2055 neemt vanaf deze periode het waterbezwaar geleidelijk toe tot een maximum van 85 l/s/m in zichtjaar 2080. Het toestaan van dit overslagdebiet geeft bij een stormduur van 4 uur[1] een extra waterbezwaar van 27.000 m³ (14400 seconden x 75 l/s/m x 25 m). Ter vergelijking: bij een stormduur van 4 uur geeft een overslagdebiet van 10 l/s/m' over deeltraject 4a t/m 5b (circa 4,5 km) een instromend volume van 6.500.000 m³. Van dit volume is eerder bepaald dat dit een gemiddelde inundatiediepte in het achterliggende gebied van nog geen 0,2m geeft (circa 0,18 m, zie ook bijlage 9 bij de TUN[2]). Het toestaan van een hoger overslagdebiet bij de Blaloweg geeft een toename van het instromende debiet van circa 0,4% (obv conservatieve beschouwing). Ingeschat wordt dat, met dit extra instromende volume, de gemiddelde inundatiediepte onder de 0,2m blijft.*

Als binnen dit scenario het gebouw van Leenman in de legger kan worden meegenomen als voorwaarde voor golfdemping, zal het hoogtetekort en daarmee het overslagdebiet afnemen. Dit zou bij dit scenario in de komende jaren overwogen kunnen worden.

Ad 2
De verwachting is dat tussen nu en 2050 regulier onderhoud dan wel reconstructie van de Blaloweg plaats vindt. Op dat moment kan verhoging van het grondlichaam worden meegenomen. De noordelijke rijbaan moet in dat geval 20 centimeter verhoogd worden en het voet- en fietspad tot 40 centimeter.

Ad 3
In dit scenario zal de noordelijke rijbaan 20 centimeter verhoogd moeten worden en het voet- en fietspad circa 40 centimeter. Inpassing hiervan in combinatie met de dwangpunten zoals de fietstunnel, de brug over het Zwarte water en de opstelstroken voor de verkeersregelinstallatie (VRI) voor de kruising Blaloweg/Burgemeester Roelenweg/ Zwartewaterallee geeft een zeer complexe opgave. De bovenbelasting op de tunnel kan niet toenemen, er zijn maximale hellingspercentages gedefinieerd voor opstelstroken bij VRI's en aan de zuidwestkant vormt de brug een vaste hoogte. Ophoging van de rijbaan zou onder de wegfundering plaats moeten vinden wat leidt tot het uitnemen van de volledige verhardingsconstructie van de rijbaan en het uit bedrijf nemen van de VRI. Op één van de drukste verkeersknooppunten in Zwolle leidt dit tot grote verkeershinder met mogelijke terugslag tot op de hoofdrijbaan van de A28 ter plaatse.

[1] Zeer conservatieve inschatting, zie ook bijlage 9 bij de TUN
[2] Dijkteam Alliantie Zwolle, Technische Uitgangspunten Notitie (TUN), 7 oktober 2019

# 3. Aansluiting deeltraject 4a op Blaloweg (onderdeel 1)

## 3.1 Actuele (hoogte)situatie en benodigde kruinhoogte

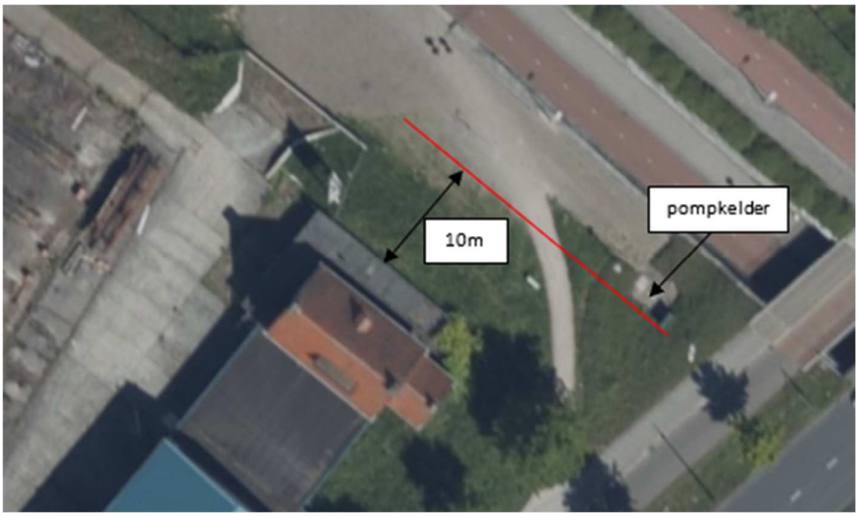
De waterkering op deeltraject 4a (grofweg gelegen tussen Blaloweg en Obrechtstraat) bestaat uit een grondlichaam die wordt opgehoogd naar NAP+3,35m. Dit HBN volgt uit een berekend HBN van NAP+3,17m voor het maatgevende deel van het gehele traject + een modelleertoeslag van 0,15m en afronding naar boven.
Het tracé tussen de Blaloweg en de eerste coupure behelst een complexe inpassingsopgave die in het detailonderzoek naar de hoogteligging van de Blaloweg kan worden meegenomen (rood omcirkeld in onderstaande figuur). Voor dit deeltraject geldt eveneens een HBN van NAP+3,0m.

Uit gevoeligheidsanalyses blijkt dat het HBN voor onderdeel 3 van het weglichaam representatief is voor deze strekking (zie bijlage 3). Het verschil met de rest van deeltraject 4a (0,35m) volgt uit de aanwezigheid van voorland en de keuze de modelleertoeslag niet mee te nemen in het ontwerp (maatwerklocatie).



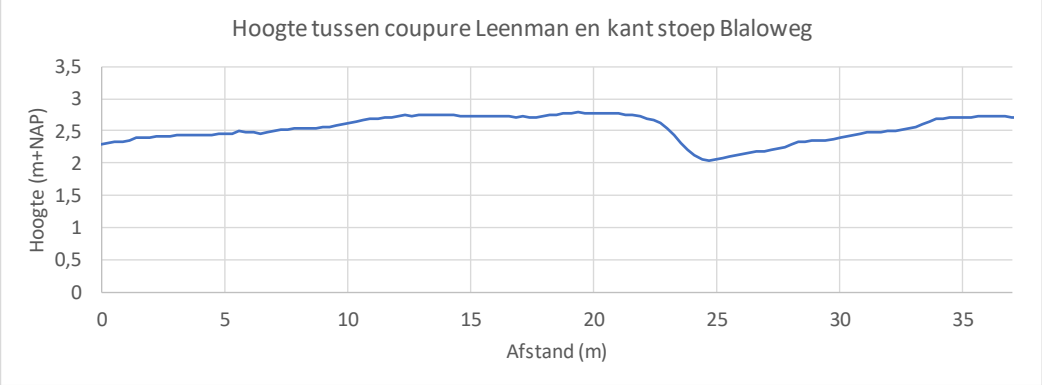
**Figuur 3.1 Situatie rondom aansluiting deeltraject 3b op Blaloweg**

Knelpunten voor deze aansluiting zijn enerzijds de pompkelder van de fietstunnel onder de Blaloweg en anderzijds het pand van Leenman. De afstand tussen de lijn vanaf de rand van de pompkelder tot aan het pand van Leenman is circa 10 meter (zie ook onderstaande figuur).




**Figuur 3.2 Afstand lijn pompkelder tot pand Leenman (ruimte voor inpassing waterkering)**

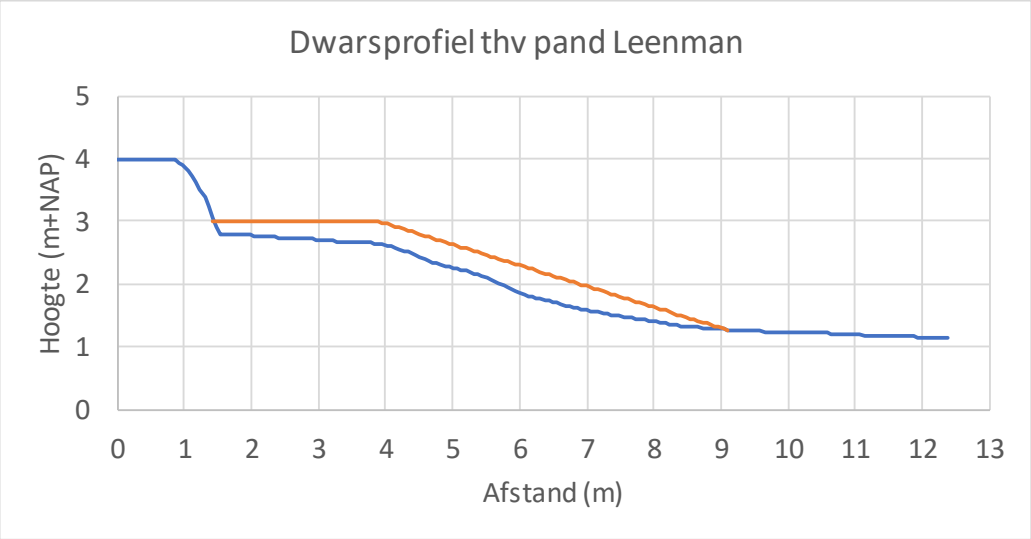
Op dit moment ligt de kruin van de waterkering direct tegen het pand van Leenman aan. De kruin heeft hier een hoogte van circa NAP+2,30m tot circa NAP+2,80m, met een zonk (diepste punt circa NAP+2,0m) aan de zuidwestelijke zijde van het 'olifantenpaadje' tussen de Blaloweg en de industrieweg.




**Figuur 3.3 Hoogteprofiel (kruinlijn en het verlengde daarvan) tussen coupure Leenman en kant stoep Blaloweg**

## 3.2 Inpassing aansluiting

Het verhogen van de kruin langs het pand van Leenman geeft met behoud van de huidige kruinbreedte (circa 2,5m) en een talud van 1:3 een binnenteen op circa 9 meter vanaf het pand van Leenman.




**Figuur 3.4 Dwarsprofiel thv pand Leenman (gestippelde lijn in Figuur 3.1), blauwe = huidig, oranje = bij kruin NAP+3,0m en binnentalud 1:3**

Een afstand van circa 9 meter tussen het pand van Leenman en de binnenteen maakt dat wanneer gekozen wordt voor aansluiting van de waterkering in een rechte lijn tussen de coupure en de Blaloweg (dus haaks op Blaloweg) precies inpasbaar is, mits de pompkelder enige horizontale belasting kan weerstaan of dat deze belasting middels een constructie opgevangen kan worden. Het maaiveld rondom de pompkelder ligt relatief hoog (circa NAP+1,5m), wat maakt dat het talud minder lang wordt en de afstand tot binnenteen en pompkelder vergroot. Opgemerkt wordt dat de afstand tot de pompkelder (circa 0,5m) ook nog verruimd kan worden door de kruin te versmallen tot 2 meter. Hierdoor ontstaat circa 1 meter extra ruimte tot de pompkelder. Daarnaast is het een optie om aan te sluiten met een knik in het tracé na het pand van Leenman in plaats van haaks op de Blaloweg, zoals in onderstaande figuur is weergegeven.



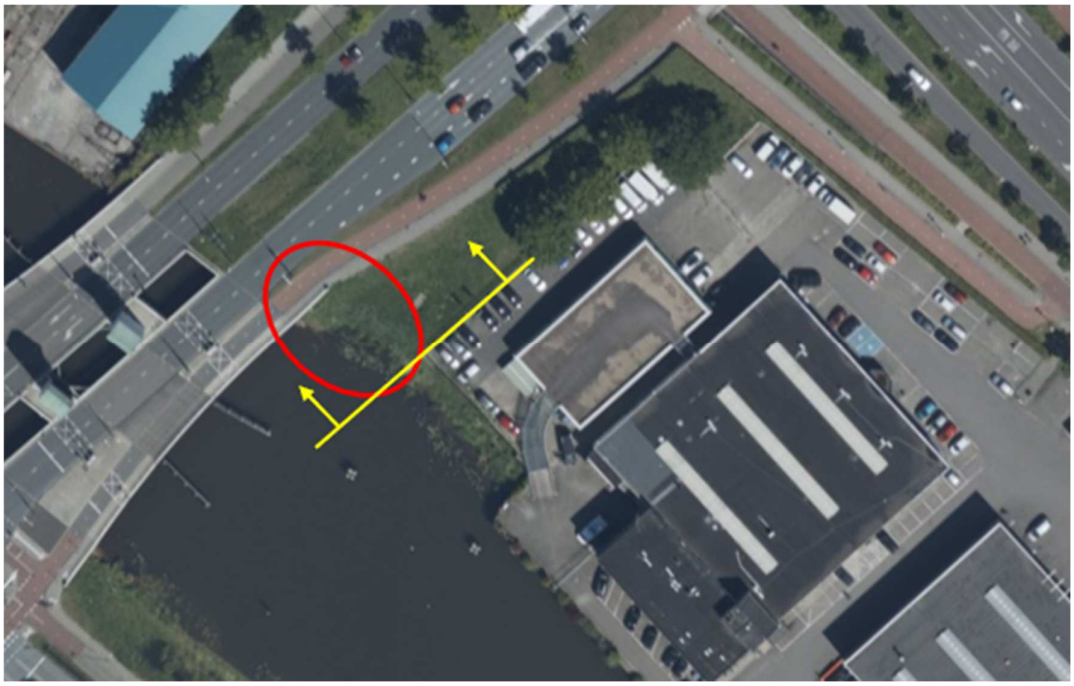
**Figuur 3.5 Aansluiting tussen coupure Leenman en Blaloweg met een geknikt tracé**

*Conclusie*
Aan de hand van bovenstaande grove beschouwing op basis van actuele maaiveldhoogtes volgt dat inpassing van de waterkering met een kruinhoogte van NAP+3,0m mogelijk met zeer beperkte impact op de pompkelder van de fietstunnel plaats kan vinden. De komende periode volgt uitwerking van deze aansluiting op een hoger detailniveau om de mogelijkheden beter in beeld te brengen.

# 4. Aansluiting deeltraject 3b op Blaloweg (onderdeel 5)

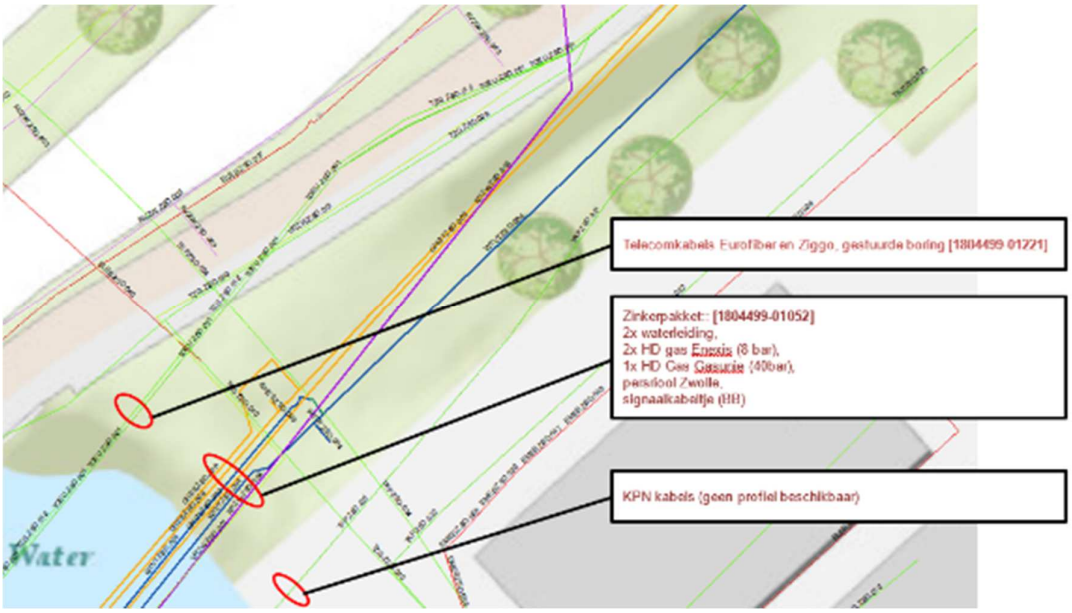
## 4.1 Actuele (hoogte)situatie en benodigde kruinhoogte

Binnen het grootste deel van deeltraject 3b wordt de huidige damwand vervangen door een nieuwe damwand met een grotere kerende hoogte. Het tracé van deze constructie is in onderstaande figuur weergegeven. Voor de aansluiting van deeltraject 3b op de Blaloweg wordt het deel tussen deze damwand en de Blaloweg beschouwd (rood omcirkeld in onderstaande figuur).



**Figuur 4.1 Situatie rondom aansluiting deeltraject 3b op Blaloweg**

Parallel aan de Blaloweg liggen kabels en leidingen (zie onderstaande figuur) waarvan verlegging in principe onwenselijk is als dat voorkomen kan worden. Dat betekent dat direct aan de Blaloweg (boven het tracé van met name de leidingen) een oplossing in grond sterk de voorkeur heeft ten opzichte van een oplossing met constructies.




**Figuur 4.2 Kabels en leidingen naast Blaloweg**

Direct aansluitend op de Blaloweg wordt daarom uitgegaan van het realiseren van een grondkering.

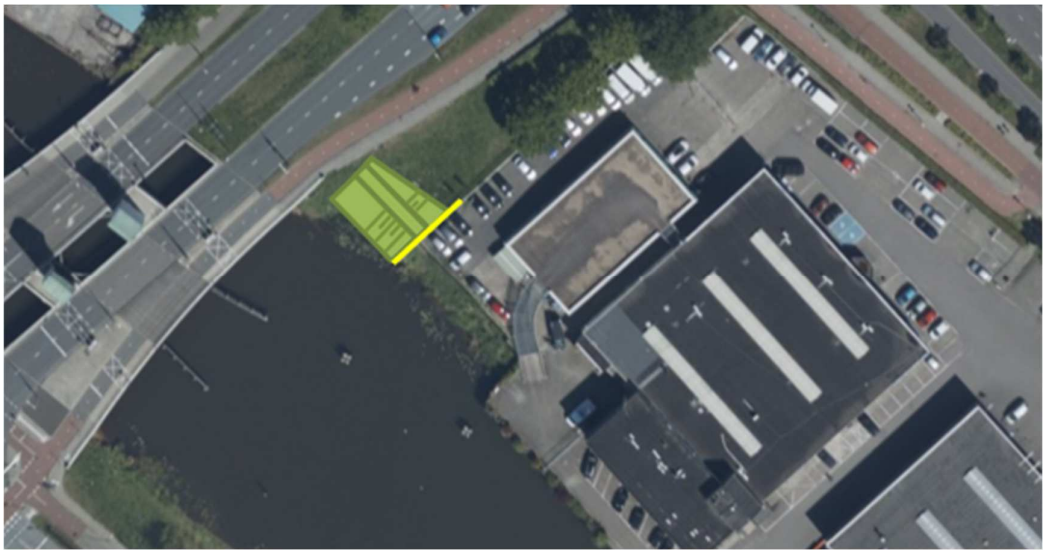
Het HBN voor deze strekking bedraagt NAP+2,90m in zichtjaar 2080 (zie bijlage 2).

## 4.2 Varianten voor aansluiting

Voor de aansluiting tussen dit grondlichaam en de damwand ter hoogte van het terrein van Leerentveld zijn drie varianten beschouwd. Deze varianten worden hieronder toegelicht met een beschrijving van de inpassingsmogelijkheden.

***Variant 1***

*Een grondlichaam langs de waterzijde en aansluiten op de Blaloweg enerzijds en de constructie langs Leerentveld anderzijds.*



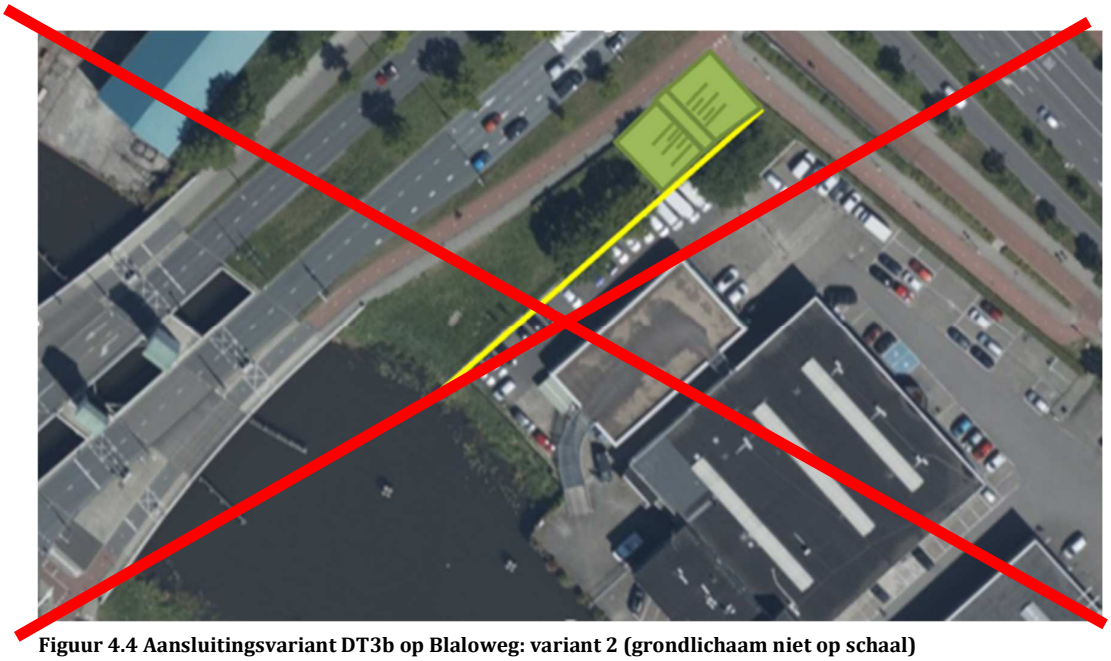
**Figuur 4.3 Aansluitingsvariant DT3b op Blaloweg: variant 1 (grondlichaam niet op schaal)**

Voor het grondlichaam boven de leidingen geldt een hoogtetekort tot 50 centimeter: het maaiveld ligt hier op circa NAP+2,80m aflopend naar NAP+2,40m bij het hek op de perceelsgrens van Leerentveld, terwijl hier een HBN van NAP+2,90m geldt. Boven de leiding geldt een hoogtetekort van circa 30 centimeter. Vanwege de aanwezigheid van een veenlaag in de ondergrond wordt ingeschat dat de impact van lokaal aanbrengen van een extra verhoging van maximaal 50 centimeter boven de leiding onacceptabel is. Om verticale verplaatsing van de leiding als gevolg van deze ophoging te voorkomen, wordt een overkluizingsconstructie meegenomen in het ontwerp.

***Variant 2***

*De damwand doorzetten 'om de hoek' langs Leerentveld en 'achterlangs' met grondlichaam aansluiten op de Blaloweg.*

Binnen deze variant wordt de damwand langs het perceel van Leerentveld doorgezet, ook de hoek om, analoog aan de oplossing die in het VKA is opgenomen. Vanwege de kabels en leidingen is de optie om de damwand om Leerentveld heen te zetten niet wenselijk vanwege het aanbrengen van een constructie in de grond vlak langs het leidingtracé. Daarnaast moet het aansluitende grondlichaam op de Blaloweg aanzienlijk hoger worden dan in voorgaande varianten vanwege het lagere maaiveld (ca. NAP+1,60m langs perceelgrens Leerentveld). Dat maakt dat een ophoging van circa 1,3m nodig is om te voldoen aan de benodigde kruinhoogte, wat leidt tot een zwaardere overkluizing. Om bovengenoemde redenen is dit **geen realistische** variant.



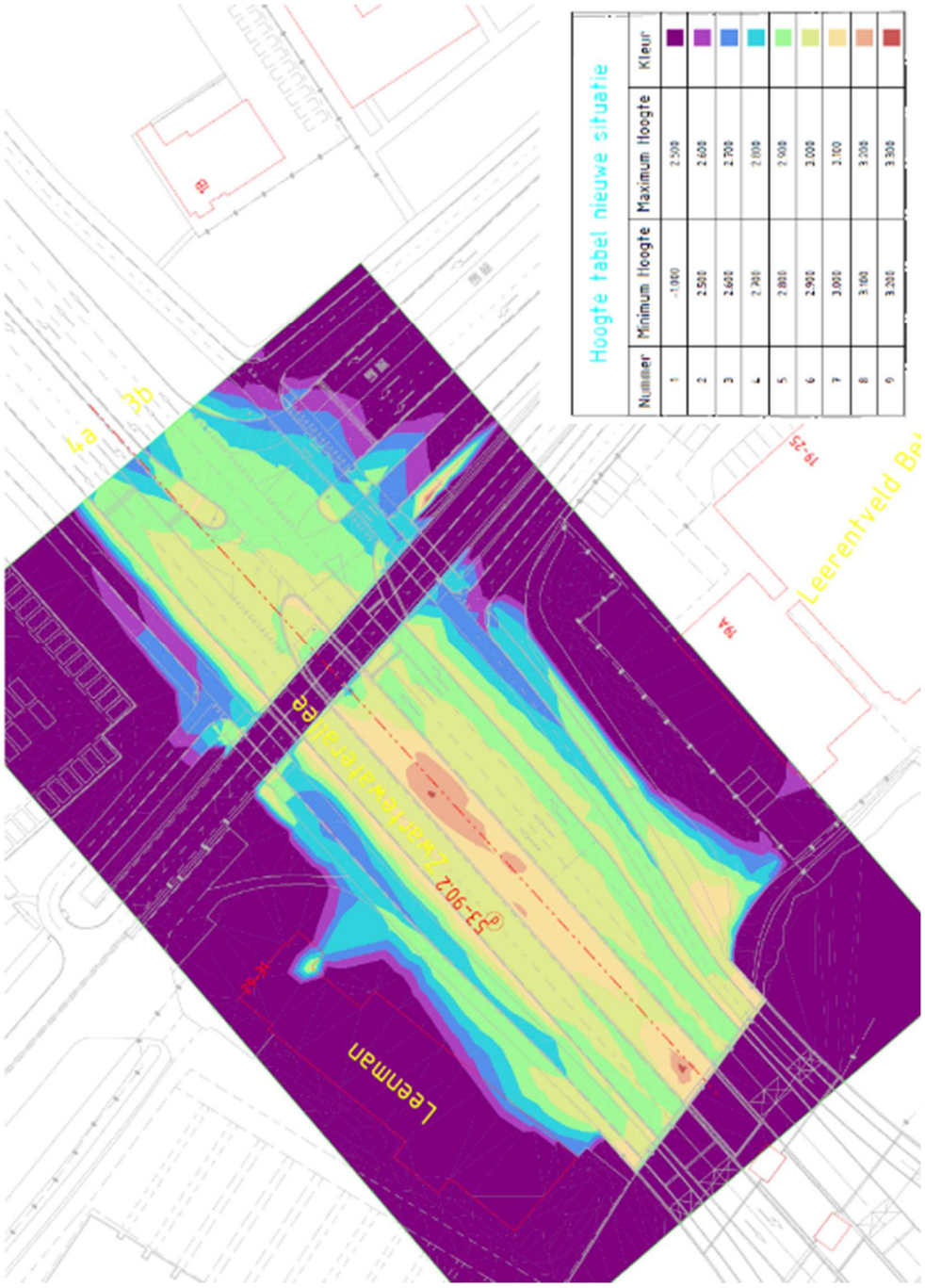
**Figuur 4.4 Aansluitingsvariant DT3b op Blaloweg: variant 2 (grondlichaam niet op schaal)**

# 5. Besluit

In het DMT van 21 april 2020 is besloten de ophoging van de overgang tussen de as van de Blaloweg richting deeltraject 4a (onderdeel 2) uit te stellen[3]. Daarbij wordt geprobeerd om, in afstemming met Gemeente Zwolle, aan te sluiten bij een geplande of nog te plannen reconstructie of groot onderhoud van de weg om zo maatschappelijke kosten laag te houden.

[3] Notulen van deze vergadering zijn opgenomen in Relatics

# Bijlage 1 Actueel hoogtebeeld rondom landhoofd



# Bijlage 2 Bepaling HBN

Voor dit specifieke traject zijn aanvullende HBN-berekeningen uitgevoerd. Hier voor is gebruik gemaakt van Riskeer.

**Algemene uitgangspunten**

*Software en database*

De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald met behulp van Riskeer 19.1.1.2. De hydraulische belastingdatabase *WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite* is gebruikt. Voor de belastingsstochasten is gebruik gemaakt van *hlcd.sqlite (voor zichtjaar 2023)*, *hlcd_W_2050.sqlite (voor zichtjaar 2050)* en *hlcd_W_2100 (voor zichtjaar 2100)*.

*Scenario's*

Conform de aanpak voor het dijkenspoor zijn twee HBN's afgeleid in het zichtjaar 2080 (voor locatie aansluiting Blaloweg met deeltraject 4a):

1. voor graserosie kruin en binnentalud bij doorsnede-eis (1/12.500 per jaar)
2. voor situatie wateroverlast in het achterland op basis van waterbezwaar van 10 l/s/m' bij trajectnorm (1/3.000 per jaar)

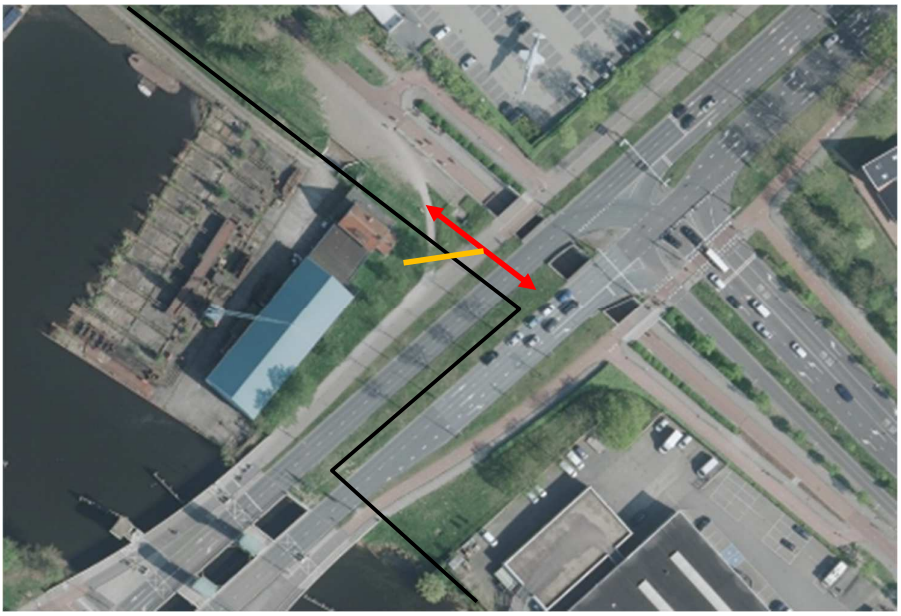
Verdere achtergronden bij deze scenario's zijn nader omschreven in bijlage 9 bij het TUN [ref]. De grootste toename in de tijd volgt uit de peilstijging van het IJsselmeer (30 cm in periode 2050-2080). Voor deze beschouwing is conservatief aangenomen dat het berekende HBN in zichtjaar 2100 ook geldt voor zichtjaar 2080. Feitelijk geeft dat een lichte overschatting van het HBN. Echter, uit gevoeligheidsanalyses blijkt dat de toename van het HBN in de periode 2080-2100 als gevolg van het toepassen van KNMI-klimaatscenario W+ zeer beperkt is (ordegrootte enkele centimeters).

**Resultaten**

*Onderdeel 1 (aansluiting landhoofd Blaloweg op deeltraject 4a)*

Het HBN voor onderdeel 3 is representatief voor deze strekking. Onderdeel 2 is niet representatief omdat daar graserosie niet relevant is vanwege de afwezigheid van een kruin en binnentalud. Omdat binnen deze strekking wel een kruin en binnentalud aanwezig is, is de berekening voor onderdeel 3 representatief.

*Onderdeel 2 (overgang Blaloweg naar DT4a)*

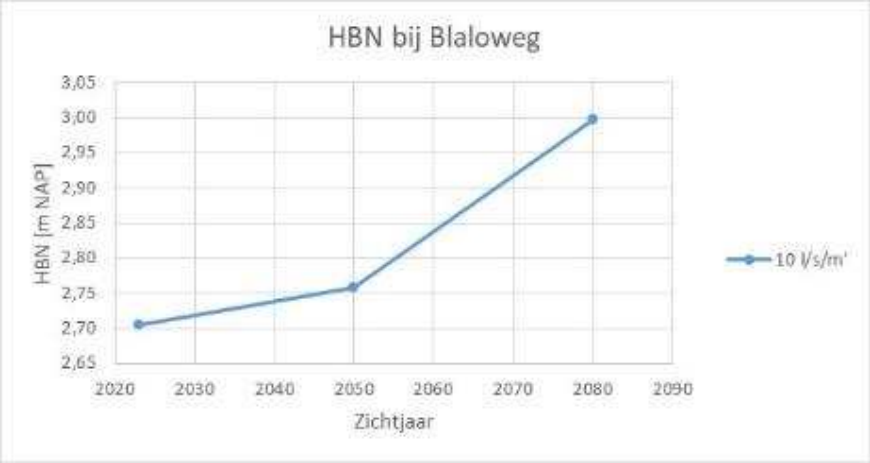


**Figuur B1.1 Onderdeel 2 aangegeven met rode pijl, berekende dwarsprofiel oranje weergegeven**

Binnen onderdeel 2 is het scenario graserosie kruin en binnentalud niet relevant: dat maakt dat overslaand water rustig in de ruimte verspreid in plaats van de versnellende watergolf op een binnentalud. Overslag kan daardoor niet tot graserosie leiden en dus niet tot falen van de kering. Wel is het scenario wateroverlast in het achterland als gevolg van het waterbezwaar bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' relevant, zeker gezien de achterliggende open fietstunnel. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- met de aanwezigheid van 25m voorland (conservatieve inschatting)
- een buitentalud van 1:3
- de loods van Leenman die de golven in de praktijk dempt, is niet meegenomen.

Met bovenstaande uitgangspunten volgt een HBN van NAP+3,0m in zichtjaar 2080. Onderstaande grafiek geeft het HBN weer in de tijd.



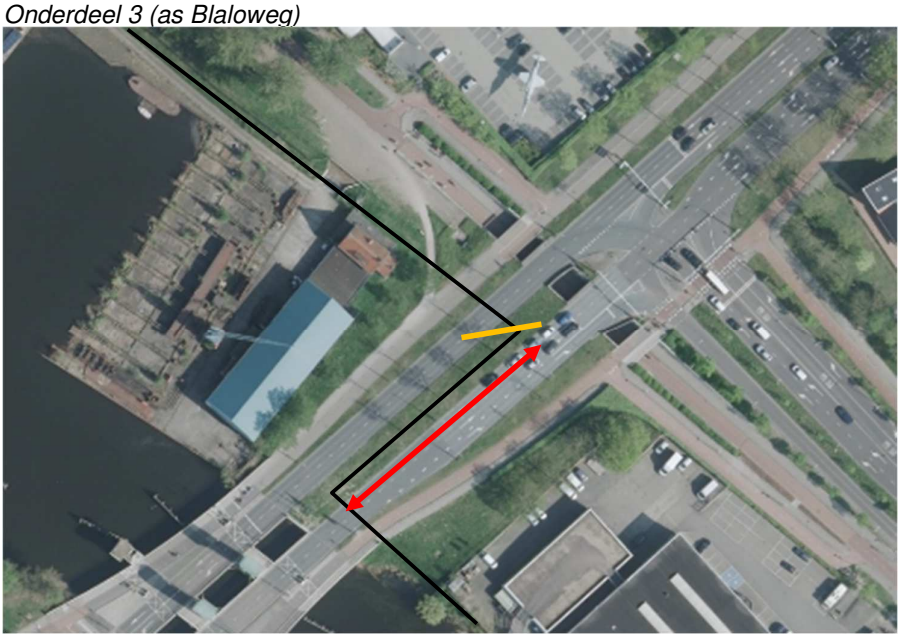

**Figuur B1.2 HBN in de tijd voor scenario wateroverlast a.g.v. 10 l/s/m'**

In bovenstaande bepaling van het HBN is de golfdempende werking van het pand van Leenman niet meegenomen. Zolang het pand van Leenman aan de westzijde van het landhoofd aanwezig is, is de golfbelasting op het landhoofd zeer beperkt. Het landhoofd ligt immers in de luwte van deze bebouwing. De overschatting die het niet meenemen van deze bebouwing geeft is echter lastig te kwantificeren en wordt daarom in deze fase niet kwantitatief gemaakt.

Het aanhouden van een buitentalud van 1:4 geeft een afname van het HBN in 2080 van 8 cm: NAP+2,92m ipv NAP+3,0m.

Onderdeel van deze HBN's is een golfhoogte van circa 0,5 m. In 2080 wordt deze golfhoogte gecombineerd met een waterstand van circa NAP+2,5m.

*Onderdeel 3 (as Blaloweg)*

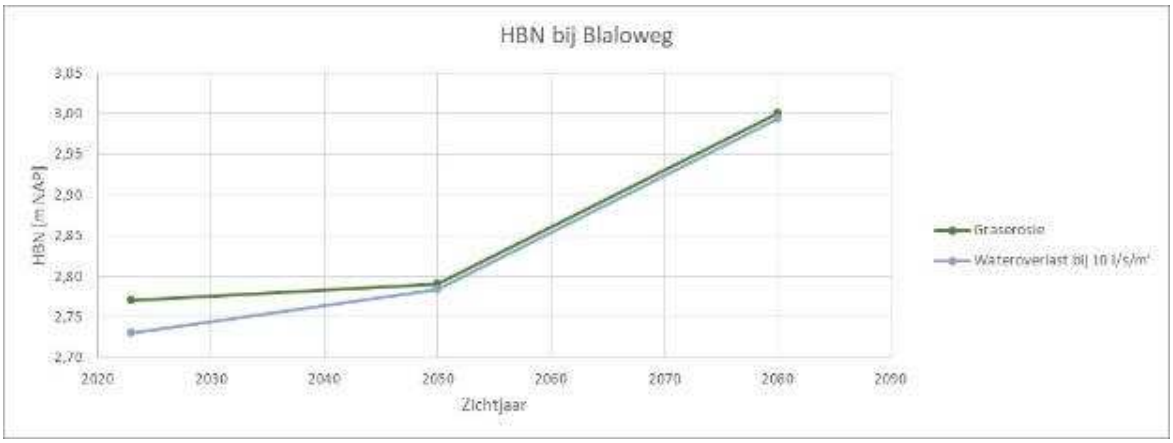


**Figuur B1.3 Onderdeel 3 aangegeven met rode pijl, berekende dwarsprofiel oranje weergegeven**

Binnen onderdeel 3 is het scenario graserosie kruin en binnentalud wel relevant. Hier is immers een binnentalud aanwezig. Dat maakt dat beide scenario's (graserosie en wateroverlast) relevant zijn. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- met de aanwezigheid van 25m voorland (conservatieve inschatting)
- een buitentalud van 1:3
- de loods van Leenman die de golven in de praktijk dempt, is niet meegenomen.

Met bovenstaande uitgangspunten volgt voor beide scenario's een HBN van NAP+3,0m in zichtjaar 2080. Onderstaande grafiek geeft het HBN weer in de tijd. In deze grafiek is zichtbaar dat het verloop van het HBN in de tijd tussen beide scenario's sterk verschilt.

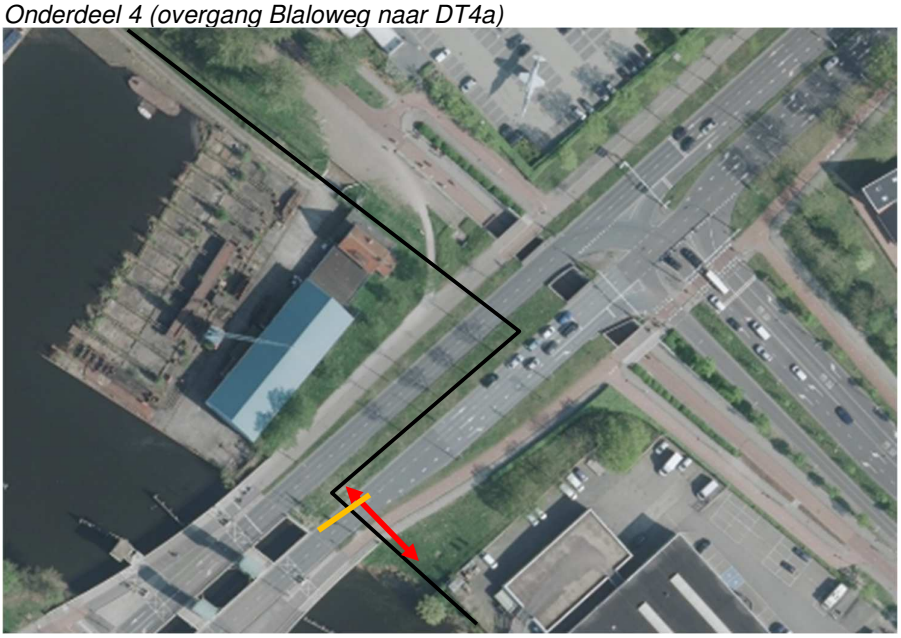



**Figuur B1.1 HBN in de tijd voor beide scenario's**

In bovenstaande bepaling van het HBN is de golfdempende werking van het pand van Leenman niet meegenomen. Zolang het pand van Leenman aan de westzijde van het landhoofd aanwezig is, is de golfbelasting op het landhoofd zeer beperkt. Het landhoofd ligt immers in de luwte van deze bebouwing. De overschatting die het niet meenemen van deze bebouwing geeft is echter lastig te kwantificeren en wordt daarom in deze fase niet kwantitatief gemaakt.

Onderdeel van deze HBN's is een golfhoogte van circa 0,5 m. In 2080 wordt deze golfhoogte gecombineerd met een waterstand van circa NAP+2,5m.

*Onderdeel 4 (overgang Blaloweg naar DT4a)*



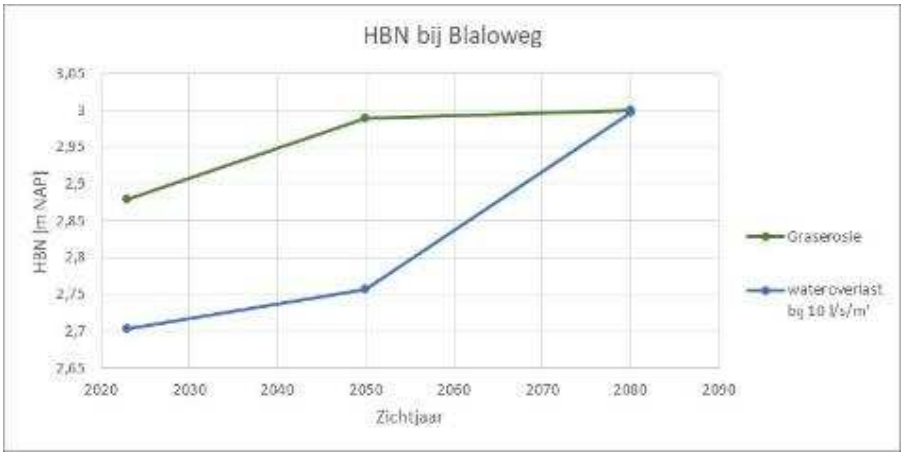
**Figuur B1.4 Onderdeel 4 aangegeven met rode pijl, berekende dwarsprofiel oranje weergegeven**

Binnen onderdeel 4 is het scenario graserosie kruin en binnentalud wel relevant al is dat arbitrair. Het talud richting het terrein van Leerentveld is immers meer onderdeel van onderdeel 3 (as Blaloweg), maar als over het stukje binnen onderdeel 4 overslag optreedt, vindt er enige waterafstroming plaats het talud af. Dat maakt dat conservatief wordt aangenomen dat beide

scenario's (graserosie en wateroverlast) relevant zijn. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- een buitentalud van 1:3
- het brugdek dat de golven in de praktijk dempt, is niet meegenomen.

Met bovenstaande uitgangspunten volgt voor beide scenario's een HBN van NAP+3,0m in zichtjaar 2080. Onderstaande grafiek geeft het HBN weer in de tijd. In deze grafiek is zichtbaar dat het verloop van het HBN in de tijd tussen beide scenario's sterk verschilt.

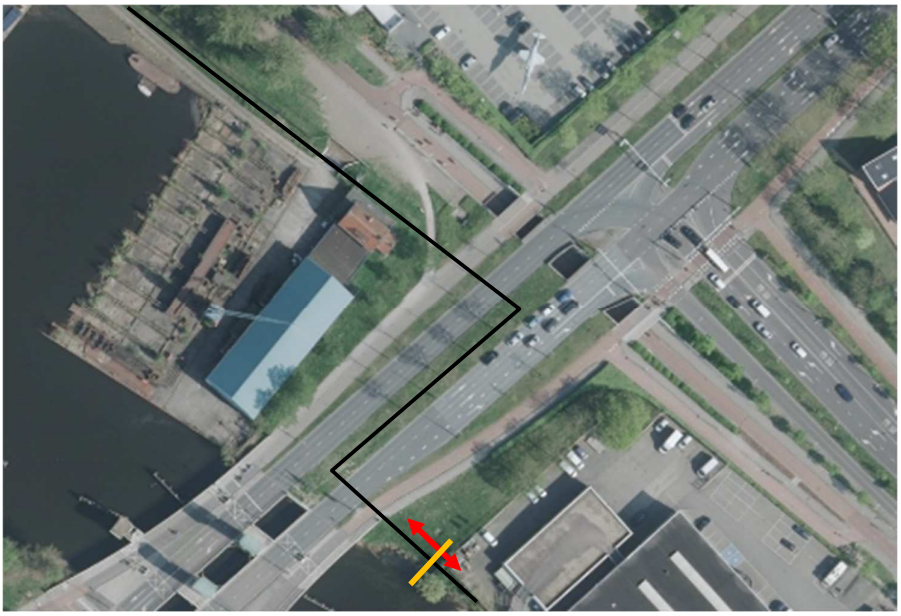



**Figuur B1.1 HBN in de tijd voor beide scenario's**

In bovenstaande bepaling van het HBN is de golfdempende werking van het brugdek niet meegenomen. Zolang het brugdek aanwezig is, is de golfbelasting op het landhoofd zeer beperkt. De overschatting die het niet meenemen van deze bebouwing geeft is echter lastig te kwantificeren en wordt daarom in deze fase niet kwantitatief gemaakt. Opgemerkt wordt dat er over dit deel in feite geen buitentalud aanwezig is, maar het is te conservatief om te stellen dat het een verticale constructie betreft (geeft een nog sterkere overschatting van het HBN). Daarom wordt het berekende HBN bij een buitentalud van 1:3 passender verondersteld voor deze situatie.

Onderdeel van deze HBN's is een golfhoogte van circa 0,5 m. In 2080 wordt deze golfhoogte gecombineerd met een waterstand van circa NAP+2,5m.

*Onderdeel 5 (aansluiting landhoofd op deeltraject 3b)*

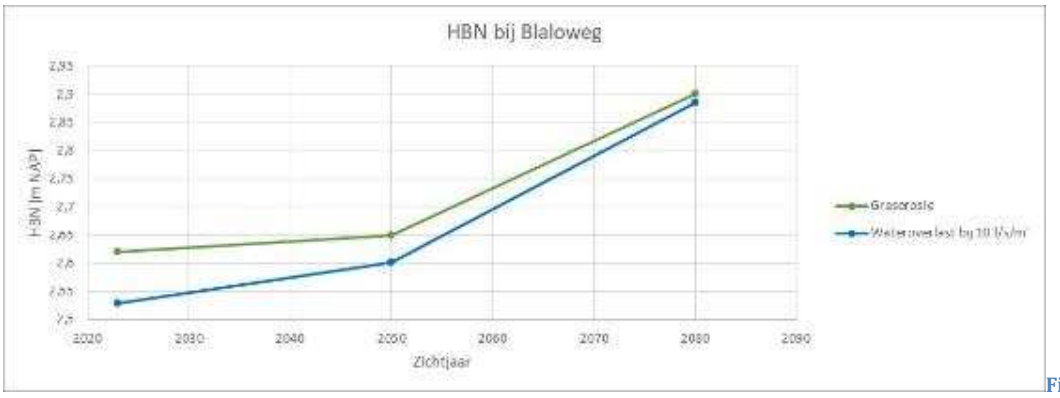


**Figuur B1.5 Onderdeel 5 aangegeven met rode pijl, berekende dwarsprofiel oranje weergegeven**

Binnen onderdeel 5 is het scenario graserosie kruin en binnentalud wel relevant. Dat maakt dat beide scenario's (graserosie en wateroverlast) relevant zijn. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- een buitentalud van 1:3
- het brugdek dat de golven in de praktijk dempt, is niet meegenomen.

Met bovenstaande uitgangspunten volgt voor de scenario's HBN's van NAP+2,89m (wateroverlast) en NAP+2,90m (graserosie) in zichtjaar 2080. Het scenario graserosie is dus maatgevend. Onderstaande grafiek geeft het HBN weer in de tijd.




**Figuur B1.1 HBN in de tijd voor beide scenario's**

In bovenstaande bepaling van het HBN is de golfdempende werking van het brugdek en pijlers niet meegenomen. Zolang het brugdek aanwezig is, is de golfbelasting op het landhoofd zeer beperkt. De overschatting die het niet meenemen van de brugconstructie geeft is echter lastig te kwantificeren en wordt daarom in deze fase niet kwantitatief gemaakt.

# Bijlage 23. Memo hoogte waterkering Blaloweg (zuidzijde)

# Memo

**Datum**
24 april 2020

**Bestemd voor:**
**Opsteller:** Lisa de Gee
Vrijgave :

**Referentie**
1804499-01292

**Versie**
1.0

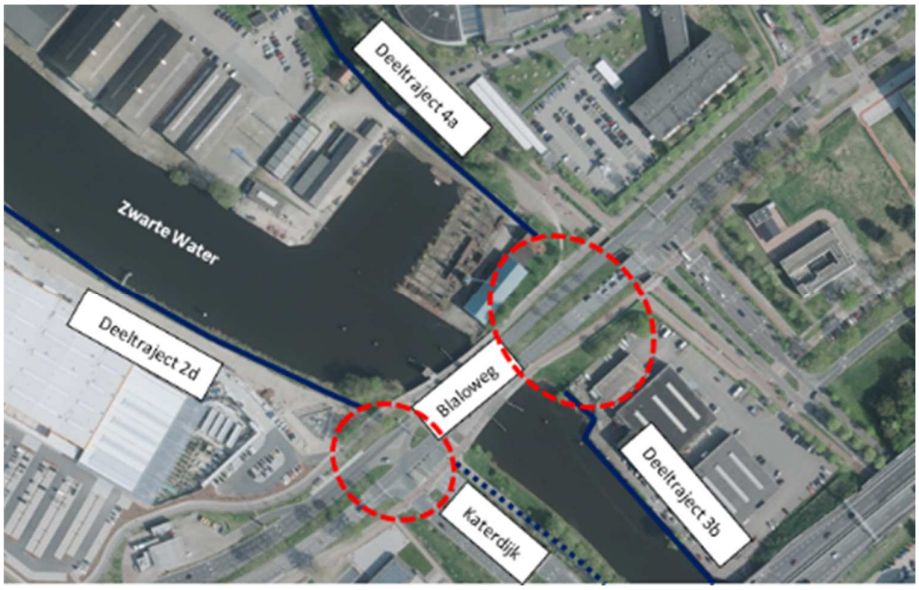
**Bladnummer**
1/8

**Onderwerp**

## Stadsdijken Zwolle: hoogte kruising waterkering en weglichaam Blaloweg (zuidzijde)

# 1. Inleiding

De Blaloweg vormt een belangrijke verbinding over het Zwarte Water tussen het industrieterrein Voorst en de woonwijk Holtenbroek. De Blaloweg kruist zowel aan de noordzijde als aan de zuidzijde van het Zwarte Water de waterkering (rood omcirkeld in onderstaande figuur). Aan de noordzijde verbindt het weglichaam de deeltrajecten 3b en 4a en aan de zuidzijde geldt dit voor het deeltraject 2d en de Katerdijk. Opgemerkt wordt dat de Katerdijk buiten de scope van het dijkversterkingsproject Stadsdijken Zwolle valt.




**Figuur 1.1 Kruising waterkering (rood omcirkeld) met kruising Blaloweg-Zwarte Water**

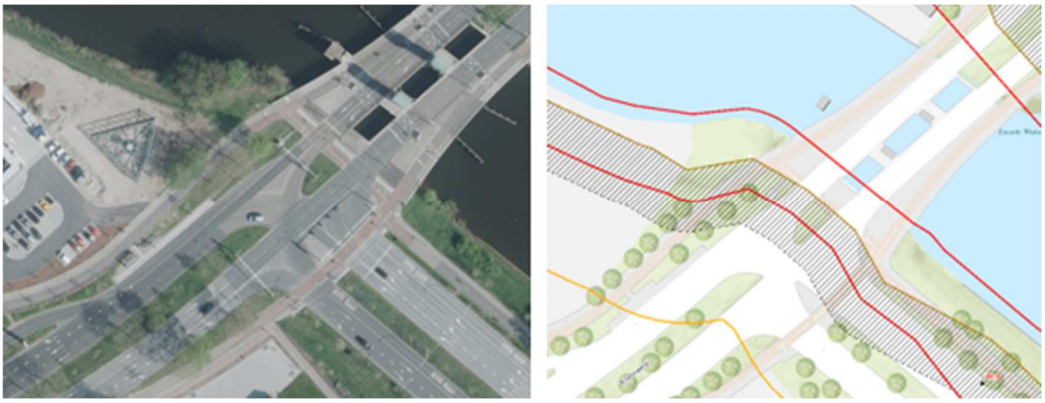
Deze memo gaat in op de situatie aan de zuidzijde van het Zwarte Water, waar het weglichaam de deeltrajecten 2d en de waterkering langs de Katerdijk verbindt; De keringlijn kruist daarbij het weglichaam.

Omdat dit weglichaam lager ligt dan de benodigde kruinhoogte voor het aansluitende deeltraject 2d, is dat aanleiding om deze situatie nader te beschouwen. Immers, de situatie is hier anders dan de aansluitende dijktrajecten, omdat de kering wordt gevormd door een hooggelegen breed grondlichaam.

Daarvoor volgt enerzijds een detailslag in de berekening van het HBN (benodigde kruinhoogte) voor deze specifieke locatie en anderzijds een beschouwing van welke belastingsituaties daadwerkelijk tot gevolgen kunnen leiden gezien het aanwezige grondlichaam.

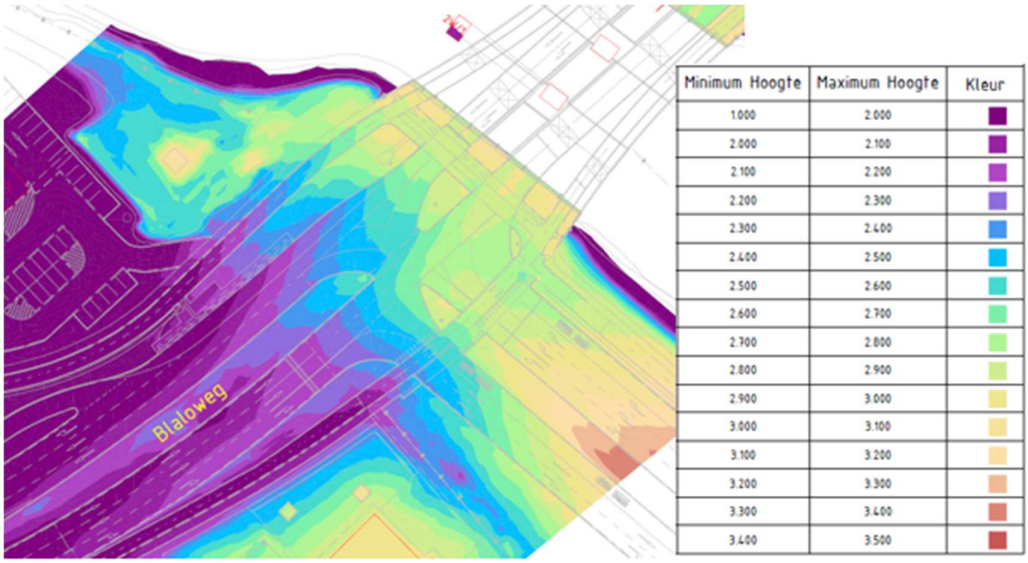
## 1.1 Situatie

Onderstaande figuren geven de huidige situatie: luchtfoto links en uitsnede uit de waterkeringlegger van WDODelta rechts.



**Figuur 1.2 Luchtfoto Blaloweg (waterkering in rode lijn) en legger WDODelta**

Onderstaande figuur geeft het actuele hoogtebeeld (op basis van inmeting voor dit project) van het zuidelijke deel van de kruising van de Blaloweg met het Zwarte Water. Dit hoogtebeeld is ook opgenomen in bijlage 1.




**Figuur 1.3 Actueel hoogtebeeld Blaloweg**

Aangezien voor het aansluitende deeltraject 2d een HBN van NAP+3,21m is afgeleid en het weglichaam overwegend lager ligt dan dat, leidt dat tot de vraag hoe hoog de kruising van de waterkering met het zuidelijk deel van de kruising van het Zwarte water met de Blaloweg theoretisch moet zijn. Immers, omdat de vorm van de waterkering hier anders is dan de aansluitende kering binnen deeltraject 2d, lijkt het uiterst conservatief om te stellen dat de kruising van de waterkering een gelijke hoogte moet hebben. Dat volgt met name uit het feit dat er geen zichtbaar dijkprofiel aanwezig is, maar dat deze omhuld ligt in de kruising: er is feitelijk geen buitentalud, kruin en binnentalud aanwezig. Daarom is specifiek voor het weglichaam het HBN bepaald voor een kering met een 1:3-talud. Daaruit volgt een benodigde hoogte van **NAP +2,95m** in zichtjaar 2080 (zie bijlage 2).

## 1.2 Aanpak

Binnen deze memo worden de volgende stappen doorlopen:

*Stap 1: Beschouwing actuele hoogte weglichaam*

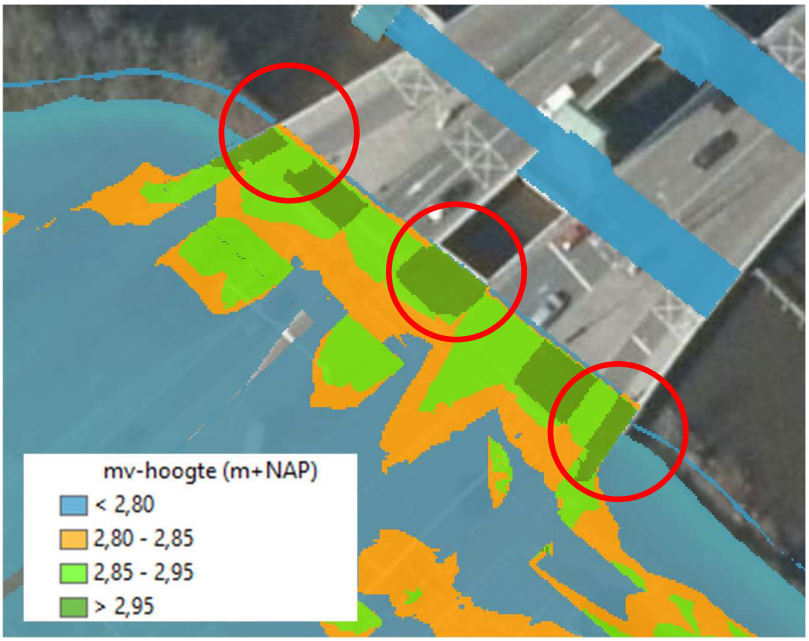
*Stap 2: Controle hoogte weglichaam o.b.v. benodigde kruinhoogte bij benadering als dijkprofiel (conservatieve insteek)*

Beschouwing van de kruising als dijkprofiel: tot welk jaar voldoet die hoogte?
Deze aanpak is conservatief, aangezien het profiel immers robuuster is dan een ‘gewoon’ dijkprofiel. Hiermee volgt dat de situatie voldoet tot zichtjaar 2080, dit wordt nader onderbouwd in hoofdstuk 2. Enkel de aansluiting op deeltraject 2d vormt mogelijk een aandachtspunt (zie hoofdstuk 3). Of dat daadwerkelijk zo is moet blijken uit de nadere uitwerking.

# 2. Beschouwing hoogte weglichaam

## 2.1 Actuele hoogtesituatie en benodigde kruinhoogte

De hoogte van het zuidelijk deel van de kruising Blaloweg/Zwarte water is redelijk uniform.




**Figuur 2.1 Actueel hoogtebeeld zuidelijke kruising Blaloweg**

Over een aaneengesloten zone direct aan de waterzijde van het hoogte weglichaam is een strook aanwezig waarvan de hoogte gelijk aan of hoger dan NAP+2,85m (tot NAP+3,0m). Delen liggen dus onder het HBN van NAP+2,95m bij zichtjaar 2080 (licht groene zones). Echter vanwege de aanwezigheid van het brughoofd is eigenlijk enkel de zone tussen de brugdelen en de aansluitingen aan weerszijden van het weglichaam (rood omcirkeld in bovenstaande figuur) relevant. Zo lang de brugdelen aanwezig zijn, kan daar immers enkel via deze zones overslag plaatsvinden waarbij water instroomt richting het achterland. Juist deze drie zones liggen voldoende hoog (>NAP+2,95m) om te voldoen aan het HBN bij zichtjaar 2080 bij een overslagdebiet van 10 l/s/m'. Ingeschat wordt dat via de lagere delen ter plaatse van de aansluitingen tussen de brugdekken en het weglichaam geen groter overslagdebiet plaats zal vinden dan 10 l/s/m. Immers, hiervoor vindt overslag via het brugdek plaats, waarbij een deel van het water door het brugdek terugvloeit naar het Zwarte water. Daarnaast zullen hier naar verwachting door de aanwezigheid van de brug nauwelijks golven ontstaan.

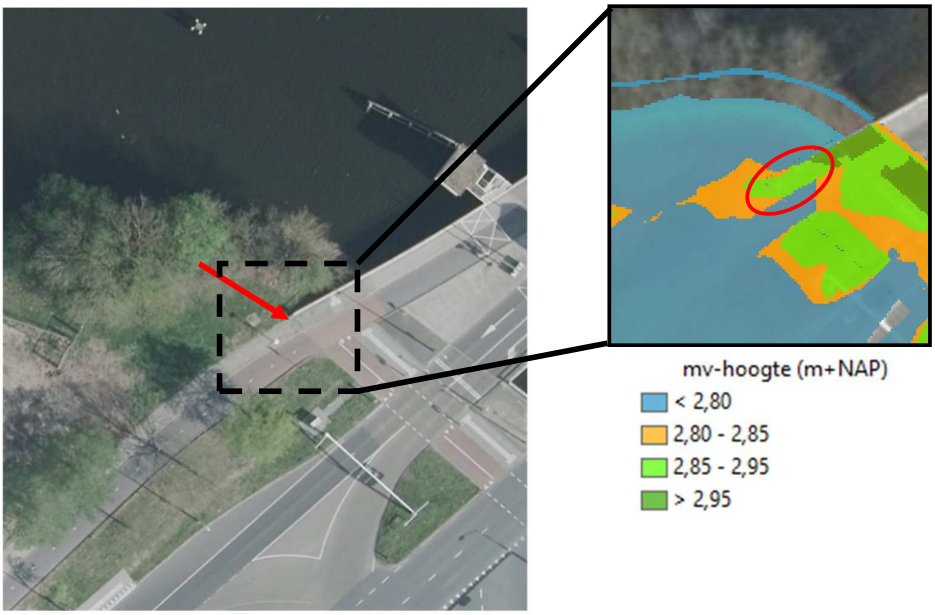
Aandachtspunt: het HBN van NAP+2,95m volgt bij een buitentalud van 1:3. Dat is hier voor het deel tussen de brugdekken niet het geval, hier is immers sprake van een wand. Echter, vanwege de aanwezigheid van de brug en de luwte die dat geeft is het te conservatief om hier uit te gaan van het HBN bij verticale wand. Op basis van expert judgement wordt ingeschat dat toepassing van het HBN o.b.v. 1:3 buitentalud meer recht doet aan de situatie.

Uitgaande van het feit dat het weglichaam en de brug stabiel zijn bij maatgevende omstandigheden, wat aannemelijk is aangezien de golf- en stromingsbelasting hier beperkt is, voldoet de kruising aan de eis voor hoogte tot zichtjaar 2080. Dat maakt dat geen aanpassingen noodzakelijk zijn.

# 3. Aansluiting deeltraject 2d op weglichaam Blaloweg

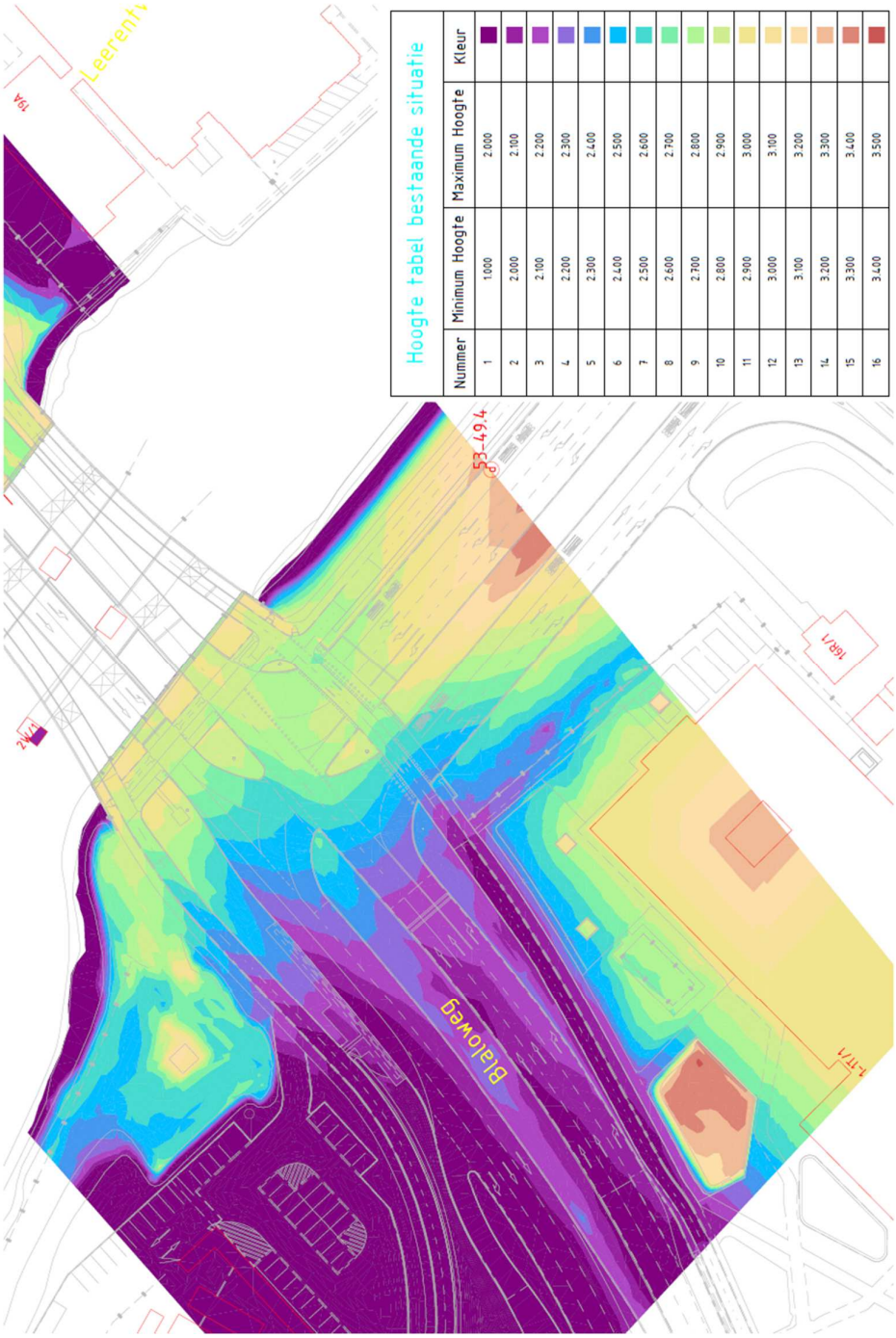
Het enige aandachtspunt voor de aansluiting van deeltraject 2d op de Blaloweg is dat wordt aangesloten op het hoogste punt van de Blaloweg (rood aangepijld in onderstaande linker afbeelding), direct aan het eind van de reling van de brug.

Om over voldoende breedte een aansluiting op de benodigde hoogte bij zichtjaar 2080 te realiseren kan in de nadere uitwerking blijken dat het nodig is om over een beperkte afstand (orde grootte 5m) het voetpad met maximaal 10 cm te verhogen tot NAP+2,95m. Deze zone is rood omcirkeld in onderstaande rechter afbeelding. Als dit lager gelegen deel van het voetpad niet wordt aangepakt voldoet de situatie (>NAP +2,85m) tot zichtjaar 2066.




**Figuur 3.1 Gebied rondom aansluiting DT2d op Blaloweg**

# Bijlage 1 Actueel hoogtebeeld rondom landhoofd



# Bijlage 2 Bepaling HBN

Voor dit specifieke traject zijn aanvullende HBN-berekeningen uitgevoerd. Hier voor is gebruik gemaakt van Riskeer.

**Algemene uitgangspunten**

*Software en database*

De hydraulische randvoorwaarden zijn bepaald met behulp van Riskeer 19.1.1.2. De hydraulische belastingdatabase *WBI2017_Vechtdelta_53-3_v01.sqlite* is gebruikt. Voor de belastingsstochasten is gebruik gemaakt van *hlcd.sqlite (voor zichtjaar 2023)*, *hlcd_W_2050.sqlite (voor zichtjaar 2050)* en *hlcd_W_2100 (voor zichtjaar 2100)*.

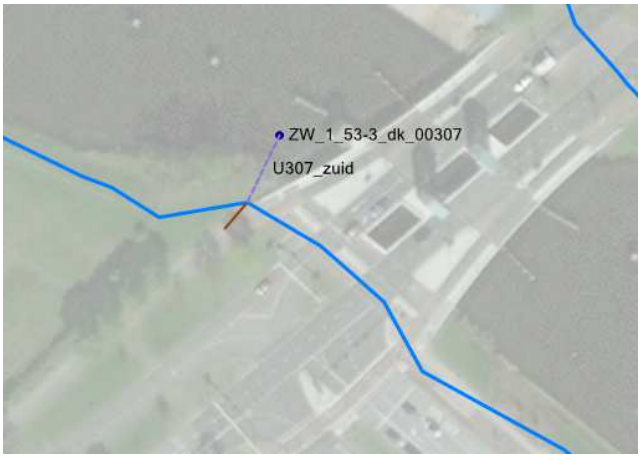
*Scenario's*

Conform de aanpak voor het dijkenspoor zijn twee HBN's afgeleid:

1. voor graserosie kruin en binnentalud bij doorsnede-eis (1/12.500 per jaar)
2. voor situatie wateroverlast in het achterland op basis van waterbezwaar van 10 l/s/m' bij trajectnorm (1/3.000 per jaar)

Verdere achtergronden bij deze scenario's zijn nader omschreven in bijlage 9 bij het TUN[1]. De grootste toename in de tijd volgt uit de peilstijging van het IJsselmeer (30 cm in periode 2050-2080). Voor deze beschouwing is conservatief aangenomen dat het berekende HBN in zichtjaar 2100 ook geldt voor zichtjaar 2080. Feitelijk geeft dat een lichte overschatting van het HBN. Echter, uit gevoeligheidsanalyses blijkt dat de toename van het HBN in de periode 2080-2100 als gevolg van het toepassen van KNMI-klimaatscenario W+ zeer beperkt is (ordegrootte enkele centimeters).

**Resultaten**




Figuur B1.1 Locatie

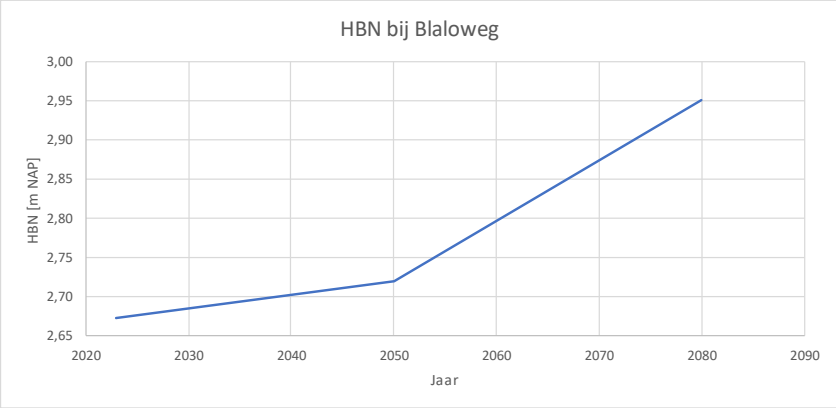
Binnen onderdeel 2 is het scenario graserosie kruin en binnentalud niet relevant: de afwezigheid van een kruin en binnentalud maakt dat overslaand water rustig in de ruimte verspreid in plaats van de versnellende watergolf op een binnentalud. Overslag kan daardoor niet tot graserosie leiden en dus niet tot falen van de kering. Wel is het scenario wateroverlast in het achterland als gevolg van het

[1] Dijkteam Alliantie Zwolle, Technische Uitgangspunten Notitie (TUN), 7 oktober 2019

waterbezwaar bij een overslagdebiet van 10 l/s/m' relevant. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- een buitentalud van 1:3
- de golfdemping door het brugdek is niet meegenomen

Met bovenstaande uitgangspunten volgt een HBN van NAP+2,95m in zichtjaar 2080. Onderstaande grafiek geeft het HBN weer in de tijd.




Figuur B1.2 HBN in de tijd voor scenario wateroverlast a.g.v. 10 l/s/m'

In bovenstaande bepaling van het HBN is de golfdempende werking van het brugdek niet meegenomen. Zolang het brugdek aanwezig is, is de golfbelasting op het weglichaam zeer beperkt. De overschatting die het niet meenemen van deze bebouwing geeft is echter lastig te kwantificeren en wordt daarom in deze fase niet kwantitatief gemaakt. Opgemerkt wordt dat er over dit deel in feite geen buitentalud aanwezig is, maar het is te conservatief om te stellen dat het een verticale constructie betreft (geeft een nog sterkere overschatting van het HBN). Daarom wordt het berekende HBN bij een buitentalud van 1:3 passender verondersteld voor deze situatie.

Onderdeel van deze HBN's is een golfhoogte van circa 0,5 m. In 2080 wordt deze golfhoogte gecombineerd met een waterstand van circa NAP+2,5m.

# Bijlage 24. Objectcodes per deelgebied

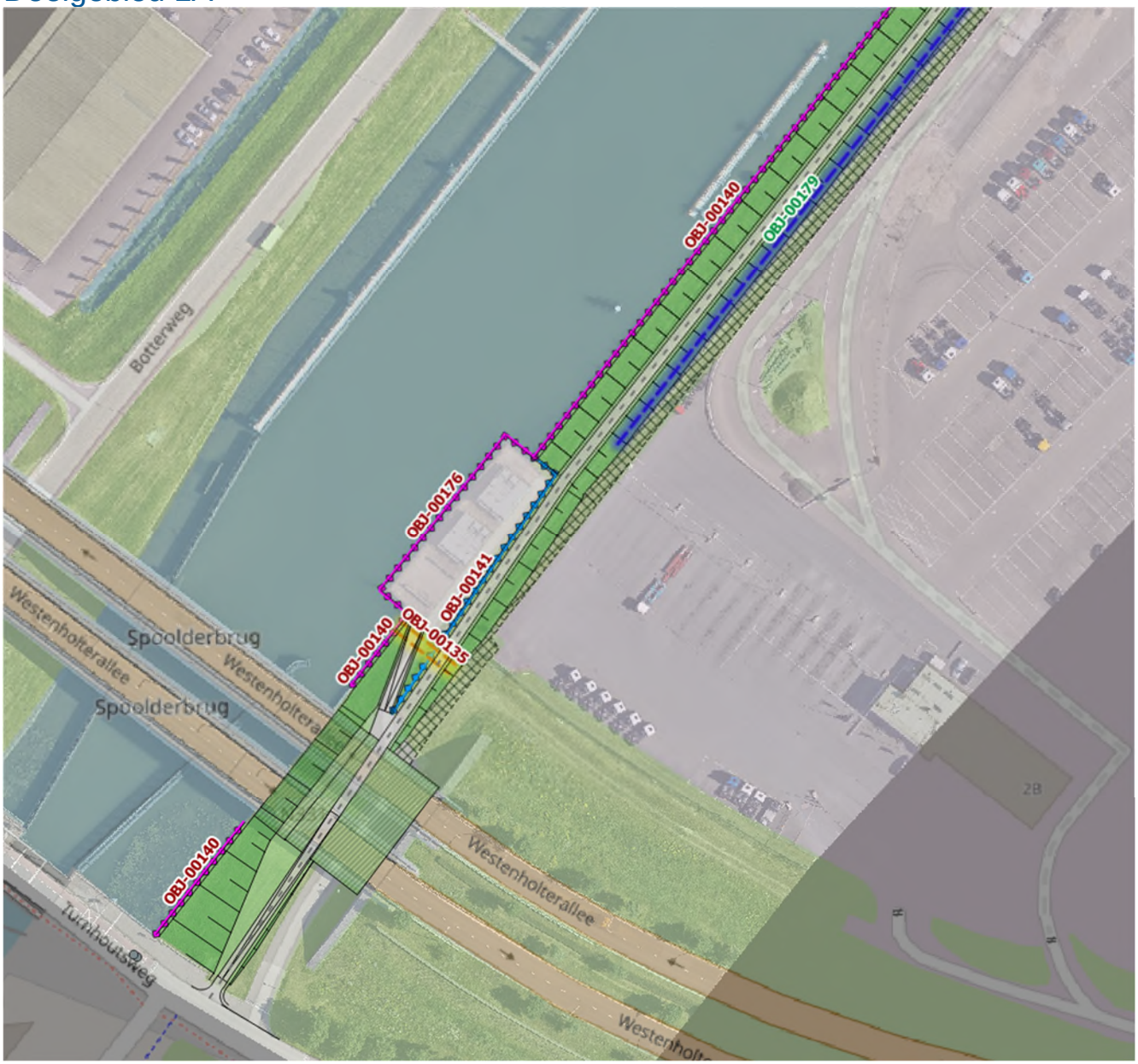
# Overzicht objectcodes constructies per deelgebied

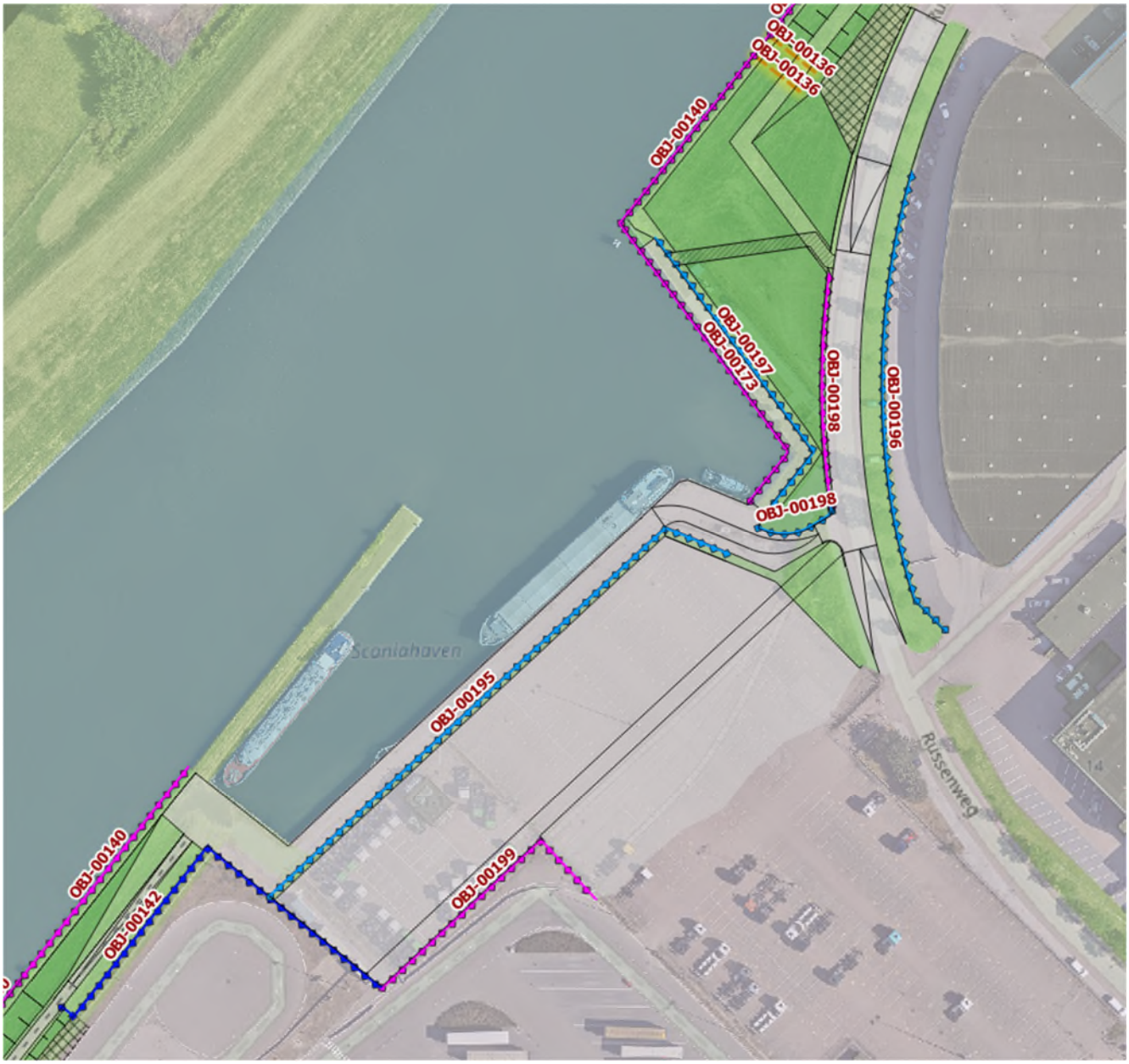
21-9-2020

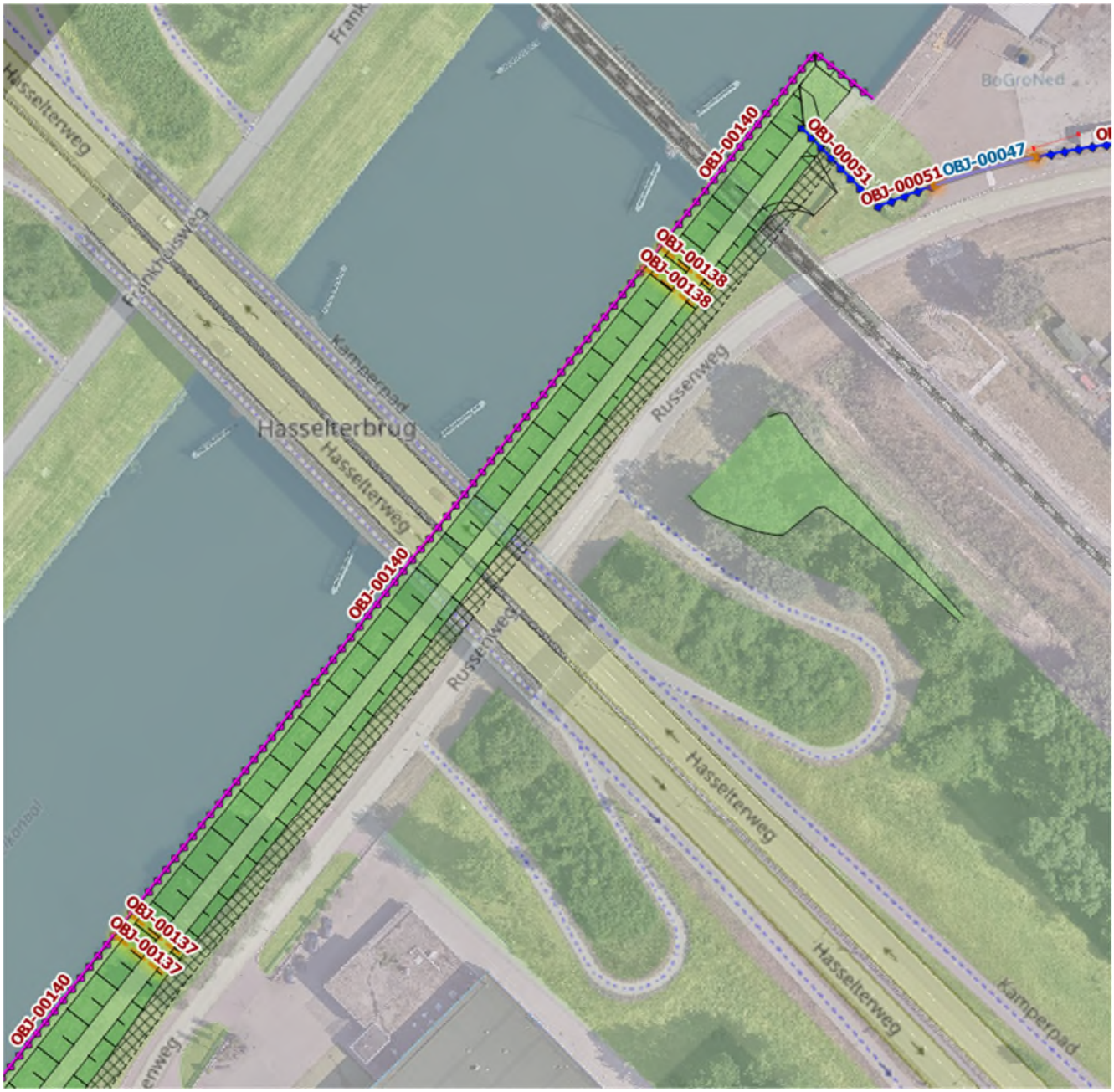
## Legenda

| Symbool | Legenda |
|---|---|
| ☑ | Zitrand / verhoogde band |
| ☑ | Grondkering |
| ☑ | Kadeconstructie |
| ☑ | Kadeconstructie onder de waterlijn |
| ☑ | Waterkerende wand |
| ☑ | Heavescherm |
| ☑ | Stabiliteitsscherm |
| ☑ | Overkluizing |
| ☑ | Coupure |

## Deelgebied 1A




OBJ-00136
OBJ-00136
OBJ-00140
OBJ-00197
OBJ-00173
OBJ-00198
OBJ-00196
OBJ-00198
Scaniahaven
OBJ-00195
OBJ-00199
Russenweg
OBJ-00140
OBJ-00142


OBJ-00140
OBJ-00051
OBJ-00051
OBJ-00047
OBJ-00138
OBJ-00138
OBJ-00140
OBJ-00137
OBJ-00137
OBJ-00140
Hasselterbrug
Hasselterweg
Russenweg
Kamperpad
BoGroNed

## Deelgebied 1B



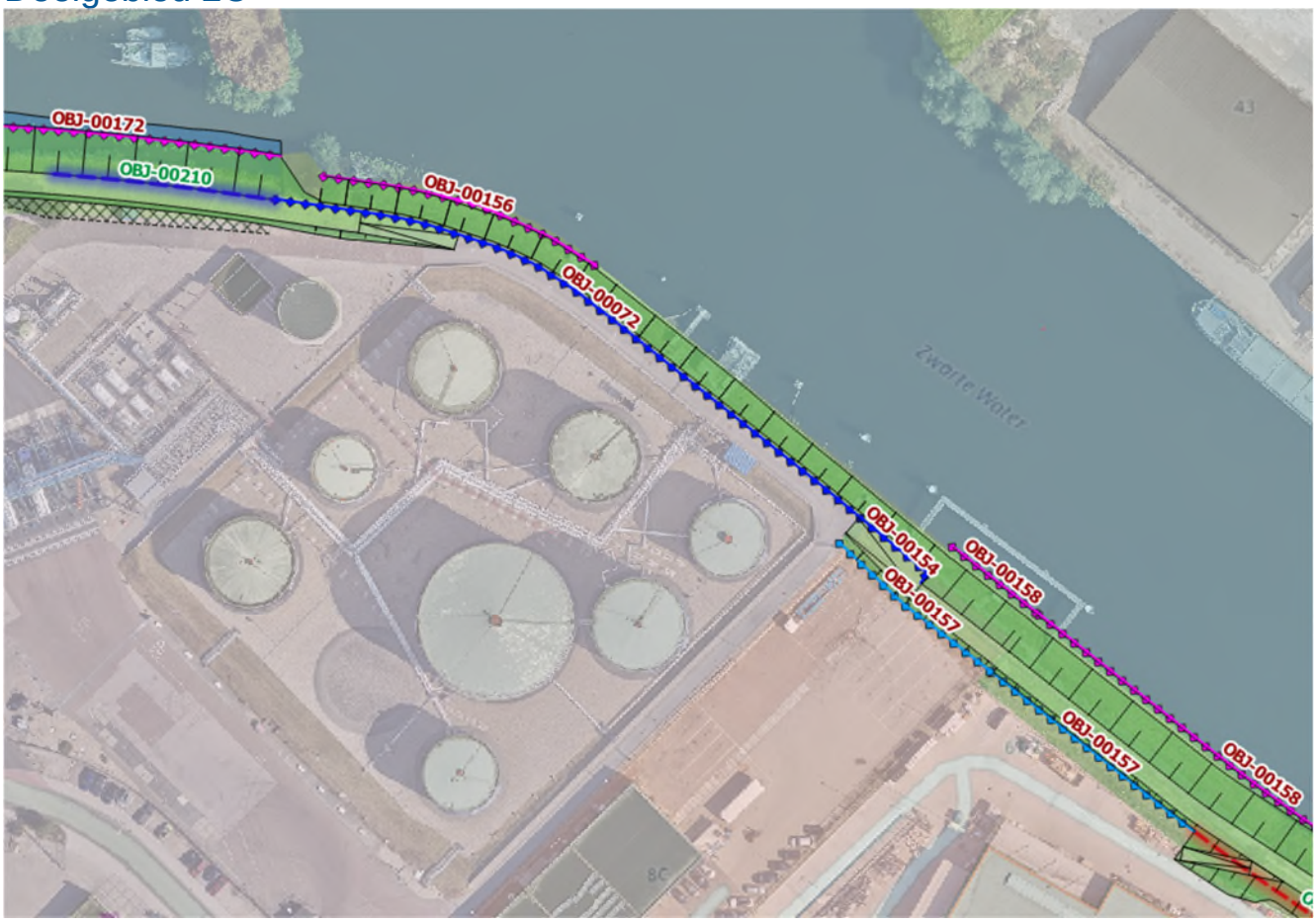

## Deelgebied 2A



## Deelgebied 2B



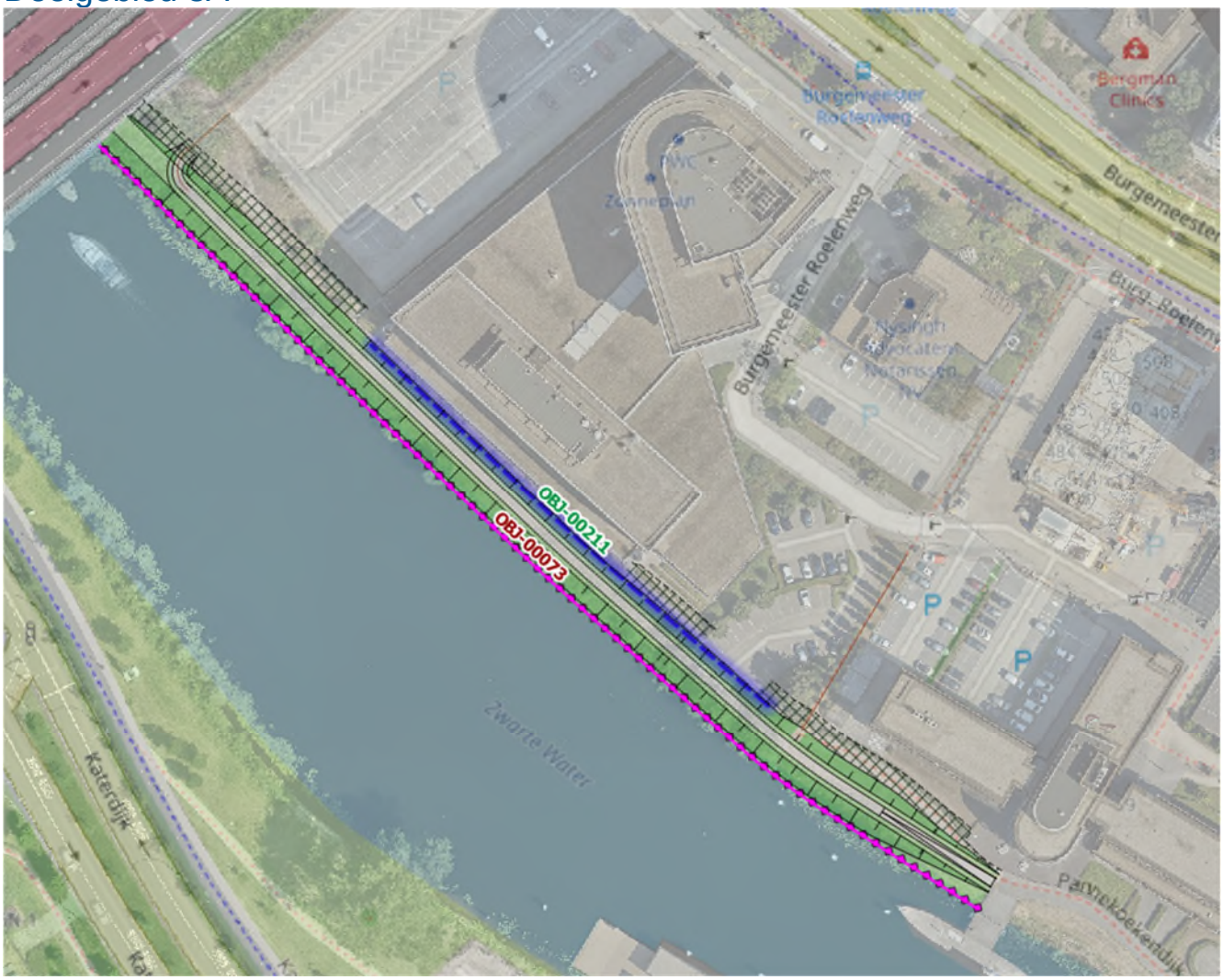

## Deelgebied 2C



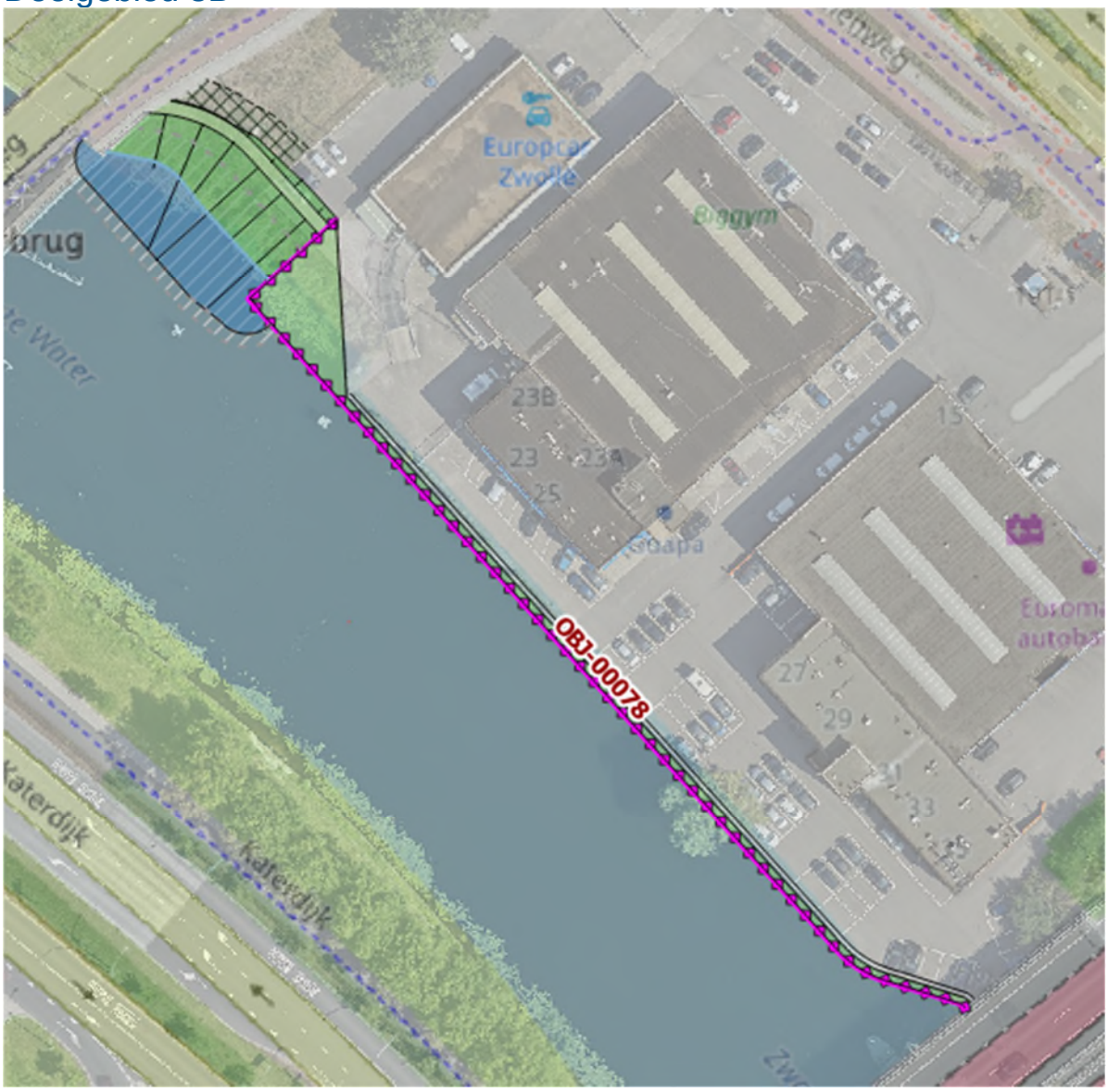
## Deelgebied 2D



## Deelgebied 3A



## Deelgebied 3B



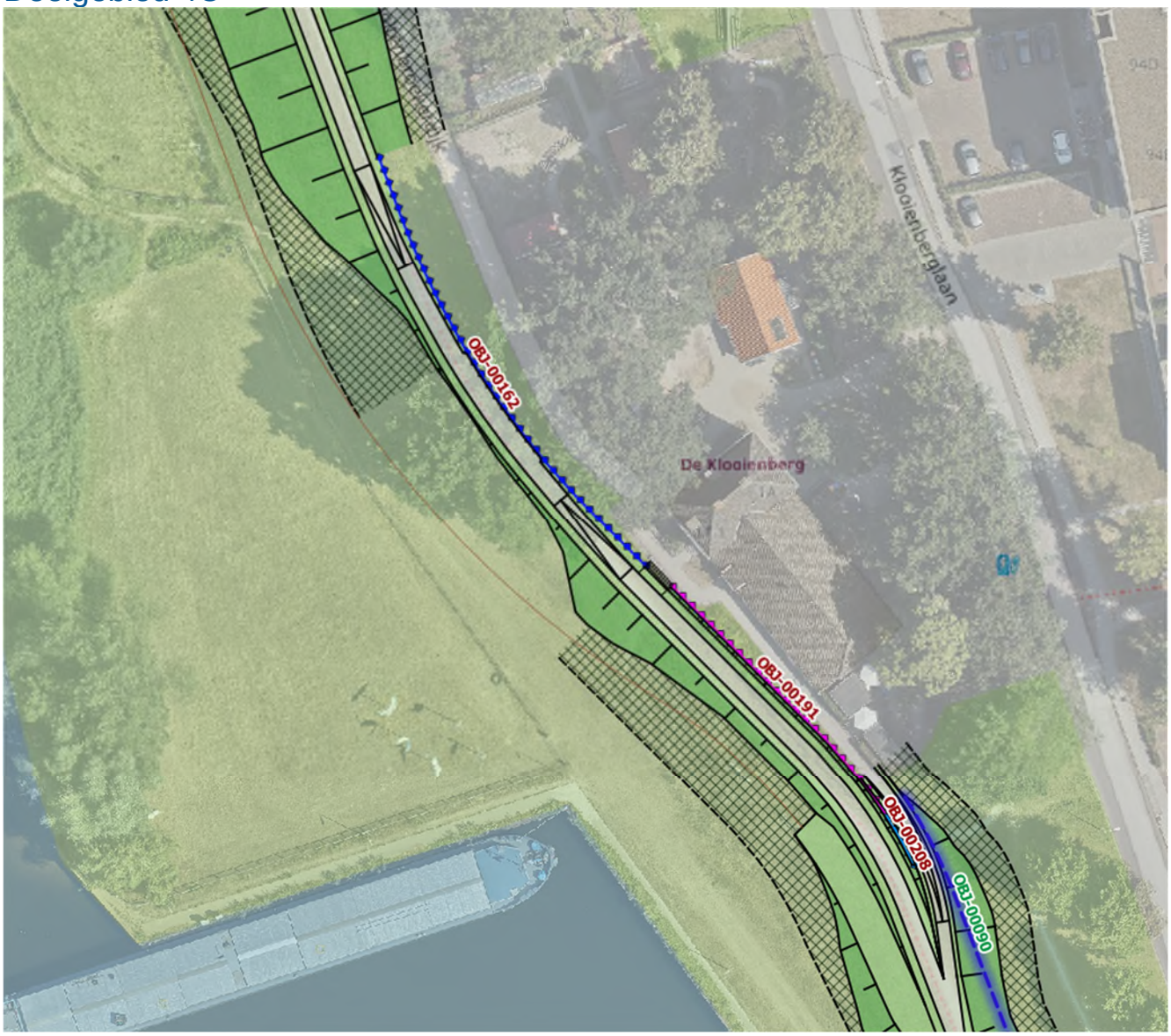
## Deelgebied 4A



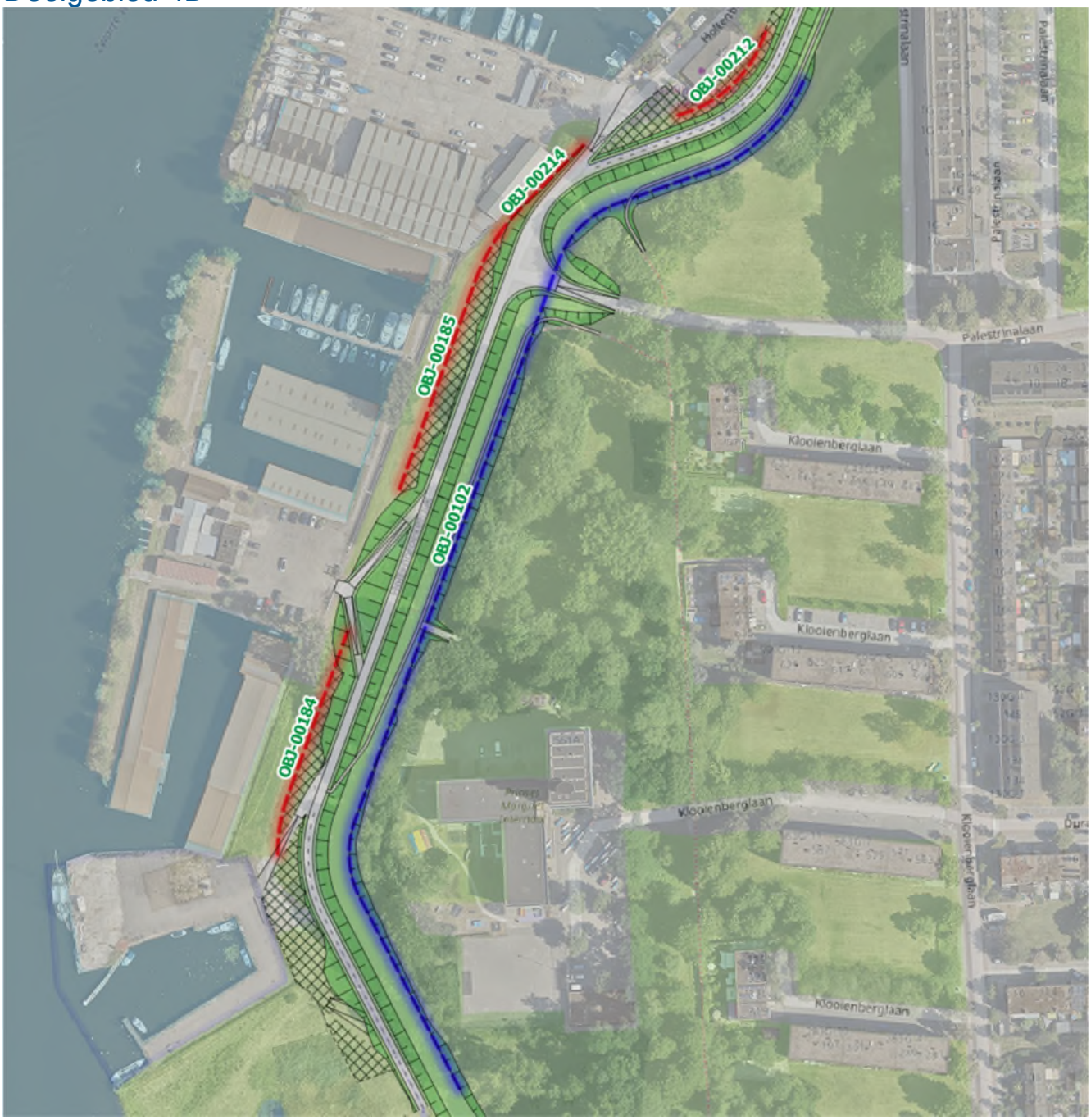
## Deelgebied 4B



## Deelgebied 4C



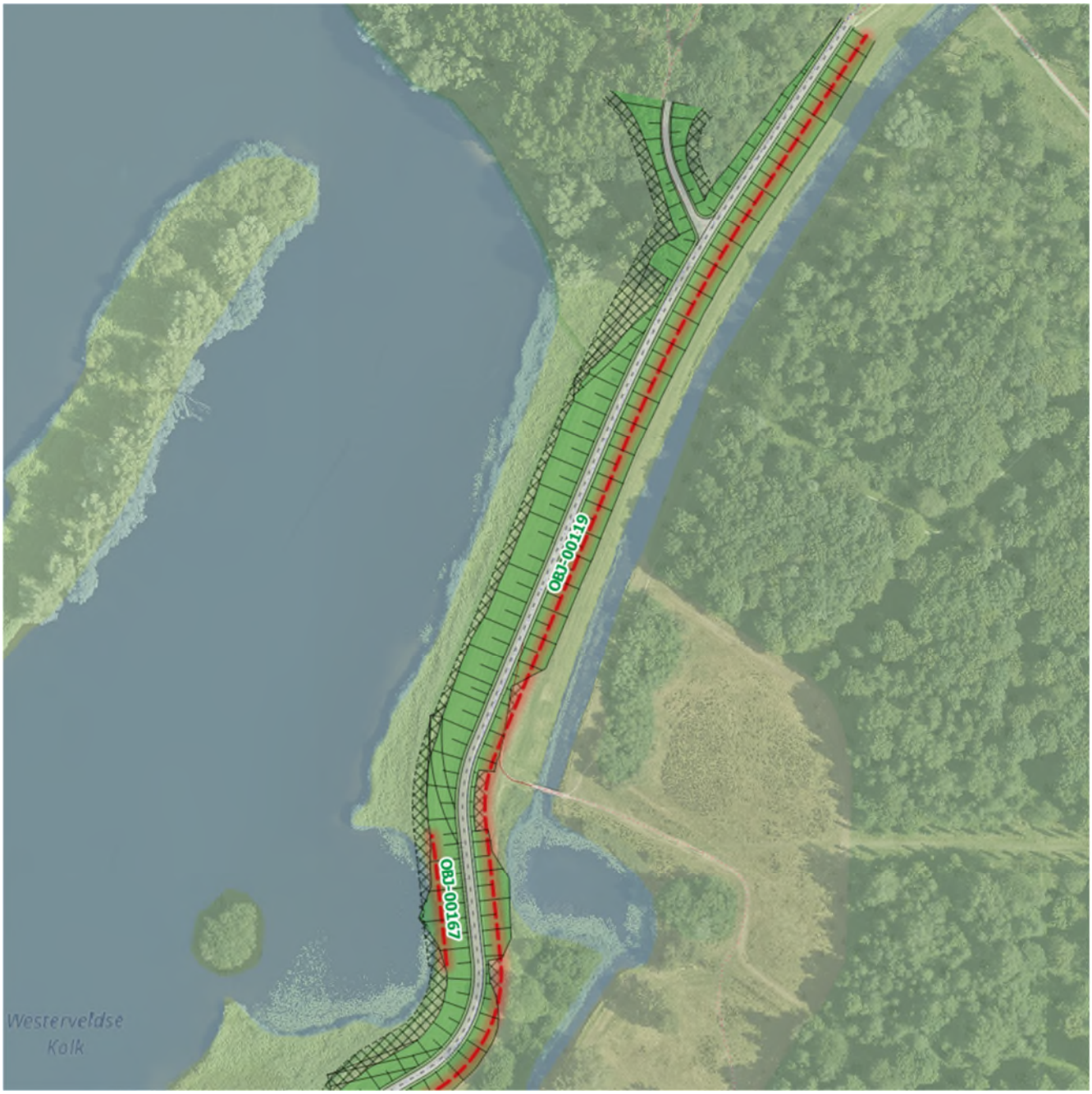
## Deelgebied 4D




OBJ-00164
OBJ-00186
Middelweg

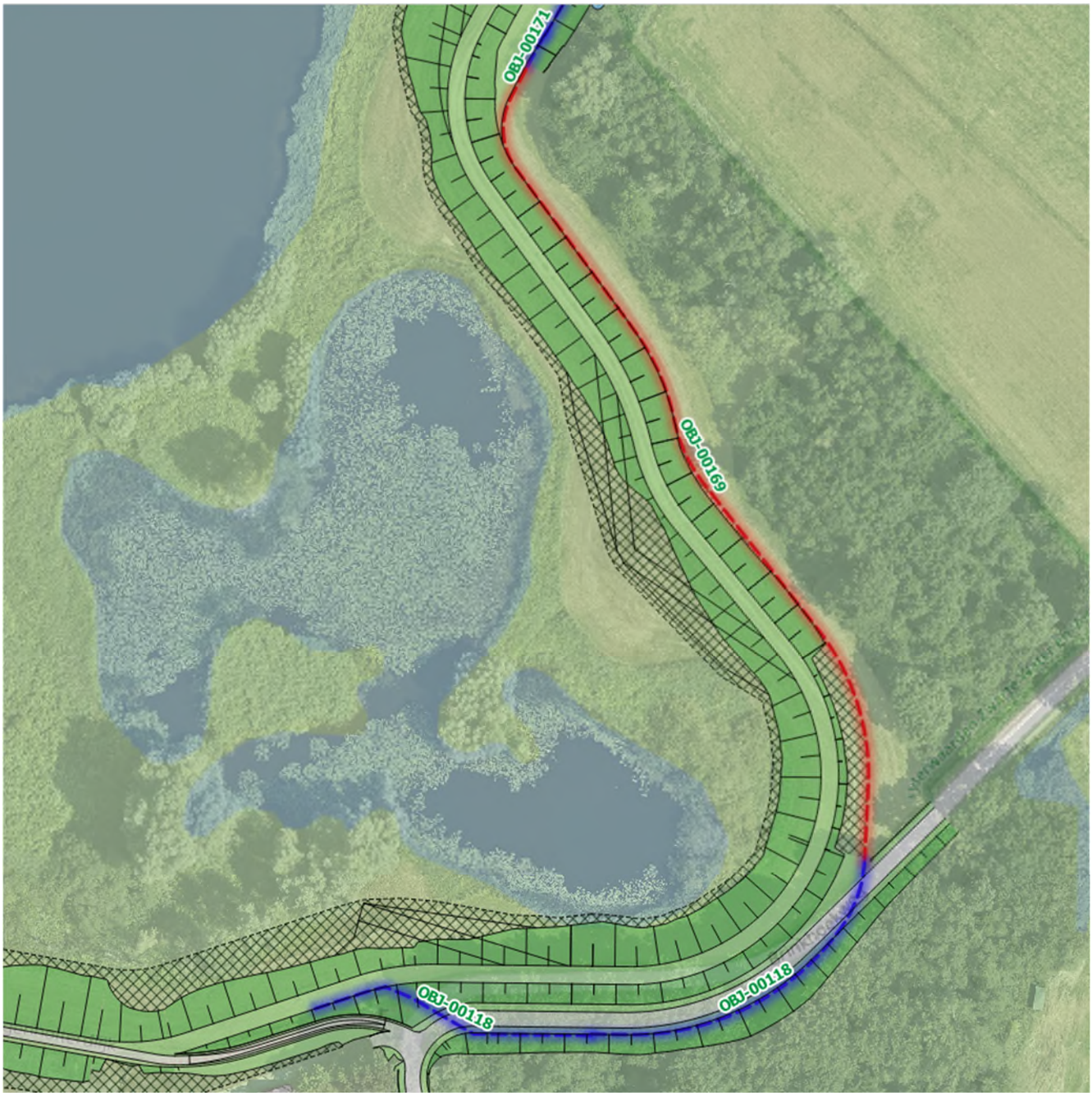
## Deelgebied 5A




Westerveldse
Kolk
OBJ-00119
OBJ-00167

## Deelgebied 5B




OBJ-00171
OBJ-00169
OBJ-00118
OBJ-00118


OB1-00171
OB1-00171
OB1-00171
OB1-00169