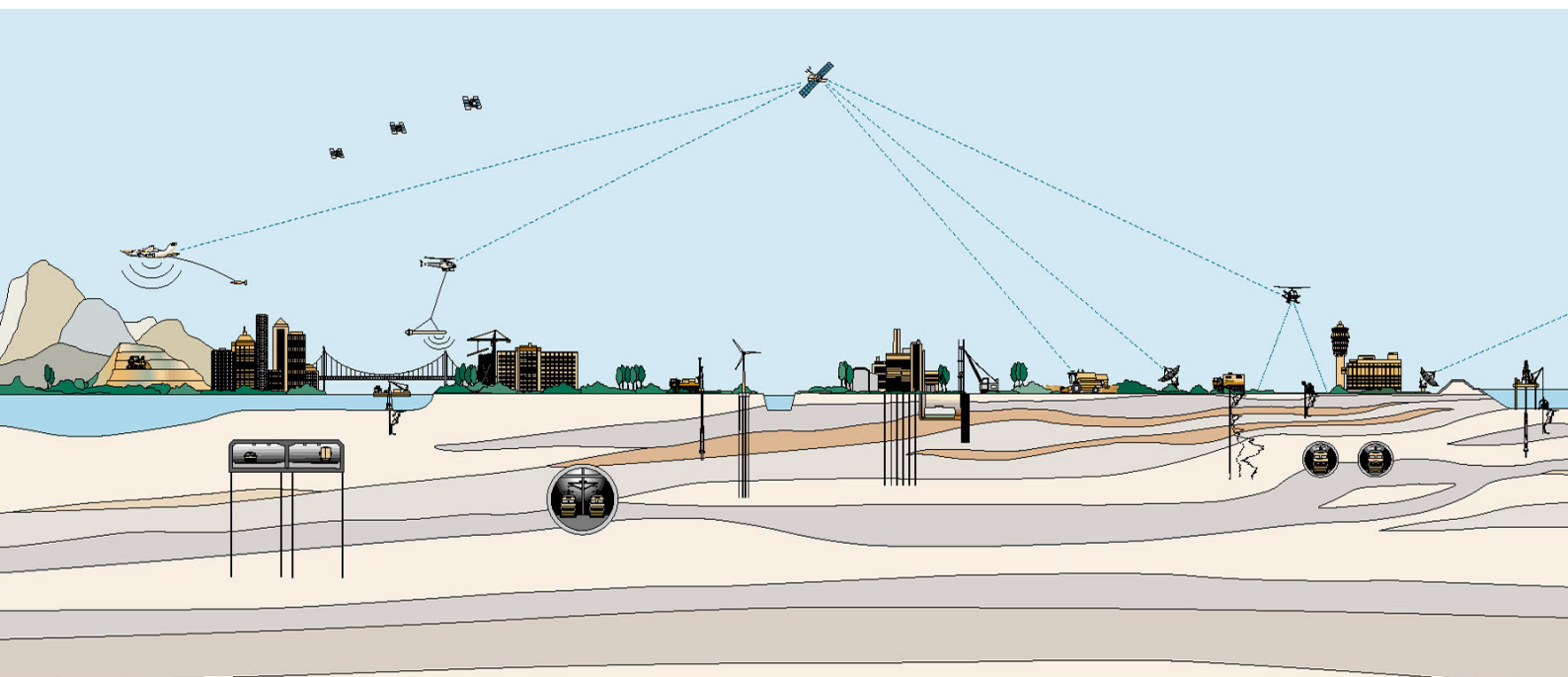


RAPPORT
betreffende

**ONTWERP KADEVERBETERING
ZUIDBUURT 51 - 53 TE VLAARDINGEN**

Opdrachtnummer: 1412-0012-008



RAPPORT
betreffende

**ONTWERP KADEVERBETERING
ZUIDBUURT 51 - 53 TE VLAARDINGEN**

Oprichtnummer: 1412-0012-008

Opdrachtgever : Hoogheemraadschap van Delfland
Sector Project en Ingenieursbureau
Postbus 3061
2601 DB DELFT

Projectleider : ir. E. Alink

Opgesteld door : ir. B. Schoenmaker Adviseur Geotechniek
ing. R.A.G. Janssens Adviseur Waterbouw

Gecontroleerd door : ing. W.A. Nohl Principal Consultant
ir. E. Alink Groepshoofd Geo-Consultancy
drs. B.M. Berbee Senior Projectleider Waterbouw

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	18 december 2015	CONCEPT	
2	18 februari 2016	Versie 2	
3	17 maart 2016	Tekstuele aanpassingen	

FILE: 1412-0012-008_31.R02_damwand+stabiliteit_17mrt

<u>INHOUDSOPGAVE</u>	<u>Blz.</u>
1. ALGEMENE TOELICHTING	1
2. PROJECTOMSCHRIJVING	2
2.1. Uitwerken damwandontwerp	2
2.2. Opbouw rapport	3
3. DAMWANDADVIES	4
3.1. Berekeningsmethode DSheetPiling	4
3.2. Uitgangspunten berekeningen	5
3.3. Berekeningsresultaten DSheetpiling	7
3.4. Toetsing vloeimoment	8
3.5. Toetsing vervormingen	9
3.6. Vervormingsberekening met Eindige Elementen Analyse	9
3.6.1. Resultaten	12
3.7. Dwarsdamwand	12
3.7.1. Berekeningsresultaten DSheetpiling	13
3.8. Geohydrologisch effect kadeverbetering door toepassen damwand	13
3.8.1. Resultaten grondwaterstandsverlagingen	13
3.8.2. Advies uitvoering damwand	14
3.9. Samenvatting	15
3.10. Referenties	16
4. ANALYSE STABILITEIT WATERKERING IN GROND	17
4.1. Uitgangspunten	17
4.1.1. Geometrie	17
4.1.2. Bodemopbouw	18
4.1.3. Grondparameters	18
4.1.4. Beleidsregels Hoogheemraadschap van Delfland	18
4.1.5. Stabiliteitseis	18
4.1.6. Overig	19
4.2. Hoogte	19
4.3. Macrostabieleit	19
4.4. Microstabieleit	20
4.5. Piping	20
4.5.1. Droogte	21
4.6. Langsdoorsnede nieuwe kade	21
4.7. Conclusies	22
5. ZETTINGEN ALS GEVOLG VAN KADEVERSTERKING (INVLOED OPHOGING EN DAMWAND)	23
5.1. Algemeen	23
5.2. Zettingen door ophoging	23
5.3. Zetting door plaatsen damwand	24
5.4. Samenvatting	26

BIJLAGEN

Nr.

Damwandadvies

- Geometrie DSheetpiling
- Geometrie PLAXIS 2D
- Schets doorsnede damwand met afwerking

A1
A2
A3

Stabiliteit

- Resultaten stabiliteitsberekening

A4

1. ALGEMENE TOELICHTING

Op 6 oktober 2015 ontving Fugro GeoServices B.V. te Leidschendam van Hoogheemraadschap Delfland te Delft de opdracht voor het uitvoeren van ontwerpberekeningen en het opstellen van een bestek voor de kadeverbetering Zuidbuurt 51 - 53 te Vlaardingen.

De opdracht bestaat uit:

A. Uitwerken damwandontwerp

Het uitvoeren van damwandberekeningen, het beschrijven van aandachtspunten en risico's t.a.v. de uitvoering en het uitvoeren van stabiliteitsberekeningen.

B. Opstellen bestek

Het uitvoeren van aanvullende hoogtemetingen, opstellen bestekstekeningen en opstellen bestek.

De resultaten worden gepresenteerd in aparte deelproducten, waaronder:

1. Voorliggend uitgangspunten rapport (1412-0012-008_31.R01)
2. Het berekeningsrapport (1412-0012-008_31.R02)
3. Rapportage betreffende uitvoeringsrisico's en maakbaarheidsadvies (1412-0012-008_31.R03)
4. Monitoringsplan (1412-0012-008_31.R04)
5. Besteksproducten (bestaande uit tekeningen en bestek)

Fugro staat niet in voor de juistheid en/of volledigheid van de door derden verstrekte informatie en gegevens.

De resultaten van dit onderzoek zijn gebaseerd op de opdracht en de in het rapport beschreven uitgangspunten. Fugro neemt geen verantwoordelijkheid voor de juistheid van andere dan door ons gerapporteerde conclusies en interpretaties. De gerapporteerde resultaten van het geotechnisch onderzoek mogen slechts worden gehanteerd voor het doel zoals in de opdracht is beschreven.

Dit rapport bevat:

- een korte projectomschrijving (hoofdstuk 2);
- damwandadvies (hoofdstuk 3);
- stabiliteitsberekening (hoofdstuk 4);
- Zettingsberekening (hoofdstuk 5).

2. PROJECTOMSCHRIJVING

De bouwlocatie is gelegen aan de Zuidbuurt 51 - 53 te Vlaardingen. In Figuur 2-1 is in een foto opgenomen met de locatie waar de kadeverbetering zal worden uitgevoerd. Binnen het Rijksdriehoeksnet heeft de projectlocatie globaal de coördinaten $X = 79.300$ m en $Y = 43.700$ m.

De beide panden zijn gefundeerd op staal. Het pand aan de Zuidbuurt 51 ligt op een afstand van circa 1,5 m van het boezemwater. Hierdoor zijn de geplande werkzaamheden risicovol voor de aanliggende bebouwing en is zorgvuldige uitvoering van de werkzaamheden en monitoring hiervan noodzakelijk.



Figuur 2-1: Globale locatie damwand

Voor alle uitgangspunten met betrekking tot het grondonderzoek, waterstanden, waterveiligheid en overige geotechnische aspecten wordt verwezen naar het uitgangspuntenrapport 1412-0012-008_31.R01.

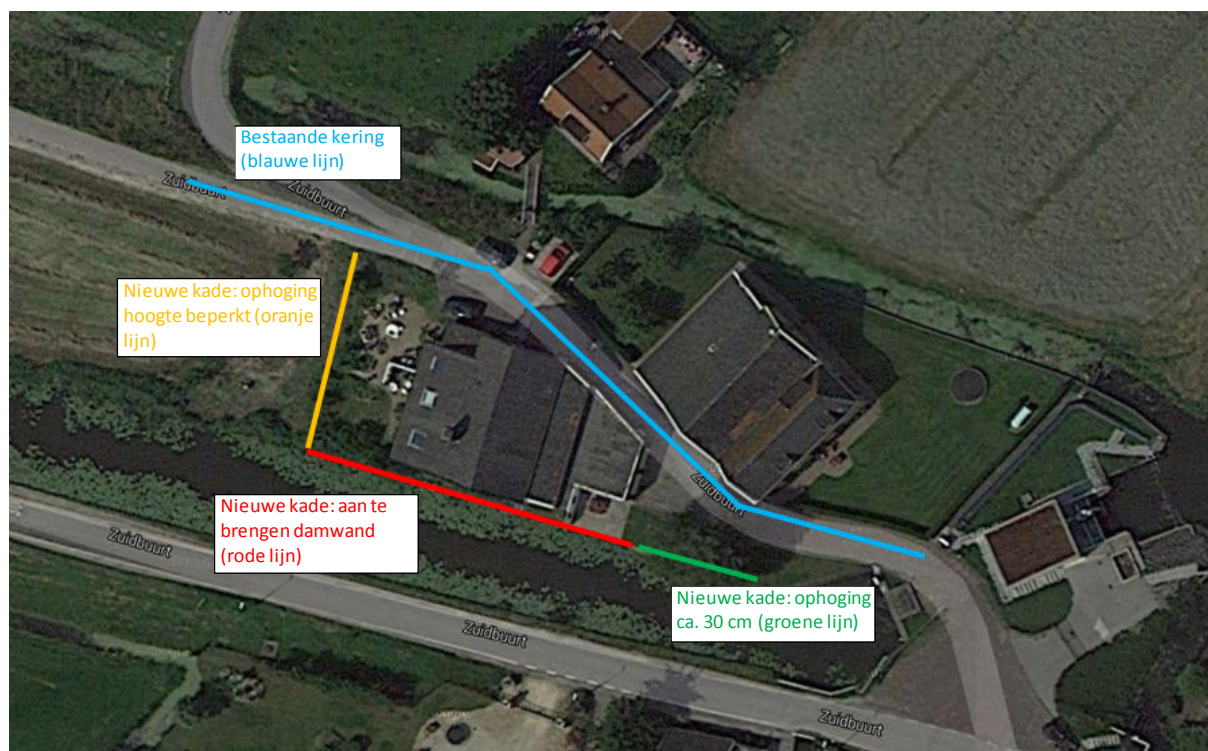
2.1. Uitwerken damwandontwerp

De huidige kade loopt tussen de huizen door. In verband met de benodigde verhoging van het ontwerppeil zijn aanpassingen nodig. De kade wordt omgelegd en komt direct langs het kanaal te liggen.

Om aan het ontwerppeil te kunnen voldoen wordt van de nieuwe kade het bestaande maaiveld deels opgehoogd. Anderzijds, ter plaatse van de woning zal voor de bestaande betonnen kadeconstructie een stalen damwand worden geplaatst.

In overleg met de bewoners heeft het Hoogheemraadschap gekozen voor een oplossing waarbij alleen ter plaatse van het huis Zuidbuurt 51 een damwand wordt geplaatst. Bij het deel tussen het huis en de bestaande damwand bij het gemaal wordt alleen een ophoging aangebracht (van ca. 30 cm). De damwandplanken worden drukkend op diepte gebracht.

In Figuur 2-1 is globaal de ligging van de grondophoging en damwand te zien, het deel aan de achterzijde van Zuidbuurt 51 is op de foto niet zichtbaar. In Figuur 2-2 is de ligging van de bestaande en de nieuwe kade globaal weergegeven.



Figuur 2-2: Globale locatie nieuwe en bestaande kades

2.2. Opbouw rapport

In deze rapportage zijn verschillende ontwerpaspecten behandeld voor het ontwerp van de kade. Het betreft zowel de damwand als de grondophogingen aan de west- en oostzijde van Zuidbuurt 51.

In hoofdstuk 3 worden de ontwerpaspecten ten aanzien van de damwand behandeld:

- Ontwerpberekeningen damwand met DSheetPiling;
- Interactieberekeningen damwand met Plaxis, i.v.m. de aanwezigheid van de betonnen beschoeiing;
- Invloed grondwaterstandsverlaging als gevolg van het installeren van de damwand.

In hoofdstuk 4 is de stabiliteitsbeschouwing van de grondophoging opgenomen en in hoofdstuk 5 de zettingsberekening van de ophoging aan oostelijke zijde. De zettingsberekening is uitgevoerd om de invloed van zettingen op de omliggende panden te bepalen.

3. DAMWANDADVIES

Het damwand advies bestaat uit twee delen: het eerste is ontwerp van de damwand met het programma DSHEETPILING. Het tweede is de beschrijving van de vervormingen met het eindige elementen programma PLAXIS 2D. In de DSHEETPILING berekeningen is geen rekening gehouden met de kering zoals deze nu aanwezig is en gehandhaafd zal blijven.

De eindige elementen analyse wordt uitgevoerd naast de DSHEETPILING berekening om de effecten van de huidig aanwezige betonnen wand mee te nemen op de vervormingen van de nieuw te plaatsen damwand en daarbij te controleren of de aanwezige belendingen niet te veel vervorming zullen ondervinden in de toekomst.

Daarnaast is ook de berekeningen om het geohydrologisch effect op de kadeverbetering te bepalen toegevoegd.

3.1. Berekeningsmethode DSHEETPILING

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd conform de norm geotechniek NEN 9997-1, waarbij onderscheid is gemaakt in de uiterste grenstoestanden (UGT en UGT type B) en de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). Daarnaast is gebruik gemaakt van CUR-publicatie 166.

Bij het bereiken van de UGT is de stabiliteit van de gehele damwandconstructie nog juist gewaarborgd. In een eerder stadium kunnen echter al dusdanige vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein optreden dat de stabiliteit van de daar aanwezige bouwwerken in gevaar komt. In die situatie is de UGT type B bereikt, die vervolgens een toetsing vereist van de optredende vervormingen aan de voor deze grenstoestand gestelde eisen.

De controle van de bruikbaarheidsgrenstoestand houdt eveneens verband met vervormingen, maar daarbij gaat het om de toetsing van de bruikbaarheid. Bij overschrijding van deze grenstoestand worden de vervormingen van de damwandconstructie en het aangrenzende terrein zodanig groot dat de bruikbaarheid in ernstige mate wordt geschaad. Hierbij moet onder andere worden gedacht aan invloed op belendende bebouwing en hinder voor verkeer en kranen door (ongelijkmatige) zakking van het achter de damwand gelegen terrein.

In het ontwerp stadium staat de controle van de UGT van de stabiliteit van de hoofdwand centraal, namelijk:

- het overschrijden van de passieve weerstand van de damwand (grondbreuk);
 - het ontstaan van een vloeimoment/breukmoment in de damwandplanken;
 - het overschrijden van de draagkracht van de stempels/ankers;
- en, indien de damwand ook verticale belastingen moet opnemen:
- het overschrijden van de verticale draagkracht.

Daarnaast worden de vervormingen in de BGT globaal gecontroleerd.

De damwandberekeningen zijn uitgevoerd met het eendimensionaal eindig elementenprogramma DSHEETPILING, waarmee momenten, dwarskrachten en verplaatsingen van een al dan niet (meervoudig) gestempelde of verankerde damwand kunnen worden berekend.

De gronddruk op de damwand wordt in de berekening afhankelijk gesteld van de uitbuiging van de wand. De spanningsrekrelatie van de grond wordt beschreven door een multi-lineaire veer karakteristiek bestaande uit drie tussentakken, aangeduid met $k_{h,1}$, $k_{h,2}$ en $k_{h,3}$.

De volgende berekeningen zijn gemaakt:

- Berekeningen UGT

Met rekenwaarden voor de geotechnische- en geometrische parameters, alsmede rekenwaarden voor de buigstijfheid van de damwand en *lage* rekenwaarden voor de beddingsconstante van de grondlagen wordt een ontwerpberekening uitgevoerd, waarmee de minimale inbeddingsdiepte wordt bepaald.

De minimale inbeddingsdiepte kan echter ook beïnvloed worden door andere factoren, zoals de verticale draagkracht, geohydrologische omstandigheden en/of het beschikbare damwandprofiel.

Vervolgens worden gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd met *lage* en *hoge* rekenwaarden voor de beddingsconstanten en wordt de inbeddingsdiepte geoptimaliseerd. Met deze berekeningen worden tevens eventuele onzekerheden in de buigstijfheid van de wand verwerkt. Ook wordt de grondwaterstand aan de lage zijde gevarieerd. De hier genoemde berekeningen zijn de berekeningen 1 t/m 4 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1.

- Berekening BGT

Tenslotte worden de berekeningen uitgevoerd met karakteristieke waarden van de geotechnische- en geometrische parameters. Hiermee kan een goede indruk worden verkregen van de werkelijk te verwachten uitbuiging. Behalve voor de gebruikstoestand, wordt deze berekening ook gebruikt voor de toetsing van de uiterste grenstoestand, door een belastingsfactor van 1,2 op het moment, de snedekrachten en de anker/stempelkrachten te zetten (berekening 5 volgens tabel 9.d van NEN 9997-1).

- Maatgevende waarden

De maatgevende rekenwaarden van moment $M_{s,d}$ en dwarskracht $D_{s,d}$ van de bovengenoemde berekeningen 1 t/m 5 dienen getoetst te worden aan de rekenwaarde van de sterkte van de plank volgens materiaalgebonden normen. Voor de toetsing van de rekenwaarde van de stempel/ankerkracht P_d , indien van toepassing, worden additionele partiële factoren gebruikt, onder andere vanwege het feit dat bij vloeï of breuk het stempel of anker volledig uitvalt.

3.2. Uitgangspunten berekeningen

Veiligheidsklasse

Conform paragraaf 5.4 van het uitgangspuntenrapport is de kade ingedeeld in veiligheidsklasse RC2.

Damwandprofiel

Op basis van oriënterende berekeningen is besloten voor de verdere uitwerking van het damwandadvies uit te gaan van stalen damwandprofiel type AZ26, staalkwaliteit S270.

Gezien de permanente functie van de damwand is rekening gehouden met dikteverlies door corrosie. Het traagheids- en weerstandsmoment zijn gereduceerd, waarbij volgens 9.2.2 van CUR-publicatie 166 deel 1 voor staal in de grond een corrosie ter grootte van 0,036 mm per jaar (0,014 mm/jaar aan waterzijde, 0,022 mm/jaar aan grondzijde) is aangehouden, resulterend in een totale corrosie van 3,6 mm na 100 jaar.

In de berekeningen zijn voor de eigenschappen van de damwand de volgende waarden gebruikt, rekening houdend en corrosie (door de corrosie zijn het traagheidsmoment en weerstandsmoment zodanig afgenomen dat ze overeenkomen met de eigenschappen van een AZ18):

- $EI = 7,2 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- $W = 1800 \text{ cm}^3/\text{m}$

Stempel / anker

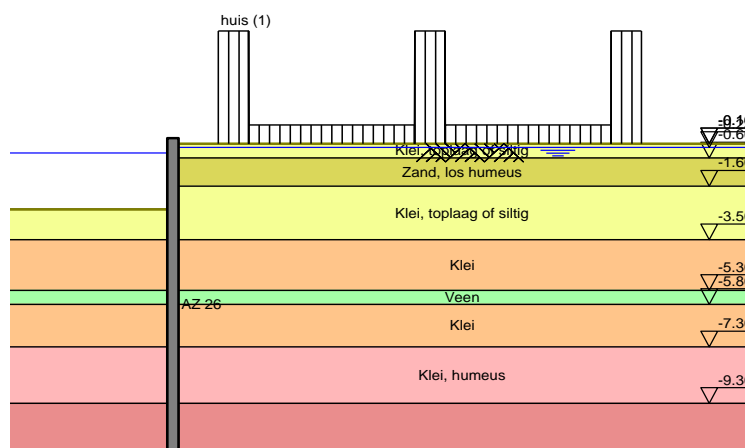
In de berekeningen is uitgegaan van een vrijstaande damwand.

Terreinbelasting

Door de opdrachtgever zijn geen specifieke eisen ten aanzien van de bovenbelasting aan de actieve zijde van de damwand gegeven. Maar de aanwezigheid van het op staal gefundeerde huis, maakt het wel noodzakelijk om een bovenbelasting toe te voegen om het spanningsniveau aan de actieve zijde van de damwand zo goed mogelijk te simuleren.

De aan de actieve zijde van de damwand aanwezige fundering is als volgt in de berekening geschematiseerd:

- afstand tot damwand 1,5 m
- onderzijde fundering NAP -0,1 m
- funderingsbreedte 15 m
- funderingsdruk 30 kN/m² ter plaatse van de muren (representatieve waarde)
5 kN/m² als tussen belasting (representatieve waarde)



Figuur 3-1 belastingverdeling van aanwezige huis

Geometrische parameters en overige uitgangspunten

De karakteristieke waarden voor de geometrische parameters en overige uitgangspunten zijn voor de bouwphase samengevat in tabel 3-1. De bovenkant van de damwand ligt op NAP +0,1 m.

tabel 3-1: Karakteristieke waarden geometrische parameters

Karakteristieke waarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Karakteristieke waarde (grond)waterstand [m t.o.v. NAP]		Representatieve waarde bovenbelasting [in kN/m ²] en traject [m] vanaf de damwand
Lage zijde	Hoge zijde	Lage zijde	Hoge zijde	
-2,43	0,1	-0,43	-0,23	30 en 5 (vanaf 1,5 m afstand)

Rekenwaarden

De rekenwaarden voor de geotechnische parameters worden gevonden door deling van de karakteristieke waarden (X_k) uit de tabellen het uitgangspuntenrapport door materiaalfactoren uit tabel A.4b van NEN 9997-1. Bij de geometrische parameters (waterniveaus en kerende hoogte) uit tabel 3-1 wordt de rekenwaarde gevonden door toepassing van een additionele veiligheidsmarge, waarvoor een minimum geldt van Δa volgens tabel 9.a en 9.3.2.(2) van NEN 9997-1. De gehanteerde factoren en veiligheidsmarges zijn samengevat in tabel 4-3-2.

tabel 4-3-2: Partiële factoren (γ_m / γ_F en additionele veiligheidsmarges (Δa))

	Partiële factor γ_m en γ_F betrokken op X_k / p_{kar} of F_{kar}	Additionele veiligheidsmarge Δa betrokken op μ	Rekenwaarde
	Veiligheidsklasse RC2		
Tan ϕ' hoek van inwendige wrijving	1,175	-	X_k / γ_m (min)
c' cohesie	1,25	-	X_k / γ_m (min)
Kerende hoogte	-	0,50	Max ($\mu + \Delta a$)
WS lage zijde	-	0,25	Max ($\mu + \Delta a$) of Min($(\mu - \Delta a)$)
GWS hoge zijde	-	0,05	Max ($\mu + \Delta a$)
Belasting (p of F):			
- permanent	1,0	-	$P_{kar} \cdot \gamma_F$
- veranderlijk	1,1	-	$P_{kar} \cdot \gamma_F$

De rekenwaarde van de buigstijfheid van de damwand is gelijk aan de karakteristieke waarde (materiaal factor 1,0).

Rekenwaarden voor de lage- en hoge waarden van de beddingsconstanten zijn verkregen door toepassing van partiële factoren van respectievelijk 1,3 en 1,0 op de karakteristieke waarden.

Berekeningsschema (9.7.1(h) van NEN 9997-1)

De berekeningen zijn gemaakt volgens schema A, dat wil zeggen dat in alle bouwfases rekenwaarden van de parameters zijn gebruikt.

3.3. Berekeningsresultaten DSheetpiling

In onderstaande tabellen van de damwand de uitgangspunten en berekeningsresultaten gepresenteerd.

tabel 3-3: Resultaten damwandberekeningen UGT, veiligheidsklasse RC2

Rekenwaarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Rekenwaarde GWS [m t.o.v. NAP]		Profiel		$M_{s;d}$ [kNm/m ¹]		$D_{s;d}$ [kN/m ¹]	
links	rechts	links	rechts	type	lengte [m]	min	max	min	max
-2,43	+0,1	-0,43	-0,23	AZ26	12,1	0	173	43	108

tabel 3-4: Resultaten damwandberekeningen BGT

Rekenwaarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Rekenwaarde GWS [m t.o.v. NAP]		Profiel		u_{max} [mm]	
links	rechts	links	rechts	type	lengte [m]	min	max
-2,43	+0,1	-0,43	-0,23	AZ26	12,1	0	59

Opmerkingen bij de tabellen:

- GWS = grondwaterstand;
 $M_{s;d}$ = maatgevende rekenwaarde van het moment in kNm/m¹;
 $D_{s;d}$ = maatgevende rekenwaarde van de dwarskracht in kN/m¹;
 u_{max} = maximaal berekende uitbuiging; de in grenstoestand 2 berekende uitbuiging geeft een indicatie omtrent de werkelijk te verwachten vervorming.

tabel 3-5: Maatgevende rekenwaarden en uitgangspunten voor toetsing UGT en BGT

Damwand profiel	AZ26 of gelijkwaardig (incl. corrosie)
Lengte	12,1 m
Inbeddingsdiepte	NAP -12,0 m
Traagheidsmoment	34.200 cm ⁴ /m ¹
Weerstandsmoment	1.800 cm ³ /m ¹
Rekenwaarde optredend buigend moment $M_{s;d}$ (UGT)	173 kNm/m ¹
Rekenwaarde optredende dwarskracht $D_{s;d}$ (UGT)	108 kN/m ¹
Maximum uitbuiging u_{max} (BGT)	59 mm

Opmerkingen bij de tabel:

- 1) De rekenwaarde van het buigend moment $M_{s;d}$ en de dwarskracht $D_{s;d}$ is berekend in de UGT bij rekenwaarden voor alle parameters en lage beddingsconstanten.
- 2) De rekenwaarde van de optredende uitbuiging u_{max} is berekend in de BGT bij karakteristieke waarden voor geotechnische parameters, lage beddingsconstanten en karakteristieke waarden voor geometrische parameters.
- 3) Staalkwaliteit S270 is toegepast

3.4. Toetsing vloeimoment

Conform 9.7.1(l, m en n) van NEN 9997-1 dienen momenten en krachten in de constructie te worden getoetst aan de materiaal gebonden normen NEN-EN 1993 (staalconstructies). In deze paragraaf is dat gedaan op van de in tabel 3-5 gepresenteerde resultaten uit DSheetpiling gedaan.

Momenten

Voor de momenten moet worden voldaan aan:

$$M_{s;d} < M_{r;d}$$

waarin:

$$\begin{aligned} M_{r,d} &= \text{rekenwaarde van het vloeimoment} = M_{r,rep} / \gamma_m \\ M_{r,rep} &= \text{representatieve waarde van het vloeimoment} \\ \gamma_m &= 1,0 \text{ (staal)} \end{aligned}$$

Voor de maatgevende situatie is de rekenwaarde van het maatgevende moment $M_{s,d}$ 173 kNm/m^1 . De rekenwaarde van de sterkte $M_{r,d}$ is in dit geval 486 kNm/m^1 (profiel AZ26 incl. corrosie en kwaliteit S270) zodat voldaan is aan de gestelde sterkte-eis.

Dwars- en normaalkracht

De berekende dwarskracht en normaalkracht in de damwand zijn beperkt, en daardoor niet maatgevend.

3.5. Toetsing vervormingen

Bij de controle op vervormingen conform 9.7.1(s) van NEN 9997-1 dient aan de eisen in 9.8 van NEN 9997-1 te worden voldaan. De vervormingseis is als volgt:

$$u_{\max} \leq u_{\text{req}}$$

waarin:

$$\begin{aligned} u_{\text{req}} &= \text{maximaal toelaatbare uitbuiging in de BGT} \\ u_{\max} &= \text{optredende uitbuiging in de BGT} \end{aligned}$$

De maximale uitbuiging (u_{\max}) is voor de BGT berekend op 59 mm in DSHEETPILING.

In onderhavig project bedraagt de maximaal toelaatbare uitbuiging (u_{req}) bij een standaard eis van 1/100 van de kerende hoogte ca. 25 mm. Derhalve kan worden geconcludeerd dat in dit geval aan de vervormingseis niet wordt voldaan. Met PLAXIS is de vervorming nauwkeuriger bekeken, aangezien het uitgangspunt is dat de betonnen wand de vervormingen zal beperken.

Opgemerkt wordt dat als gevolg van een horizontale uitbuiging van de damwand direct achter de damwand maaiveldzakkingen van ongeveer dezelfde orde van grootte zijn te verwachten.

3.6. Vervormingsberekening met Eindige Elementen Analyse

Omdat de vervormingen van nieuwe damwand beter gesimuleerd kunnen worden met behulp van een eindige elementen analyse is deze analyse gedaan. In de eerdere berekening met DSHEETPILING is was het niet mogelijk om de fasering te modelleren zoals er daadwerkelijk optreedt.

De volgende fasering is aangehouden:

- 1) Bestaande kering (keerwand van beton) aangebracht
- 2) Boezem ontgraven
- 3) Plaatsen van een nieuwe damwand voor de bestaande kering
- 4) De ruimte tussen de bestaande en nieuwe kering opvullen met lichtophoogmateriaal
- 5) Bestaande kering verliest zijn functie

Met behulp van deze fasering is het mogelijk de vervormingen van de nieuwe damwand te bepalen na de installatie, deze zal gunstiger zijn dan uitgerekend met DSheetpiling. Daarnaast bestaat de mogelijkheid dat de huidige kering in de loop der tijd zijn functie verliest (betondegradatie en/of bezwijken) en daarmee de actieve druk toeneemt op de nieuwe damwand.

De damwand is in deze PLAXIS 2D analyse gemodelleerd als AZ18 profiel, vergelijkbaar aan de AZ26 inclusief corrosie.

Voor de analyse is gebruik gemaakt van het "Hardening Soil Small Strain" (HSsmall) materiaalmodel. De eigenschappen van dit model zorgen er voor dat de vervormingen achter de kering het best worden gemodelleerd.

Bij het materiaalmodel hoort een andere set parameters dan gebruikt wordt voor de analyse met DSheetpiling. De parameters zijn weergegeven in tabel 4-1.

De waarde van de parameter E_0/E_{ur} is bepaald op basis van literatuur (Alpan, 1970), gezamenlijk met de formule om volgens de elasticiteitstheorie de E_0 om te rekenen in de glijdingmodulus bij kleine rekken (G_0):

$$G_0 = E_0 \frac{1}{2(1 + \nu)}$$

De parameter $\gamma_{0.7}$ geeft de waarde aan waar de genormaliseerde glijdingmodulus, G/G_0 , is gereduceerd tot 70%. Hiervoor is de relatie van (Hardin & Drnevich, 1972) gebruikt:

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} (2c'(1 + \cos 2\varphi') + \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\varphi')$$

Tabel 3-6 parameters voor het HSsmall model

	φ' [°]	c' [kPa]	E_{50} [kN/m ²]	E_{oed} [kN/m ²]	E_{ur} [kN/m ²]
Klei top laag	22,5	0	3.000	1.500	10.000
Klei	20	0	2.000	1.000	6.000
Zand, los, humeus	27	0	15.000	15.000	45.000
Veen	15	1	1.250	750	3.750
klei, humeus	17,5	0	1.000	550	3.000
Zand, los gepakt	30	0	10.000	10.000	30.000
Klei, sterk zandig	27,5	0	2.000	1.000	6.000
licht ophoogmateriaal	35	0	15.000	15.000	45.000

	E_0/E_{ur}	G_0 [kN/m ²]	$\gamma_{0,7}$ [-]	σ_1' [kN/m ²]	$K_{0,nc}$ [-]
Klei top laag	8	30.750	4E-05	10	0,6173
Klei	10	23.050	2E-04	30	0,6580
Zand, los, humeus	4	69.200	2E-05	10	0,5460
Veen	10	14.400	2E-04	30	0,7412
klei, humeus	15	12.500	3E-04	40	0,6993
Zand, los gepakt	8	92.300	1E-04	70	0,5000
Klei, sterk zandig	10	23.050	7E-04	110	0,5383
licht ophoogmateriaal	4	69.200	2E-05	10	0,4264

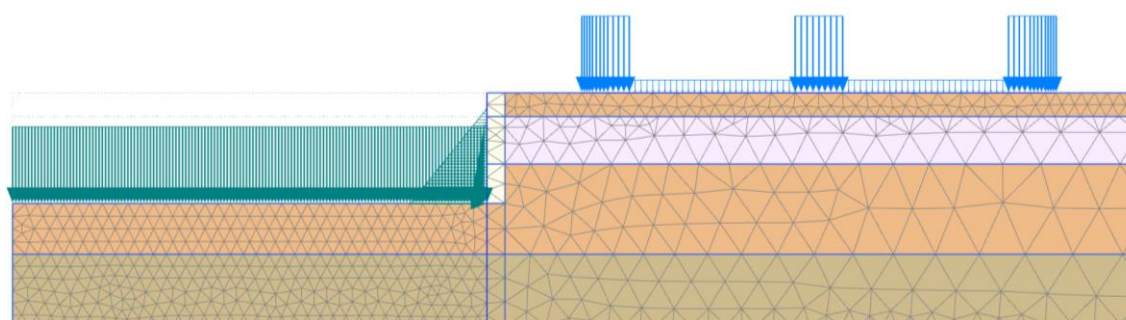
Tabel 3-7 geeft de structurele eigenschappen weer die gebruikt zijn voor de bestaande kade. De eigenschappen van de damwand zijn hetzelfde gehouden als in de vorige paragrafen.

Tabel 3-7 eigenschappen structurele elementen in PLAXIS

	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	
Betonwand (inc. HEA-180 profiel)	950×10 ³	5200	
	EA [kN]	EI [kNm ²]	$L_{spacing}$ [m]
HEA-180 profiel	950×10 ³	5200	1,0

In bijlage A1b is de geometrie weergegeven die gebruikt is voor de eindige elementen analyse in de verschillende fasen.

Het naast gelegen huis is gemodelleerd op een afstand van 1,6 m van de bestaande kering. Daarnaast is een belastingschema van 30 kPa voor de wanden en 5 kPa tussen de wanden meegenomen als toegevoegde effectieve spanningen in de grond onder de woning. Dit is weergegeven in figuur 3-2.



Figuur 3-2 belastingschema van het huis naast de damwand

3.6.1. Resultaten

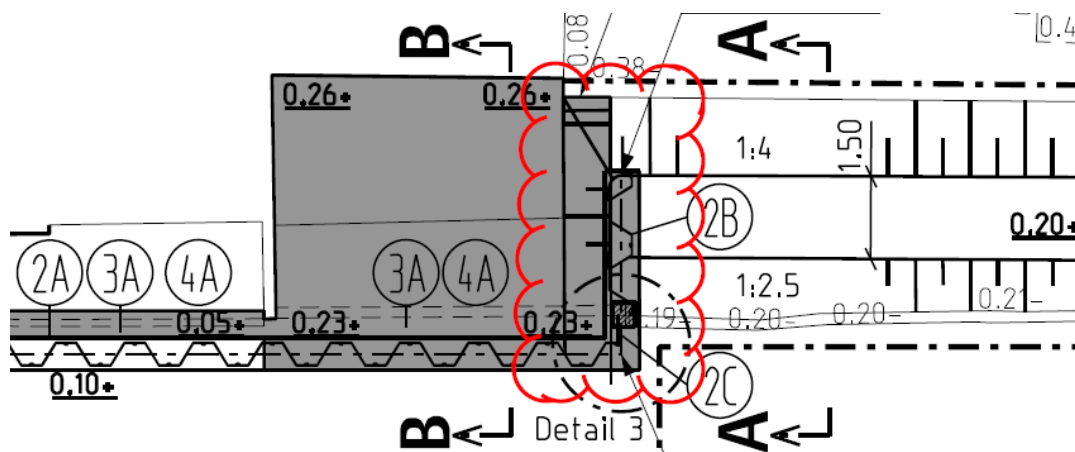
Door het plaatsen van de nieuwe damwand is het van belang dat de vervormingen aan het naastgelegen huis beperkt blijven.

Fase	Vervorming aan damwand		Vervorming aan huis	
	u_x [mm]	u_y [mm]	u_x [mm]	u_y [mm]
Plaatsen damwand	0	-	0	0
Licht ophoogmateriaal plaatsen	6	-	0	1
Functieverlies bestaande kering	17	-	1	12

De berekende vervormingen door verslechtering van de bestaande kering zullen mogelijk nooit optreden of is een proces dat in de loop van de tijd zal optreden.

3.7. Dwarsdamwand

Ten oosten van Zuidbuurt 51 wordt de kerende hoogte gerealiseerd door een grondlichaam. Om er voor te zorgen dat de overgang van een damwandconstructie naar een grondconstructie overal voldoet aan de eisen, wordt over een korte afstand haaks op de damwand uit de vorige paragraaf een ondiepe damwand geplaatst, voor een overzicht zie figuur 3-3, dit een uitsnede van bestektekening 1412-0012-01.



Figuur 3-3 bovenaanzicht van de damwand die haaks op de watergang staat (Rode arcering, Fugro tekeningnr.:1412-0012-01)

Deze damwand heeft een beperkte kerende hoogte. Het hoge maaiveld (rechts) ligt op NAP +0.2 m en het lage maaiveld (links) ligt op NAP -0.22 m. Door deze kleine kerende hoogte kan hier een lichter en korter damwandprofiel geplaatst worden.

Veiligheidsklasse

Conform paragraaf 5.4 van het uitgangspuntenrapport is de kade ingedeeld in veiligheidsklasse RC2.

Bovenbelasting

Op de grondkering zijn slechts beperkte belastingen toegestaan. Er is daarom gerekend met een belasting van 5 kN/m^2 .

Damwandprofiel

Gezien de geringe kerende hoogte van deze damwand is de benodigde sterkte van de damwand beperkt. Er kan worden volstaan met een licht damwandprofiel, maar in verband met de beperkte diepte en hoeveelheid is uitgegaan van hetzelfde profiel als de damwand in het water (AZ26, staalkwaliteit S270). De inbeddingsdiepte is bepaald op 1,5 m. De overige uitgangspunten zijn af te leiden uit de damwandberekeningen in 3.2 en 3.3.

3.7.1. Berekeningsresultaten DSheetpiling

In onderstaande tabellen van de damwand de uitgangspunten en berekeningsresultaten gepresenteerd.

tabel 3-8: Resultaten damwandberekeningen UGT en BGT, veiligheidsklasse RC2

Rekenwaarde maaiveld [m t.o.v. NAP]		Rekenwaarde GWS [m t.o.v. NAP]		Profiel		$M_{s;d}$ [kNm/m ¹]		$D_{s;d}$ [kN/m ¹]		u_{max} (BGT) [mm]	
links	rechts	links	rechts	type	lengte [m]	min	max	min	max	min	max
-0,22	+0,2	-1,3	0	AZ26	1,5	0	2	-2	6	-	11

Opmerkingen bij de tabellen:

- GWS = grondwaterstand;
- $M_{s;d}$ = maatgevende rekenwaarde van het moment in kNm/m¹;
- $D_{s;d}$ = maatgevende rekenwaarde van de dwarskracht in kN/m¹;
- u_{max} = maximaal berekende uitbuiging; de in grenstoestand 2 berekende uitbuiging geeft een indicatie omtrent de werkelijk te verwachten vervorming.

3.8. Geohydrologisch effect kadeverbetering door toepassen damwand

Door het plaatsen van een grond- en waterkerende damwand wordt de infiltratie van oppervlaktewater vanuit de boezem ter plaatse van Zuidbuurt 51 verstoord. Dit leidt achter de damwand tot een verlaging van de grondwaterstand ten opzichte van de huidige situatie. De grootte van de te verwachten grondwaterstandsverlagingen is berekend met software pakket MicroFEM.

3.8.1. Resultaten grondwaterstandsverlagingen

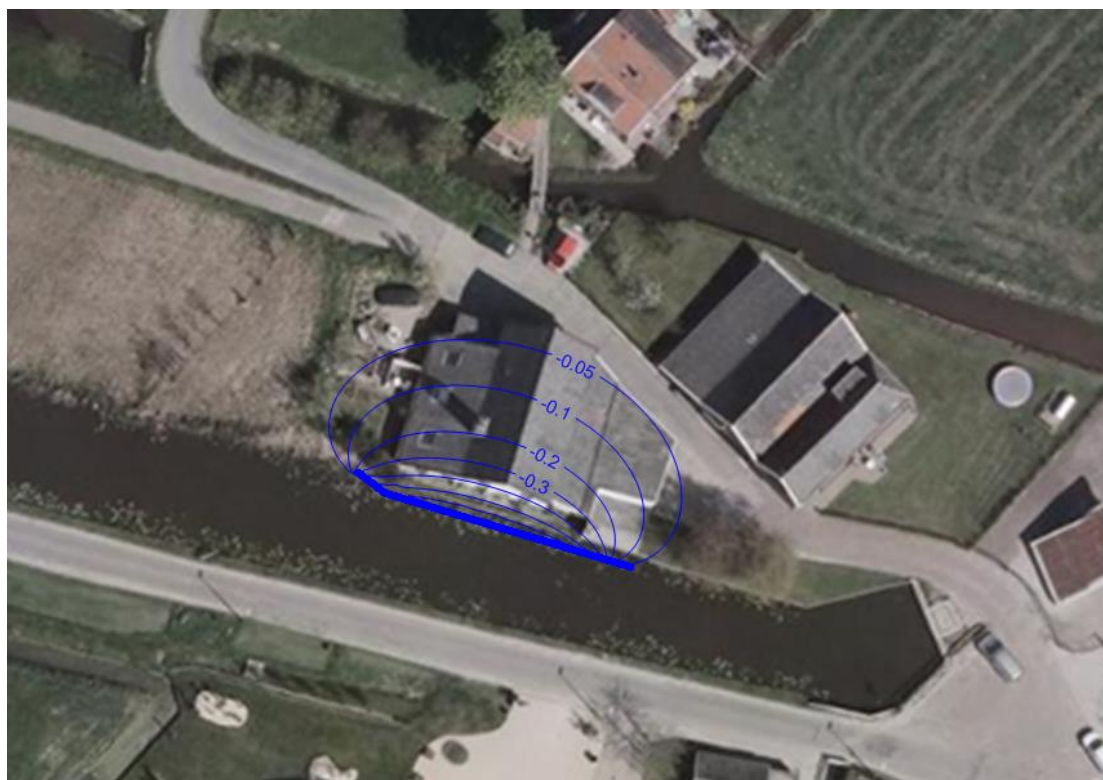
Op basis van de in het uitgangspuntenrapport gepresenteerde netto neerslagwaarden is een berekening uitgevoerd voor een situatie met en zonder damwanden. De grondwaterstandsverlaging als gevolg van het plaatsen van damwanden als oeverbescherming is vervolgens benaderd door de berekende grondwaterstanden van elkaar af te trekken.

De berekende grondwaterstandsverlaging ter plaatse van de voorgevel van Zuidbuurt 53 bedraagt voor alle aangehouden netto neerslagwaarden minder dan 0,05 m. Ter plaatse van Zuidbuurt 51, direct achter de damwand, worden grotere verlagingen berekend. De berekende grondwaterstandsverlagingen ter plaatse van de voor- en achtergevel van Zuidbuurt 51 zijn in tabel 3-9 gepresenteerd. De berekende grondwaterstandsverlagingen zijn tevens in afbeelding 3-4 gepresenteerd (bij een netto neerslag van -0,25 mm).

Tabel 3-9: Berekende grondwaterstanden en verlagingen ter plaatse van Zuidbuurt 51

Netto Neerslag	Grondwaterstand t.p.v. voorgevel (ca. 1,5 m van waterkant)		
	Huidige situatie	Toekomstige situatie	Vershil
0 mm	-0,64 m	-0,95 m	-0,31 m
-0,25 mm	-0,78 m	-1,28 m	-0,50 m
Grondwaterstand t.p.v. achtergevel (ca. 16 m van waterkant)			
0 mm	-1,31 m	-1,68 m	-0,03 m
-0,25 mm	-1,63 m	-1,68 m	-0,05 m

De verlagingen die zijn berekend met een netto neerslag van -0,25 mm zijn naar verwachting worst-case.



Figuur 3-4: Berekende grondwaterstandsverlagingen ten gevolgen van het plaatsen van de damwanden (op basis van een stationaire berekening met een netto neerslag van -0,25 mm)

3.8.2. Advies uitvoering damwand

Het optreden van grondwaterstandsverlagingen achter de damwand kan worden beperkt door de damwandplank te perforeren. Het effect van de perforaties is afhankelijk van de grootte van de perforaties en de doorlatendheid van het bodemmateriaal, waarmee de ruimte achter de damwand wordt aangevuld. Het effect van de perforaties is maximaal wanneer achter de damwand een goed doorlatende grondsoort wordt aangebracht. In dit geval ontstaat direct achter de damwand een grondwaterstand die gelijk is aan het boezempeil. Ook zal de grondwaterstroming door de waterkering (en het grondwaterstandsniveau in de waterkering) niet wezenlijk veranderen ten opzichte van de huidige situatie.

Kleiafdichting

Om de waterkerende functie van de damwand te behouden, dient aan de bovenzijde achter de damwand een kleilaag te worden aangebracht. De minimaal benodigde dikte van deze kleilaag is bepaald door een evenwichtsbeschouwing. Uitgangspunten hierbij zijn:

- Minimale gewicht aan te brengen kleilaag: 14 kN/m^3 ;
- Veiligheidsfactoren: Materiaalfactor klei is $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,9$, daarnaast wordt een overall veiligheidsfactor van $\gamma = 1,2$ toegepast;
- Maximale boezempeil is NAP -0,1 m (incl. robuustheidstoeslag).

Er moet worden voldaan aan: $V_{\text{dst;d}} \leq G_{\text{stb;d}}$

Waarbij $V_{\text{dst;d}}$ de waterdruk tegen de kleilaag is en $G_{\text{stb;d}}$ het gewicht van de kleilaag. In onderstaande tabel is voor een aantal niveaus de minimaal benodigde diepte opgegeven.

Tabel 3-10: benodigde dikte kleilaag op basis van aanlegniveau kleilaag

Onderkant kleilaag	Waterdruk incl. veiligheidsfactor	Min. dikte kleilaag
[m NAP]	[kPa]	[m]
-0,1	0	0
-0,2	1,2	0,1
-0,4	3,6	0,3
-0,6	6	0,5

Naast bovenstaande dikte wordt geadviseerd om de onderzijde van de kleilaag onder het boezempeil aan te leggen, zodat de kleilaag niet kan uitdrogen.

Uitvoering

Om de grondwaterstandsverlagingen ten gevolge van het plaatsen van de damwanden te beperken, wordt geadviseerd bij de werkzaamheden de volgende uitgangspunten te hanteren (in bijlage A3 zijn de uitgangspunten in een schets weergegeven):

- De damwand ten minste 0,3 m vanaf de huidige betonnen wand plaatsen;
- De damwandplanken vooraf perforeren beneden boezempeil (op ca. NAP -0,8 m, diameter perforaties ca. 0,1 m);
- Perforaties aansluiten op stalen pijpjes die na installatie van de damwanden worden verbonden met een drainage;
- De ruimte tussen de damwand en de betonnen wand opvullen met goed waterdoorlatend materiaal met een laag volumiek gewicht (max. 1200 kg/m^3 , maar zwaarder dan water). Bijvoorbeeld bims;
- De ruimte bovenin af te dekken met een kleilaag, waarbij de onderzijde op NAP -0,6 m wordt aangebracht en de minimale dikte 0,5 m bedraagt (geotextiel aanbrengen tussen bims en kleilaag).

De perforaties in de damwand hebben ook effect op de sterkte van de damwand. Deze perforaties worden echter toegepast boven het bodemniveau, waar de optredende krachten en momenten beperkt zijn, waardoor deze perforaties niet maatgevend zijn voor de resultaten van de berekeningen.

3.9. Samenvatting

Uit de berekeningsresultaten voor dit project kan worden geconcludeerd dat een damwandconstructie bestaande uit AZ-26 profielen ($W = 2600 \text{ cm}^3/\text{m}$, $EI = 2880 \text{ kNm}^2/\text{m}$,

staalkwaliteit S270) of gelijkwaardig met een lengte van 12,1 m (hetgeen overeenkomt met een installatieniveau van ca. NAP -12,0 m) voldoet.

Voor de berekende waarden van krachten en vervormingen wordt verwezen naar de voorgaande paragrafen.

De overige mechanismen zijn globaal getoetst en blijken niet maatgevend te zijn.

Opgemerkt wordt dat de gehanteerde uitgangspunten (zoals ontgravingsdiepte, maaiveldbelasting) en vervormingseisen dienen te worden geverifieerd door de opdrachtgever.

De damwanden dienen voorzien te worden van perforaties, zoals aangegeven in paragraaf 3.8.

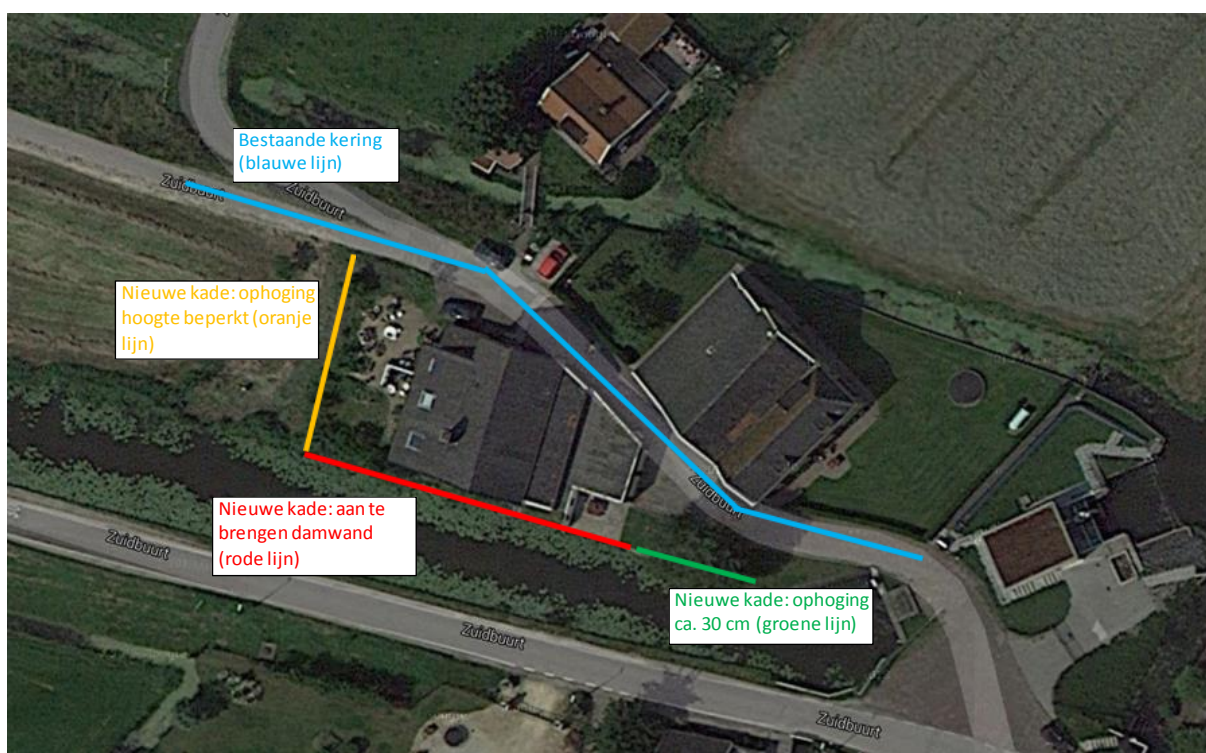
3.10. Referenties

- [1] Alpan, I. (1970). The geotechnical properties of soils. Earth-Science Reviews, Vol. 6, pp 5-49
- [2] Hardin, B.O., Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98 (SM7), pp 667-692

4. ANALYSE STABILITEIT WATERKERING IN GROND

De stabiliteitsanalyse wordt uitgevoerd voor de nieuwe waterkering in grond aan de westzijde van het projectgebied (zie figuur 4-1). Hierbij wordt uitsluitend naar de stabiliteit gekeken in de eindsituatie, zonder invloeden van niet waterkering gerelateerde zaken (bv. NWO's en trillingen). De faalmechanismen die worden beschouwd zijn:

- Hoogte.
- Macrostabiliteit grondlichaam zijkant woning (kwantitatief, DGeoStability).
- Macrostabiliteit talud langs teensloot bij aanbrenge wand (kwalitatief).
- Piping.
- Risico op kortsluiting bij droogte, en eventuele gevolgen voor diepe stijghoogte.
- Microstabiliteit.



Figuur 4-1: Globale locatie nieuwe kade bestaande uit klei (gele lijn)

4.1. Uitgangspunten

De uitgangspunten staan beschreven in het rapport van Fugro: 1412-0012-008_31 R01_Uitgangspunten. Aanvullende uitgangspunten voor het toetsen van het ontwerp op stabiliteit en hoogte zijn in deze paragraaf opgenomen.

4.1.1. Geometrie

De geometrie wordt aangehouden als opgegeven in het uitgangspuntenrapport, met de aanvulling dat de huidige geometrie is bepaald op basis van lokaal ingemeten profielen.

Op circa 10 m van de waterkering bevindt zich bebouwing, dit is een niet waterkerend object (NWO) en wordt derhalve buiten beschouwing gelaten in de analyse. Daarom wordt de bebouwing geschematiseerd als een verdieping van het maaiveld met circa 0,5 m, vanwege de funderingsdiepte (fundering op staal).

Vanwege de autonome bodemdaling wordt de kade 0,1 m hoger ontworpen, dan de vereiste kruinhoogte. met een gemiddelde autonome bodemdaling van circa 0,01 m per jaar wordt voor een periode van circa 10 jaar de autonome bodemdaling ondervangen. Daarna dient periodiek onderhoud plaats te vinden aan de kade.

4.1.2. Bodemopbouw

In afwijking van het uitgangspuntendocument wordt de kade zelf geschematiseerd als klei, omdat dit blijkt uit de handboring op de locatie van de huidige op te hogen kade. Hiermee is er geen tussenzandlaag aanwezig t.p.v. de nieuwe kade. Vanaf NAP -2,0 m wordt de bodemopbouw aangehouden zoals aangegeven in het uitgangspuntendocument.

4.1.3. Grondparameters

De grondparameters worden aangehouden zoals in de proevenverzameling van Delfland, omdat dit in overeenstemming is met de overige groene kades in het beheersgebied. Voor de ophoogklei worden de parameters aangehouden uit de proevenverzameling: DUINKERKE KLEI, naast [DELFT 1997].

4.1.4. Beleidsregels Hoogheemraadschap van Delfland

Vanuit het hoogheemraadschap is een beleidsregel 'Algemeen Programma van Eisen voor kadeontwerpen (Techniek)' [DELFT 2014] uitgebracht waarin de eisen staan vermeld waaraan een boezemkade moet voldoen. De belangrijkste eisen bij de beoordeling van het ontwerp zijn hier opgenomen:

- Planperiode voor het ontwerp van de boezemkade is minimaal 10 jaar;
- Er dient rekening te worden gehouden met een autonome bodemdaling van 0,10 m aan het einde van een planperiode van 10 jaar;
- Verder dient het ontwerp makkelijk aan te passen te zijn aan eventuele toekomstige ontwikkelingen.
- IPO-norm: klasse IV, schadefactor $\gamma_n = 1,00$;
- Verkeersbelasting modelleren als een ongedraineerde bovenbelasting van 5,0 kN/m² over een breedte van 2,5 m;
- Minimale kruinhoogte (na 10 jaar) volgens legger van NAP + 0,10 m;
- Kabels en leidingen mogen de waterkering niet kruisen, hiervoor moeten voorzieningen worden getroffen.
- Er is gerekend met een minimale kruinbreedte bedraagt 2 m, door het HHD is later aangegeven dat een kruinbreedte van 1,5 m toegepast mag worden. Het effect op de stabiliteit is naar verwachting beperkt, daarom zijn de berekeningen niet aangepast.

4.1.5. Stabiliteitseis

De berekende stabiliteitsfactor op basis van de rekenwaarden voor de grondparameters (F_d) moet groter zijn dan het product van de overige partiële veiligheidsfactoren:

$$F_d > \gamma_n \times \gamma_d \times \gamma_b$$

Hierin is:

γ_n	schadefactor
γ_d	modelfactor
γ_b	schematiseringsfactor

Schadefactor

Op basis van informatie van het Hoogheemraadschap van Delfland valt de regionale waterkering onder IPO-veiligheidsklasse IV (veiligheidsnorm 1/300 per jaar). Voor de ontwerpberekeningen dient de schadefactor na aanleg of verlegging van de waterkering ten minste 1,00 te zijn [DELFT 2014].

Modelfactor

Bij toepassing van de methode Bishop (cirkelvormige glijvlakken) wordt met een modelfactor van 1,0 gerekend [LTVRW, 2007].

Schematiseringsfactor

Omdat het een ontwerp betreft, dient de schematiseringsfactor te worden aangehouden. Op basis van [DELFT 2014] wordt een schematiseringsfactor van 1,0 aangehouden.

Stabiliteitsfactor

De berekende stabiliteitsfactor F_d dient minimaal 1,00 te zijn ($1,00 \times 1,0 \times 1,0$) bij toepassing van de methode Bishop.

4.1.6. Overig

De stabiliteit is alleen voor de eindsituatie beschouwd, zonder wateroverspanningen in de ondergrond ten gevolge van de ophoging. Beoordeling van de uitvoeringsstabiliteit of ophoofasering is geen onderdeel van deze rapportage.

Uitgangspunt is dat bij het ophogen het ophoogmateriaal goed verdicht wordt volgens de vigerende richtlijnen (Technisch Rapport Klei voor Dijken en Standaard RAW Bepalingen) en dat de klink hierdoor verwaarloosbaar is.

4.2. Hoogte

De waterkering wordt aangelegd op een hoogte van NAP +0,2 m. Op basis van de huidige geometrie blijkt dat de ophoging nihil (circa 0,15 m) is. Daarom worden geen significante zettingen verwacht n.a.v. de ophoging. Wel treedt autonome bodemdaling op, waardoor over een periode van 10 jaar de kade op de vereiste kruinhoogte van NAP +0,1 m ligt.

4.3. Macrostabiliteit

De stabiliteit van het ontwerp is geanalyseerd door het uitvoeren van een glijvlakberekening volgens de vereenvoudigde methode Bishop met het computerprogramma D-GeoStability versie 15.1. Hierbij wordt de veiligheidsfactor van een grondmoot langs een cirkelvormig glijvlak berekend.

Het ontwerp is op macrostabiliteit getoetst voor zowel binnenwaartse als buitenwaartse stabiliteit, waarbij de volgende maatgevende situaties voor de (grond)waterstanden zijn beschouwd:

- Binnenwaartse stabiliteit (STBI)
 - Buitenwaterstand is gelijk aan het MBP: NAP -0,10 m.
 - Voor de freatische lijn in de dijk is uitgegaan van een horizontaal verloop naar de binnenkruinlijn.
 - Binnenwaterstand (teen dijk) is aangehouden op: NAP -0,60 m.
- Buitenwaartse stabiliteit (STBU)
 - Buitenwaterstand is gelijk aan het streefpeil: NAP -0,43 m.
 - Voor de freatische lijn in de dijk is uitgegaan van een horizontaal verloop van de binnenkruinlijn naar de buitenkruinlijn van NAP -0,10 m.

- Binnenwaterstand is gelijk: NAP -0,60 m.

In tabel 4-1 en bijlage A4 zijn de stabiliteitsfactoren van het maatgevende dwarsprofiel weergegeven. Zowel de binnenwaartse- als buitenwaartse stabiliteit van de boezemkade voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,00. De uitvoeringsstabiliteit is niet beschouwd.

Tabel 4-1: Stabiliteitsfactoren macrostabiliteit

Dwarsprofiel	Stabiliteitsfactor (SF) stabiliteit binnenwaarts <i>eis: SF= 0,95</i>	Stabiliteitsfactor (SF) stabiliteit buitenwaarts <i>eis: SF= 0,95</i>
Dwarsprofiel	1,38	1,38

4.4. Microstabiliteit

Onder micro-instabiliteit wordt verstaan het uitspoelen van zand uit het binnentalud van de kade door uittredend grondwater. De bedreiging komt van binnenuit en wordt veroorzaakt door een hoge freatische lijn in het grondlichaam. Bij dit mechanisme wordt gelet op zeer plaatselijke instabiliteit. Micro-instabiliteit kent verschillende vormen van schade:

- Afdrukken van bekleding van het binnentalud door waterdrukken in de kern van het dijklichaam bij een minder doorlatende toplaag op een doorlatende kern.
- Afschuiven van de bekleding van het binnentalud als gevolg van het stijgen van de freatische lijn in de kade. Hierbij wordt uitgegaan van een uniforme bodemopbouw van het dijklichaam (zandkern met zandige toplaag) en horizontaal uittredend grondwater bij taluds boven water en loodrecht uittredend grondwater bij taluds onder water.
- Uitspoelen van gronddeeltjes uit het binnentalud door uittredend grondwater bij een toplaag van ongeveer dezelfde doorlatendheid als de kern van het dijklichaam.

Bij kaden die voornamelijk opgebouwd zijn uit cohesieve grond speelt microstabiliteit geen rol, omdat de hoeveelheid uittredend grondwater beperkt is.

De boezemkade bestaat geheel uit klei. Hetzelfde geldt voor het ophoogmateriaal, waardoor het faalmechanisme microstabiliteit niet speelt.

4.5. Piping

Stabiliteitsverlies door piping kan ontstaan wanneer te veel gronddeeltjes uit de onderliggende grondlagen worden meegevoerd door een kwelstroom door een ondiepe (tussen)zandlaag bij hoge buitenwaterstanden. Voor de veiligheid ten aanzien van piping dient de kwelweglengte bepaald te worden. Hierbij geldt dat de aanwezige kwelweglengte langer moet zijn dan de berekende kritische kwelweglengte. De afstand tussen intrede- en uittredepunt is de kwelweglengte.

Piping kan alleen optreden wanneer een intrede en uittredepunt aanwezig is. Ter plaatse van de nieuwe kade is geen tussenzandlaag aanwezig, daarom zal er geen intredepunt zijn. Conform de uitgangspunten is de stijghoogte in de diepe zandlaag NAP -0,6 m. Dit is lager dan de maaiveldhoogte in het achterland van NAP -0,5 m, daarom kan een uittredepunt niet ontstaan. Ook is een deklaag van meer dan 8 m aanwezig. Hiermee is piping niet relevant.

Een eventuele verdieping ter plaatse van de bebouwing is buiten beschouwing gelaten, omdat dit een niet waterkerend object (NWO) is en daarmee buiten de scope van deze opdracht valt.

Voor piping en stabiliteit richting de teensloot wordt verwezen naar de toetsing van de westelijk gelegen kade Zuidbuurt.

4.5.1. Droogte

Tijdens droogte kan een kade uitdrogen en daardoor kan kortsluiting ontstaan tussen het maaiveld en de watervoerende(tussen)zandlaag, dit speelt bij veenkades.

De ontworpen kade bestaat uit klei, waardoor geen kortsluiting zal ontstaan bij droogte. Klei houdt voldoende water vast en bij bespoelen van de kade tijdens hoogwater zwelt de klei vrijwel direct, waardoor eventuele scheuren gedicht worden. De veenlaag onder de kade ligt op NAP -2,0 m, dit is ruim onder het streefpeil van de boezem, ook is erboven een kleilaag aanwezig, waardoor de veenlaag niet zal uitdrogen.

Bij extreme droogte wordt het aanbevolen om de kade te inspecteren op structuurvorming.

4.6. Langsdoorsnede nieuwe kade

De doorsnede in de langs richting van de kade wordt kwalitatief beschouwd. De langsdoorsnede is over de kruin van de nieuwe kade richting het diepe achterland.

Voor de langsdoorsnede gelden dezelfde resultaten betreffende de faalmechanismen, behalve macrostabiliteit.

De macrostabiliteit van de kade zal voldoen aan de gesteld eis, omdat er een brede kade naast ligt en ook een afrit aanwezig is, waardoor nog meer breedte aanwezig is. De afstand tussen de nieuwe kade en de teensloot is circa 20 m met een hoogteverschil van circa 3 m. Een talud van 1:5 is geacht stabiel te zijn, de ruimte hiervoor is ruimschoots aanwezig, dus zal macrostabiliteit geen probleem zijn.

Aangezien in de teensloot volgens mondelinge informatie van het Hoogheemraadschap van Delfland een damwand of constructief scherm aanwezig is en hierover geen informatie is aangeleverd, is geen nadere analyse van deze constructie uitgevoerd.

Hiermee voldoet ook deze doorsnede aan alle faalmechanismen.

4.7. Conclusies

De ontworpen groene waterkering is gecontroleerd op de geotechnische waterbouwkundige faalmechanismen, waarbij uitsluitend de stabiliteit is beschouwd in de eindsituatie, zonder invloeden van niet waterkering gerelateerde zaken (bv. NWO's en trillingen). De beschouwde faalmechanismen zijn:

- Hoogte.
- Macrostabieliteit grondlichaam zijkant woning (kwantitatief, DGeoStability).
- Macrostabieliteit talud langs teensloot bij aanbrengen wand (kwalitatief).
- Piping.
- Microstabieliteit.

De resultaten van de beschouwing zijn samengevat in tabel 4-2. Voor de uitgangspunten en (tussen)resultaten van de analyses wordt verwezen naar de voorgaande hoofdstukken.

Tabel 4-2: Samenvatting beoordelingsresultaten conform [LTVRW, 2007]

Profiel	Hoogte	Macrostabieliteit binnenwaarts	Macrostabieliteit buitenwaarts	Microstabieliteit	Piping
Ontwerpprofiel	Voldoende	Voldoende	Voldoende	Voldoende	Voldoende

Aanbevolen wordt om de kade 0,1 m hoger aan te leggen, dan de vereiste NAP +0,1 m, vanwege de autonome bodemdaling, dus op een hoogte van NAP +0,2 m. Verder behoeft de kade periodiek onderhoud.

5. ZETTINGEN ALS GEVOLG VAN KADEVERSTERKING (INVLOED OPHOGING EN DAMWAND)

5.1. Algemeen

Als gevolg van het ophogen van het maaiveld zal door de toename van de korrelspanning in de ondergrond een zettingsproces in gang worden gezet. Vanwege de gevoeligheid van de bebouwing aan Zuidbuurt 51 en 53 is een zettingsberekening uitgevoerd om de invloed te bepalen.

Door het plaatsen van de damwandconstructie, kan de grondwaterstand direct achter deze constructie dalen, hetgeen eveneens resulteert in een verhoging van de korrelspanning.

De zettingsberekeningen zijn uitgevoerd om een beeld te verkrijgen van de effecten van beide maatregelen.

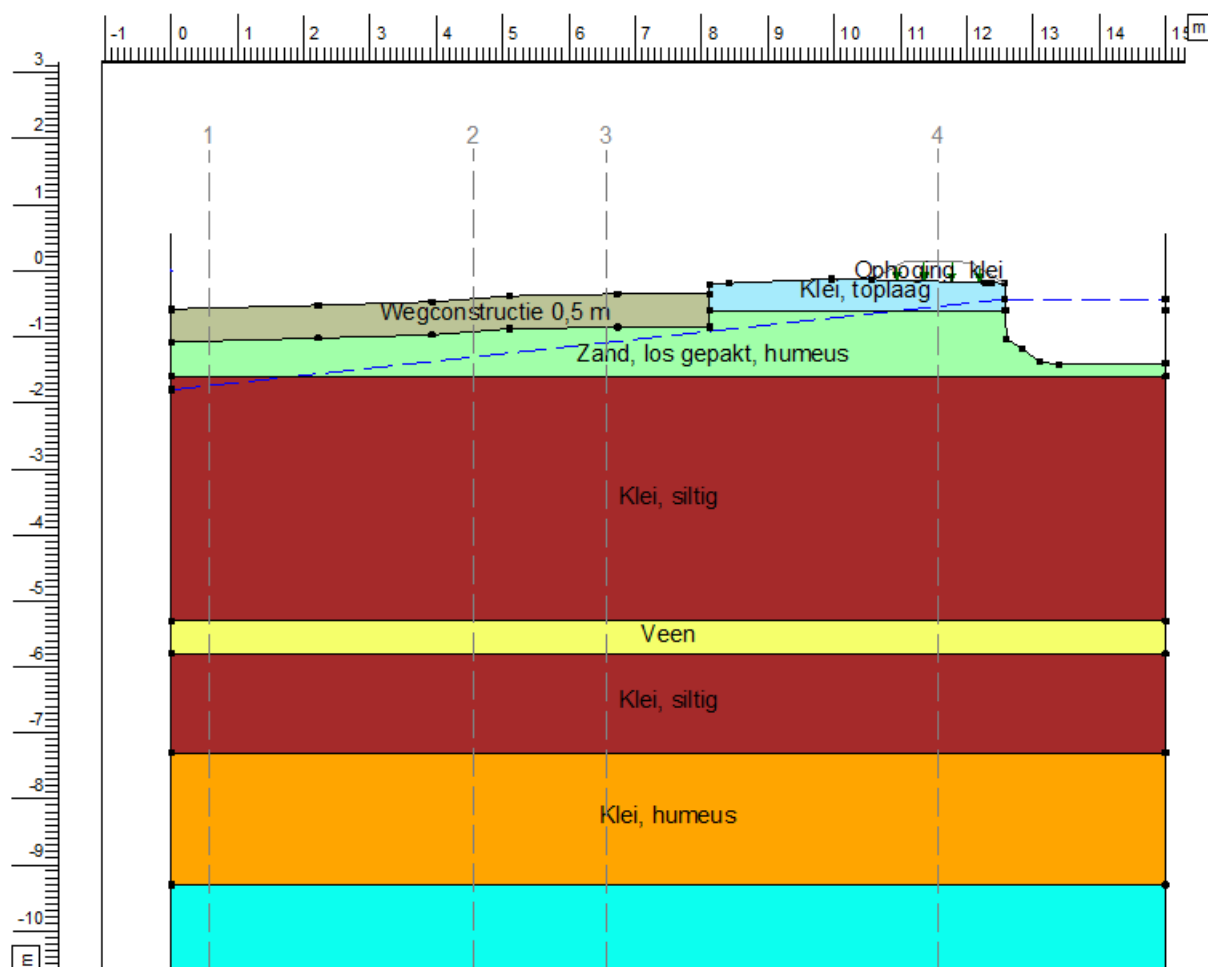
5.2. Zettingen door ophoging

De uitgangspunten voor de bodemopbouw zijn opgenomen in het uitgangspuntenrapport. Er zijn geen gegevens bekend van de wegconstructie, in het model is de constructie gemodelleerd met een dikte van 0,5 m en een volumiek gewicht $\gamma / \gamma_{\text{sat}}$ van 18 / 20 kN/m³.

Gezien de locatie een boezemkade betreft, is ervan uitgegaan dat voor de ophoging klei zal worden toegepast. In de berekeningen is voor deze klei uitgegaan van een volumiek gewicht van 17 kN/m³.

Er zijn geen exacte gegevens bekend betreffende het verloop van de freatische grondwaterstand in de boezemkade. Op basis van het hydrologische rekenmodel is ervan uitgegaan dat deze lineair verloopt van NAP -0,43 m ter plaatse van de grondkering langs de watergang tot NAP -1,8 m ter plaatse van de gevel van de Zuidbuurt 53.

Het rekenmodel is gepresenteerd in figuur 5-1.



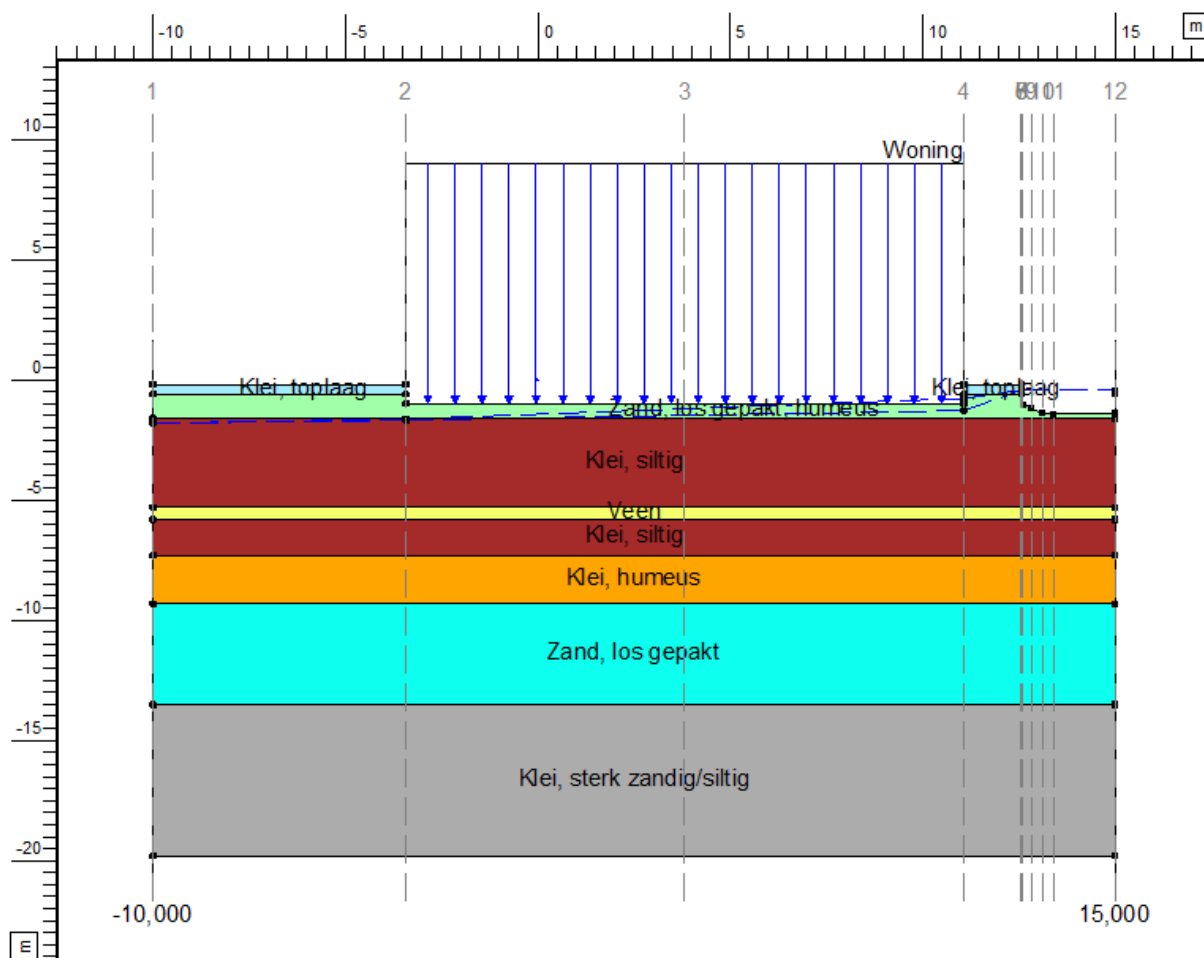
Figuur 5-1: Rekenmodel D-Settlement.

De maximale eindzetting (de zetting na ~27 jaar) bedraagt circa 70 mm en is berekend ter plaatse van verticaal 4. Op afstanden van 6 m, 8 m en 12 m vanaf de rand van de watergang zijn zettingen berekend van respectievelijk 5 mm, 2 mm en 1 mm. Een overhoogte van ca. 10 cm voor dit deel van de kade is hiermee voldoende (Aanleghoogte NAP +0,20 m).

5.3. Zetting door plaatsen damwand

In hoofdstuk 3 is geconcludeerd dat een verlaging op kan treden in een droge periode (neerslagtekort). De zetting als gevolg van deze grondwaterstandsverlaging is in deze paragraaf berekend.

Bij de zettingsberekening is uitgegaan van hetzelfde bodemprofiel in de vorige paragraaf. Het verloop van de freatische grondwaterstand over het beschouwde dwarsprofiel, alsmede de verlaging hiervan ter plaatse van de beide gevels (voor en achter) van de belending, zijn gemodelleerd op basis van de hydrologische berekeningen. In het rekenmodel is de belending gemodelleerd als een initiële belasting van 50 kPa. Deze belasting is arbitrair gekozen en dient te worden geverifieerd door de opdrachtgever. Een grafische weergave van het rekenmodel is gepresenteerd in figuur 5-2.



Figuur 5-2: Rekenmodel grondwaterstandsverlaging.

De verlaging van de grondwaterstand ter plaatse van de verre (achter)gevel (ten opzichte van de damwandconstructie) blijft in de beschouwde situatie beperkt tot circa 0,05 m. Voor de verlaging ter plaatse van de meest nabij gelegen (voor)gevel zijn meerdere berekeningen uitgevoerd, uitgaande van respectievelijk 0,30 m, 0,40 m en 0,50 m verlaging.

De berekende eindzettingen ter plaatse van de beide gevels, alsmede van de optredende scheefstand als gevolg van deze zettingen, zijn gepresenteerd in tabel 5-1.

Tabel 5-1: Berekende deformaties als gevolg van GWS-verlaging.

Verlaging t.p.v. nabije gevel	Zetting		Scheefstand ω
	Nabije (voor)gevel	Verre (achter)gevel	
0,3 m	45 mm	7mm	1 : 381
0,4 m	60 mm	7 mm	1 : 273
0,5 m	74 mm	7 mm	1 : 198

De scheefstand die kan optreden als gevolg van de verschilzakking tussen de voor- en achtergevel. In alle gevallen is scheefstand relatief hoog en kan deze leiden tot constructieve schade aan de woning. Deze kwalificatie staat los van de huidige scheefstand die er bij opgeteld moet worden.

Bij een door Gemeentewerken Rotterdam uitgevoerd funderingsonderzoek is reeds een scheefstand in noordelijke richting van de begane vloer (in 1980 nieuw aangebracht, het pand zelf stamt van omstreeks 1904) van de Zuidbuurt 51 vastgesteld van 1 : 200. De in tabel 5-1 gepresenteerde waarden voor de relatieve rotatie gelden juist in zuidelijke richting.

5.4. Samenvatting

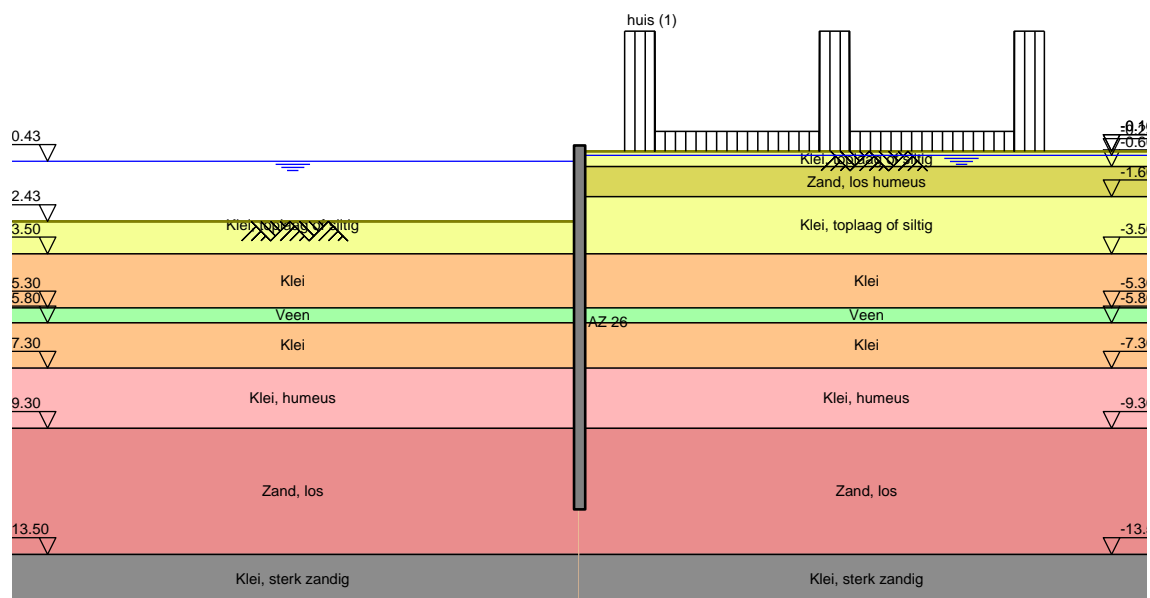
Op basis van de omschreven uitgangspunten zijn zettingsberekeningen uitgevoerd om een indicatie te verkrijgen van de te verwachten zettingen als gevolg van de voorziene maatregelen.

Na het ophogen van de kade met 0,3 m klei, zullen naar verwachting zettingen optreden tot circa 70 mm. Ter plaatse van de Zuidbuurt 53 zullen de optredende deformaties beperkt zijn. De vereiste ontwerphoogte van de kade is NAP +0,1 m. Een overhoogte van 10 cm zou hiermee afdoende moeten zijn.

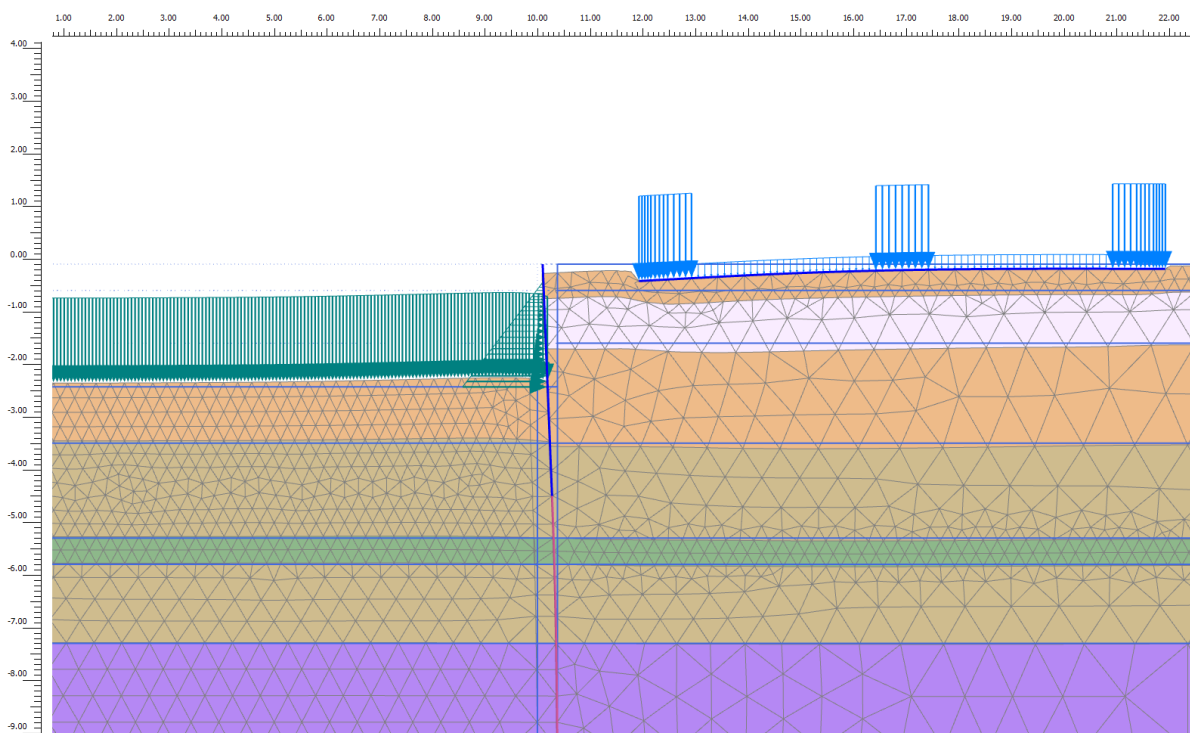
Als gevolg van het plaatsen van een damwandconstructie langs het pand aan de Zuidbuurt 51 kan in een droge periode een verlaging van de grondwaterstand optreden, waardoor eveneens zettingen op zullen treden. De berekende zettingen ter plaatse van de voorgevel langs de watergang en de achtergevel welke het verst van de watergang is gelegen, zijn gepresenteerd in tabel 5-1. Als gevolg van deze zettingen kan uiteindelijk een scheefstand van het pand optreden, welke kan leiden tot schade. De opdrachtgever dient te beoordelen in hoeverre de berekende scheefstand toelaatbaar is.

Aangezien de damwanden worden geperforeerd in combinatie met toepassing van een licht maar doorlatend aanvulmateriaal achter de damwand, wordt de grondwaterverlaging en de zetting achter de damwand beperkt.

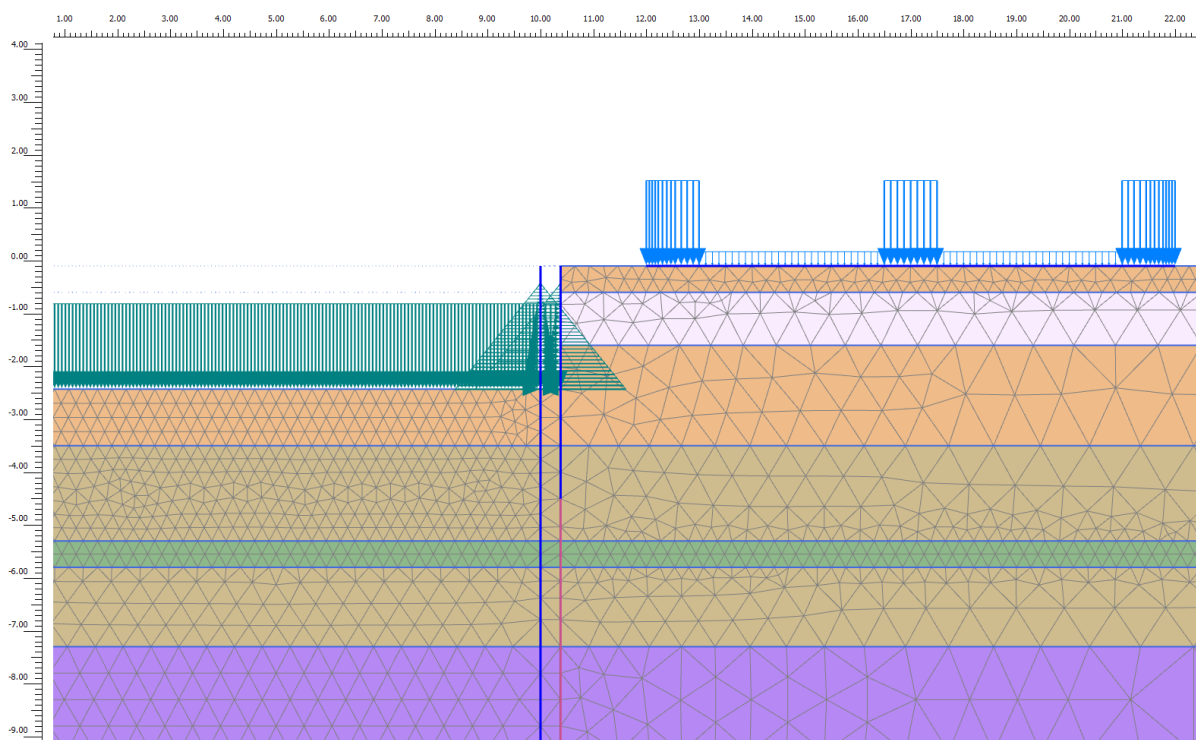
Outline - Stage 2: Damwand



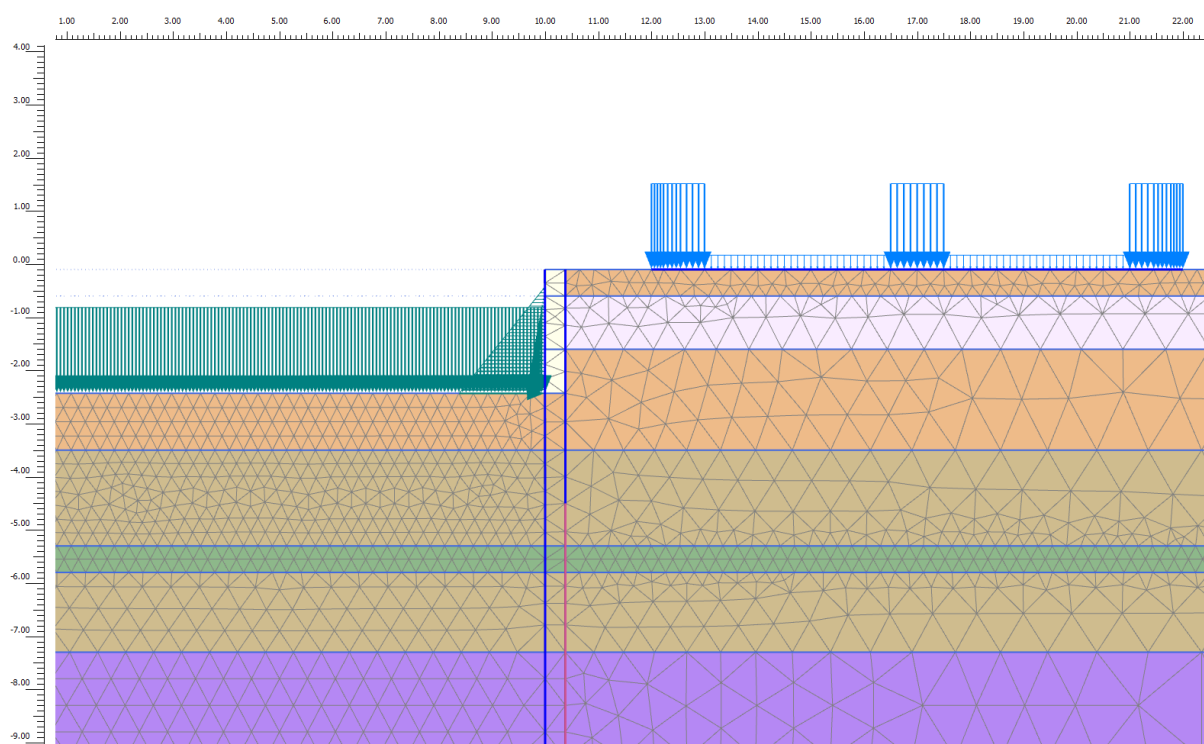
Geometrie voor de berekening van de damwandeigenschappen.



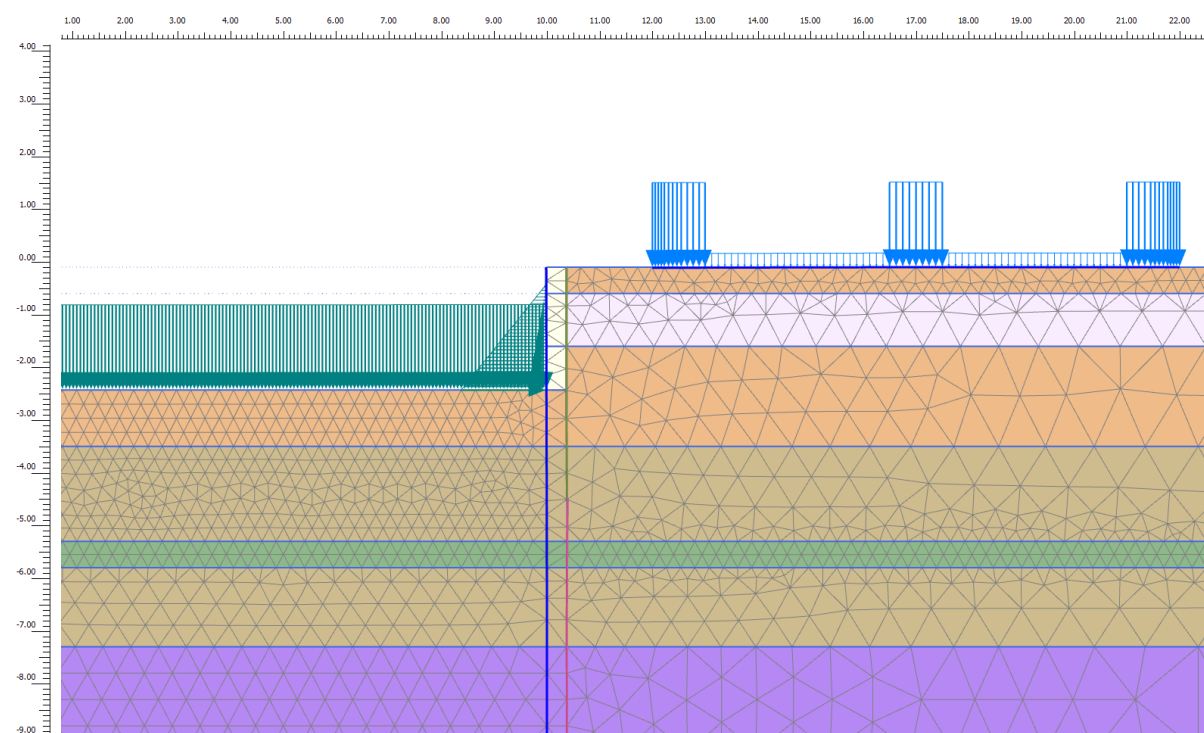
Fase 1+2: De bestaande situatie, inclusief betonnen beschoeiing en belasting van het huis



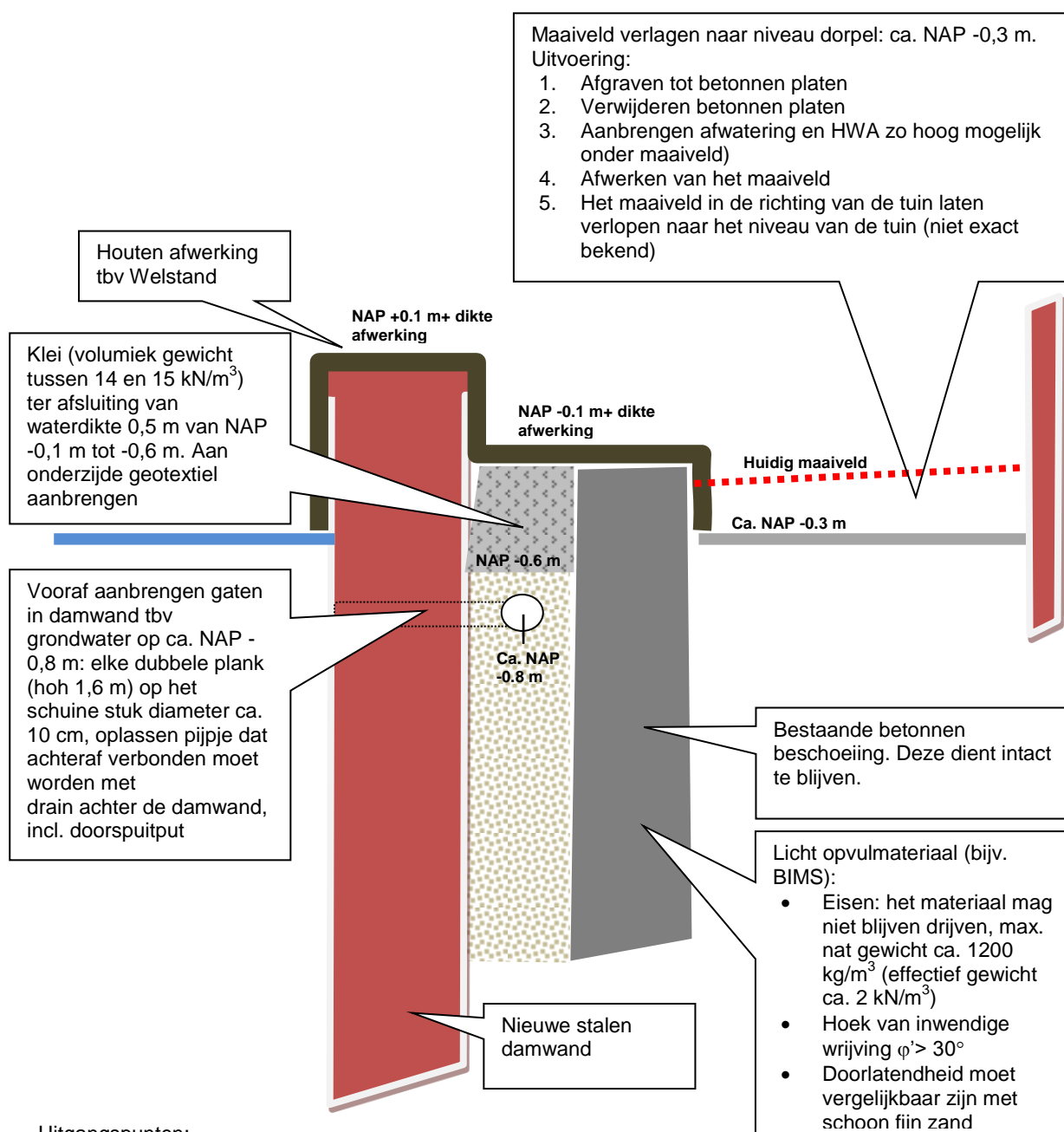
Fase 3: Plaatsen van de nieuwe damwand, inclusief betonnen beschoeiing en belasting van het huis



Fase 4: Het vullen van de ruimte tussen de bestaande en nieuwe kering



Fase 5: Huidige betonnen beschoeiing verliest zijn functie. De volledige actieve belasting is aanwezig op de damwand



Uitgangspunten:

- Alleen het maaiveld tussen de woning en betonnen beschoeiing verlagen, bestaande betonnen beschoeiing laten staan.
- Betonnen beschoeiing aan woningzijde afwerken met houten panelen.
- Maaiveld achter betonnen beschoeiing verlagen tot niveau dorpel en afwerken.
- Afwatering aanleggen.

Risico's:

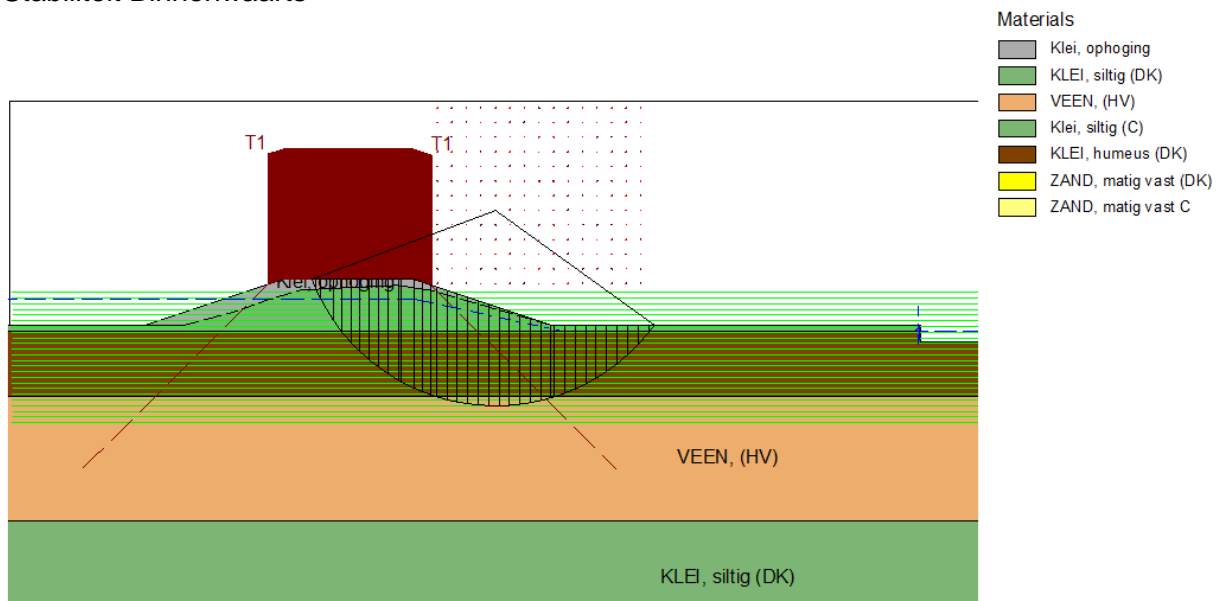
- het maaiveld wordt verlaagd, dus het kan natter worden.
- Er is niet bekend wat de betonnen beschoeiing gaat doen als het maaiveld erachter wordt verlaagd. Maar de beschoeiing kan nooit verzakken richting de watergang, omdat eerst de damwand wordt geplaatst, dan de ruimte tussen de huidige betonnen beschoeiing wordt opgevuld met opvulmateriaal.

SCHETS DOORSNEDE DAMWAND MET AFWERKING

Opdr. : 1412-0012-008

Bijl. : A3

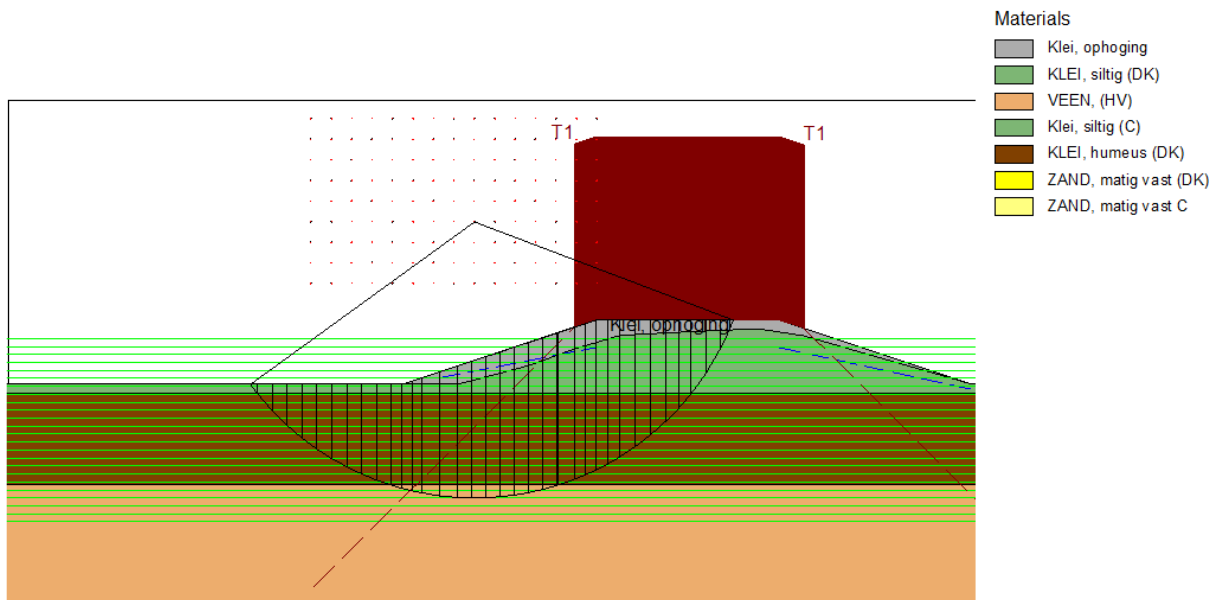
Stabiliteit Binnenwaarts



Xm : 28,95 [m]
Ym : 1,26 [m]

Radius : 3,00 [m]
Safety : 1,38

Stabiliteit Buitenwaarts



Xm : 24,38 [m]
Ym : 1,27 [m]

Radius : 3,01 [m]
Safety : 1,38

RESULTATEN STABILITEITSBEREKENING

Opdr. : 1412-0012-008
Bijl. : A4