

BEREKENINGSNOTA GEOTECHNIEK

UOT-06



Projectnummer	P0020293
Projectomschrijving	Dijkversterking IJsseldijk Zwolle - Olst
Documentnummer	20293-BER-01296
Versienummer	2.0
Versiedatum	05 september 2025

GEMEENTE OLST-WIJHE
Team Vergunningen en Handhaving

Gezien de constructeur

Datum: 03-11-2025

Naam:

DOCUMENT

Titel	Berekeningsnota Geotechniek UOT 06 Paddenpol
Nummer	20293-BER-01296

NAAM EN PARAAF

	Naam	Paraaf	Datum
Opgesteld			09-09-2025
			08-09-2025
Gecontroleerd			11-09-2025
			09-09-2025
			17-09-2025
			26-09-2025
Vrijgegeven			08-09-2025

DOCUMENTHISTORIE

Revisienummer	Revisiedatum	Omschrijving
1.0	21-10-2024	
2.0	05-09-2025	

DISTRIBUTIELIJST

Naam	Functie	Organisatie
------	---------	-------------



INHOUDSOPGAVE

1.	INLEIDING	4
1.1	Projectbeschrijving	4
1.2	Doel van dit document	4
1.3	Scope UOT 06	5
1.4	Leeswijzer	6
1.5	Referenties	7
2.	ALGEMENE UITGANGSPUNTEN	8
2.1	OL2-ontwerp	8
2.1.1	Dijkverlegging 9a (km31,5 - km32,6)	8
2.1.2	Buitendijks gebied 9a (km31,5 - km33,0)	10
2.1.3	Dijkversterking 8/9a (km31,2 - km31,5)	11
2.1.4	Dijkversterking 9b/10.1 (km32,6 - km33,2)	13
2.2	Grondopbouw	16
2.2.1	Grondopbouw ter plaatse van de bestaande dijk	16
2.2.2	Grondopbouw ter plaatse van de nieuwe dijk	17
2.2.3	Grondopbouw ter plaatse van de bestaande uiterwaard	19
2.2.4	Grondopbouw ter plaatse van de nieuwe uiterwaard	20
2.3	Toelichting berekeningsaanpak	20
2.3.1	Dijkontwerp	20
2.3.2	Dijkopgangen	25
3.	DIJKONTWERP	26
3.1	Zettingen	27
3.1.1	Input ontwerp en theoretisch aanlegprofiel	27
3.1.2	Verificatie zettingen	28
3.1.3	Restzettingseis fietspad	30
3.1.4	Monitoring ten behoeve van verificatie zettingen	33
3.1.5	Langsanalyse zettingen	33
3.2	Macrostabieliteit	35
3.2.1	Resultaten	35
3.2.2	Monitoring ten behoeve van verificatie macrostabieliteit	37
3.3	Constructies	39



3.3.1	Verificatie kunststof damwand: snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)	40
3.3.2	Verificatie kunststof damwand: snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)	48
3.3.3	Verificatie stalen damwand: snede 9a-N (km32,355 - km32,464)	56
3.3.4	Verificatie stalen damwand: snede 9b-2 (km32,600 - km32,930)	61
3.3.5	Inbrengbaarheid	65
3.3.6	Overzicht constructies	66
4.	DIJKOPGANGEN	67
4.1	Overzicht dijkopgangen	67
4.2	Zettingsanalyse dijkopgangen	68
5.	TIJDELIJK WERK	70
5.1	Uitvoeringsstabiliteit	70
5.1.1	Maatgevende snedes	70
5.1.2	Dijkverlegging 9a - Materieel naast ontgraving grondverbetering	71
5.1.3	Dijkverlegging 9a - Ophoging zandkern	72
5.1.4	Dijkverlegging 9a - Ophoging kleiberm	74
5.1.5	Dijkverlegging 9a - Ophoging kleibekleding	75
5.1.6	Dijkverlegging 9a - Materieel op berm voor damwandinstallatie	77
5.1.7	Dijkverlegging 9a - Materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk	79
5.1.8	Dijkversterking 8/9a - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 31.450	81
5.1.9	Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.000	83
5.1.10	Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.070	85
5.1.11	Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.115	87
5.1.12	Overzicht uitvoeringsstabiliteit	89
5.2	Hoogwaterrug	91
5.2.1	Verificatie zettingen hoogwaterrug	93
5.2.2	Verificatie stabiliteit hoogwaterrug	94
5.2.3	Input aanlegprofiel hoogwaterrug	96
5.3	Duikerbrug de Waardman	97
5.3.1	Inleiding	97
5.3.2	Uitgangspunten	97
5.3.3	Verificatie	98
5.4	Vispassage Paddenpol	99
5.4.1	Inleiding	99
5.4.2	Uitgangspunten	99
5.4.3	Verificatie	100
5.5	Tijdelijke ontsluitingsweg	101



5.5.1	Ontsluitingsweg langs buitenteen	103
5.5.2	Dijkopgang buitenwaarts	104
5.5.3	Dijkopgang binnenwaarts	106
5.6	Waterveiligheid tijdens uitvoering	107
5.6.1	Ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km31,510	107
5.6.2	Ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km33,000	108
BIJLAGE I - LOGBOEKEN DIJKONTWERP DIJKVERLEGGING PADDENPOL UOT 06		110
BIJLAGE II - LOGBOEKEN UITVOERINGSSTABILITEIT DIJKVERSTERKING UOT 06		111
BIJLAGE III - ZETTINGSANALYSE DIJKOPGANGEN UOT 06		112
BIJLAGE IV - FUNDERING OP STAAL BIJ DE DUIKERBRUG EN DE VISPASSAGE UOT 06		113
BIJLAGE V - LOGBOEK HOOGWATERRUG UOT 06		114



1. Inleiding

1.1 Projectbeschrijving

Het project Dijkversterking Zwolle-Olst behelst de planuitwerking en uitvoering van 28,9 km dijk. Het traject Zwolle-Olst is onderdeel van de oostelijke IJsseldijk en is globaal gelegen tussen Deventer tot in Zwolle. Het traject ligt in de provincie Overijssel, in de gemeenten Olst-Wijhe en Zwolle. Het traject begint bij landgoed “de Haere” net ten zuiden van Olst en eindigt in Zwolle bij de Spooldersluis (Zwolle IJsselkanaal). Het traject Zwolle-Olst omvat één normtraject (traject 53-2) en heeft een lengte van 28,9 km. Belangrijke kenmerken van het plangebied zijn het landelijk karakter van de Sallandse dijk, de bebouwing in de dorpen en buurtschappen, verspreid liggend en de aansluiting in de stad Zwolle. Op ongeveer de helft van het traject ligt een provinciale weg (N337) op de kruin van de dijk. De uiterwaarden zijn ingericht als natuur met de status Natura 2000. Zowel binnen- als buitendijs is natuur als onderdeel van Natuur Netwerk Nederland aanwezig. Binnendijs is grotendeels in gebruik als landbouwgrond. Binnen de begrenzing van de gemeente Zwolle is recreatief medegebruik van de dijk belangrijk. Het cultuurhistorisch sluizencomplex het Katerveercomplex is tevens onderdeel van het project. Naast dit monument zijn er nog verschillende cultuurhistorische waarden als bebouwing, landgoederen en de voormalige IJssellinie.

In de derde landelijke toetsronde (2011) bleek dat de dijk tussen Zwolle en Olst grotendeels niet voldeed aan de op dat moment geldende wettelijke veiligheidseisen. Het dijktraject is daarom opgenomen in het landelijke Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP) als onderdeel van het Deltaplan Waterveiligheid.

In 2016 zijn nieuwe veiligheidsanalyses uitgevoerd, onder andere om de impact van de nieuwe veiligheidsnormen (die sinds 2017 van kracht zijn) voor de IJsseldijk te onderzoeken. De scope voor de Planuitwerking gaat ervan uit dat er op 28,4 kilometer van de 28,9 kilometer van de IJsseldijk Zwolle-Olst maatregelen nodig zijn om de dijk aan de norm te laten voldoen.

Op één deel van het traject wordt de dijk niet versterkt maar verlegd.

Op 5 juli 2021 hebben de Ministers van Infrastructuur & Waterstaat (I&W) het waterschap Drents-Overijsselse Delta (WDODelta), de provincie Overijssel en Staatsbosbeheer een samenwerkingsovereenkomst (SOK) ondertekend voor het uitwerken van de Dijkverlegging Paddenpol. Vanuit de verschillende partijen is een gezamenlijk budget ter beschikking gesteld ten behoeve van de dijkverlegging Paddenpol. Partijen hebben in de SOK vastgelegd dat de Planuitwerking en uitvoering van de Dijkverlegging Paddenpol wordt ondergebracht bij WDODelta. WDODelta heeft dit ondergebracht bij IJsselwerken.

De dijkverlegging is het resultaat van een effectieve samenwerking die zorgt voor waterveiligheid in combinatie met een klimaatbuffer en 13 hectare extra riviernatuur langs de IJssel. Een natuurgebied waar ook mensen van gaan genieten. De samenwerking is een landelijk voorbeeldproject van Integraal Riviermanagement (IRM) met uitvoering op korte termijn. Hierin werken Rijk en regio samen aan de uitdaging om het Nederlandse rivierengebied veerkrachtig en toekomstbestendig te maken.

1.2 Doel van dit document

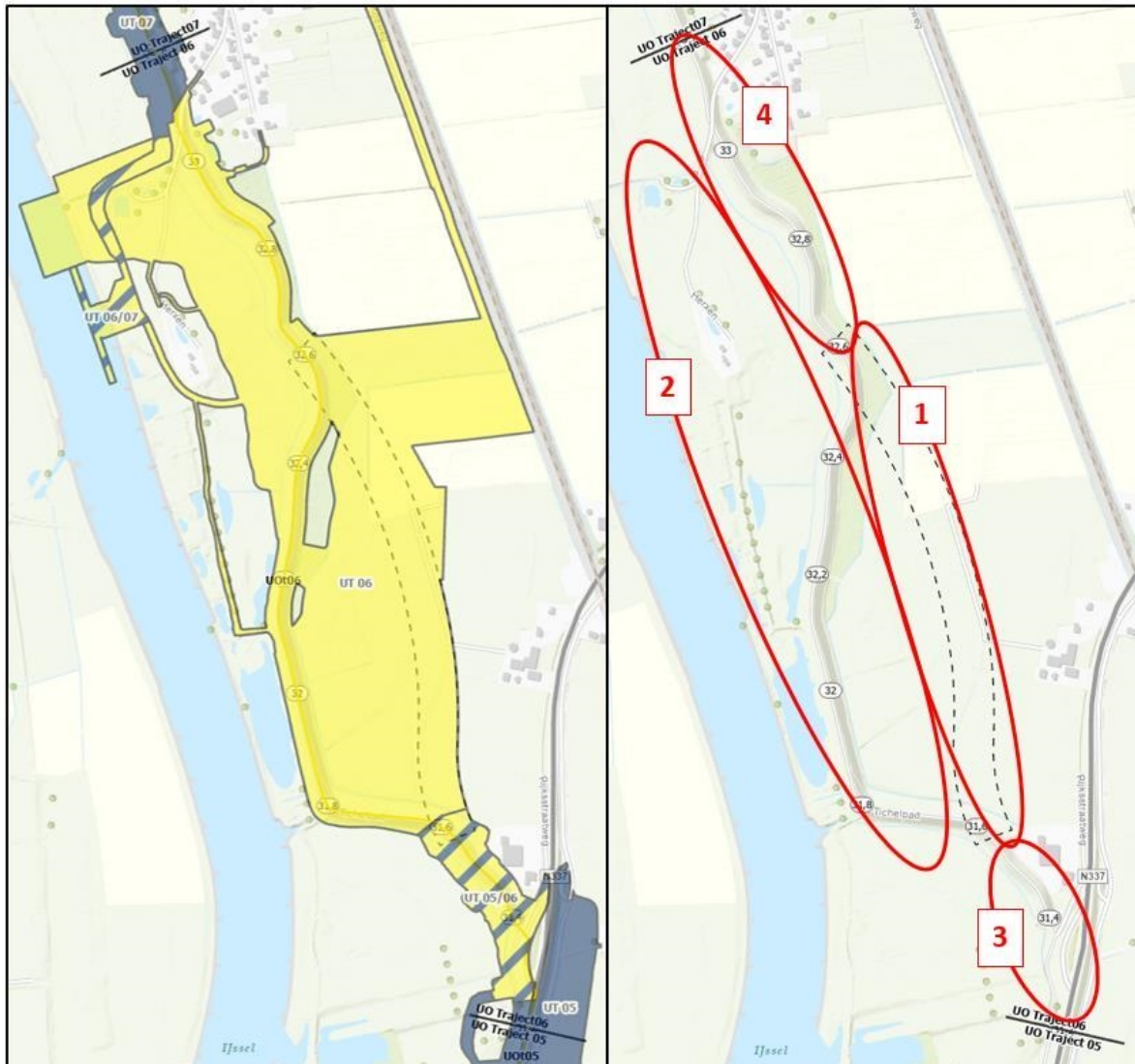
In ontwerploop 1 (OL1) en ontwerploop 2 (OL2) is het ontwerp opgesteld voor zowel de reguliere dijkversterking als de dijkverlegging bij Paddenpol. In ontwerploop 3 (OL3) is het uitvoeringsontwerp (UO) opgesteld, waarin het ontwerpprofiel uit OL1 en OL2 is vertaald naar een aanlegprofiel. Het UO wordt opgesteld als laatste voorbereiding op de aanleg van het definitieve dijkprofiel en relevante objecten. Het UO heeft als doel om de uitvoering te voorzien in een set documenten waarmee het opleverprofiel uitgevoerd kan worden.

Het UO voor uitvoerings(ontwerp)traject (UOT) 06 is gepresenteerd in de Ontwerpnota Uitvoerings(ontwerp)traject UOT 06 [ref. 1]. In voorliggend document zijn de geotechnische berekeningen gerapporteerd die onderliggend zijn aan de ontwerpnota voor UOT 06.



1.3 Scope UOT 06

Figuur 1-1 geeft een overzicht van UOT 06. UOT 06 overlapt meerdere deeltrajecten en modules, zoals in OL1 en OL2 werd aangehouden. Dit betekent dat er ook meerdere ontwerpnota's ten grondslag liggen aan dit uitvoerings(ontwerp)traject (zie Tabel 1.1).



Figuur 1-1 Overzicht UOT 06

Tabel 1.1 Scope uitvoerings(ontwerp)traject 06

Strekking [km]	Module	Deeltraject
31,250 - 31,400	Midden Zuid 2	8 Wijhe Noord
31,400 - 31,500		9a Dijkversterking Paddenpol
31,500 - 32,464 ¹	Midden Zuid 3	9a Dijkverlegging Paddenpol
32,600 - 33,000		9b Paddenpol Noord
33,000 - 33,150		10.1 Herxen - Dorp

¹ Door de dijkverlegging Paddenpol is er sprake van een sprong in de kilometering ter plaatse van de overgang dt 9b (km 32,464 → 32,600).

In het vervolg van dit document is UOT 06 opgedeeld in 4 delen:

1. Dijkverlegging 9a (km31,5 - km32,6);
2. Buitendijks gebied 9a (km31,5 - km33,0);
3. Dijkversterking 8/9a (km31,2 - km31,5);
4. Dijkversterking 9b/10.1 (km32,6 - km33,2);

1.4 Leeswijzer

Hoofdstuk 1 omvat de inleiding van het document. Dit bevat de volgende onderdelen: een projectbeschrijving, een beschrijving van het doel van dit document, een beschrijving van de scope van uitvoerings(ontwerp)traject UOT 06, deze leeswijzer en een overzicht van de referenties.

Hoofdstuk 2 geeft een overzicht van de algemene uitgangspunten voor de geotechnische berekeningen ten behoeve van het uitvoeringsontwerp. Het betreft het OL2-dijkontwerp, de grondopbouw, de geotechnische parameters, de definities en de werkwijze.

Hoofdstuk 3 beschrijft de geotechnische verificaties van het OL3-dijkontwerp. Het ontwerp is geverifieerd voor 3 onderdelen: zettingen, macrostabiliteit en constructies.

Hoofdstuk 4 omvat de verificatie van zettingen ter plaatse van de dijkopgangen.

Hoofdstuk 5 bevat de geotechnische verificaties van alle tijdelijke werkzaamheden. Onderdeel hiervan is de verificatie van uitvoeringsstabiliteit.

Eveneens zijn een aantal bijlagen toegevoegd (zie Tabel 1.2).

Tabel 1.2 Overzicht bijlagen

Bijlage	Titel
Bijlage I	Logboeken Dijkontwerp Dijkverlegging Paddenpol UOT 06
Bijlage II	Logboeken Uitvoeringsstabiliteit Dijkversterking UOT 06
Bijlage III	Zettingsanalyse dijkopgangen UOT 06
Bijlage IV	Fundering op Staal bij de Duikerbrug en de Vispassage UOT 06
Bijlage V	Logboek Hoogwaterrug UOT 06



1.5 Referenties

Bij het opstellen van dit document zijn de documenten in Tabel 1.3 geraadpleegd.

Tabel 1.3 Overzicht referenties

Ref.	Titel	Documentnummer	Revisie	Revisiedatum
Ref. 1	Ontwerpnota Uitvoerings(ontwerp)traject UOT 06	20293-ONT-01282	2.0	05-09-2025
Ref. 2	Integrale ontwerpnota MZ-2	20293-ONT-00249	4.0	28-11-2023
Ref. 3	Integrale ontwerpnota Dijkverlegging Paddenpol	20293-ONT-00686	2.0	17-11-2023
Ref. 4	Integrale ontwerpnota MZ-3	20293-ONT-00250	3.0	28-11-2023
Ref. 5	TUN Waterkeringen	20293-TUN-00162	3.0	15-10-2024
Ref. 6	Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering	20293-TUN-00747	1.1	05-04-2024
Ref. 7	Technische ontwerpnota hoogwaterrug	20293-ONT-01330	0.9	18-04-2024
Ref. 8	NEN 9997-1 + C2, Geotechnisch ontwerp van constructies, Deel 1: Algemene regels	-	-	Nov. 2017
Ref. 9	Berekeningsnota Paddenpol	20293-BER-00683	2.0	29-09-2023
Ref. 10	Berekeningenrapportage Midden Zuid 3	20293-BER-00490	2.0	28-11-2023
Ref. 11	Wiertsema en Partners, Geotechnisch Lengteprofiel Grondonderzoek HWBP Zwolle-Olst (Blad 1 - 11)	VN-73965-1	-	07-10-2020
Ref. 12	Wiertsema en Partners, Geotechnisch lengteprofiel deeltraject HWBP-project (Blad 1 - 1)	VN-75410-3	-	30-11-2021
Ref. 13	Wiertsema en Partners, Geotechnisch Onderzoek, Dijkversterking IJsseldijk Zwolle-Olst	VN-83230-1	-	25-05-2023
Ref. 14	■■■■■ Ingenieurs, Civieltechnisch dijkonderzoek (veldwerk) Zwolle-Olst	02P018440	-	2022
Ref. 15	TUN Waterkeringen - Addendum voor dijkverlegging Paddenpol	20293-TUN-00614	2.0	12-01-2022
Ref. 16	JLD International B.V., Brochure Kunststof Damwanden	-	-	-
Ref. 17	Monitoring Eigen Werk Dijkverlegging Paddenpol	20293-PNT-01355	1.0	03-09-2024
Ref. 18	Drukpredicties Damwanden	20293-RAP-01031	1.0	02-02-2023
Ref. 19	Technische Onderbouwing Downtime Tijdens Uitvoering	20293-RAP-01710	0.2	n.b.





Tabel 2.1 Uitgangspunten OL2-ontwerp dijkverlegging 9a (km31,5 - km32,6)

Locatie	Onderdeel	Eenheid	Waarde
Kruin	Kruinhoogte (midden kruin)	[NAP m]	+6,55
	Kruinbreedte	[m]	4
Buitenwaarts	Taludhelling	[-]	1:3
	Hoogte buitenberm (midden buitenberm)	[NAP m]	+4,50
	Breedte buitenberm	[m]	4
	Helling buitenberm	[-]	1:20
Binnenwaarts	Taludhelling	[-]	1:3
	Hoogte binnenberm (midden binnenberm)	[NAP m]	+3,50
	Breedte binnenberm	[m]	20
	Helling binnenberm	[-]	1:20
Sloot	Helling sloot	[-]	1:1,5
	Diepte slootbodem	[NAP m]	+0,15
	Breedte slootbodem	[m]	1,0

Aanvullend zijn onderstaande uitgangspunten onderdeel van het OL2-ontwerp:

- Een standaard kleibekleding voor het binnentalud (0,8m bekledingsdikte) volstaat in het ontwerp. Een dikkere leeflaag (0,6m in plaats van de standaard 0,3 m) is toegepast zodat de leeflaag geschikt is voor de ontwikkeling van dijkflora op het binnentalud en op de binnenberm.
- Onder de kruin is een grondverbetering tot onderkant deklaag voorzien. De volledige deklaag (klei- en veenlagen) wordt ontgraven; vervolgens wordt aangevuld met zand. Onder de binnenberm is geen grondverbetering voorzien.
- Bij de aansluitingen van de nieuwe dijk met de bestaande dijk (dijkversterking) aan noord- en zuidzijde is de verticale pipingmaatregel van de dijkversterking doorgezet om piping te voorkomen daar waar onvoldoende voorland aanwezig is (o.a. door de aanwezigheid van het Herxer bosje in het noorden) en op achterloopsheid te voldoen.

2.1.2 Buitendijks gebied 9a (km31,5 - km33,0)

Een overzicht van de inrichting van het buitendijks gebied is weergegeven in Figuur 2-4. Het OL2-ontwerp voor de buitendijkse inrichting is beschreven in de integrale ontwerpnota voor Dijkverlegging Paddenpol [Ref. 3]. Dit is uitgesplitst voor onderstaande onderdelen:

- Hank, continue aangehaakt;
- Hank, laag dynamisch;
- Waterkeringen;
- Waterhuishoudkundige maatregelen;
- Wegen & paden;
- Overige inrichting.





Figuur 2-4 Overzicht OL2-ontwerp inrichting buitendijks gebied 9a (km31,5 - km33,0)

2.1.3 Dijkversterking 8/9a (km31,2 - km31,5)

Het OL2-ontwerp voor de dijkversterking op deze strekking is beschreven in de integrale ontwerpnota voor module Midden-Zuid 2 [Ref. 2]. De situatietekening van deze strekking is weergegeven in Figuur 2-5.

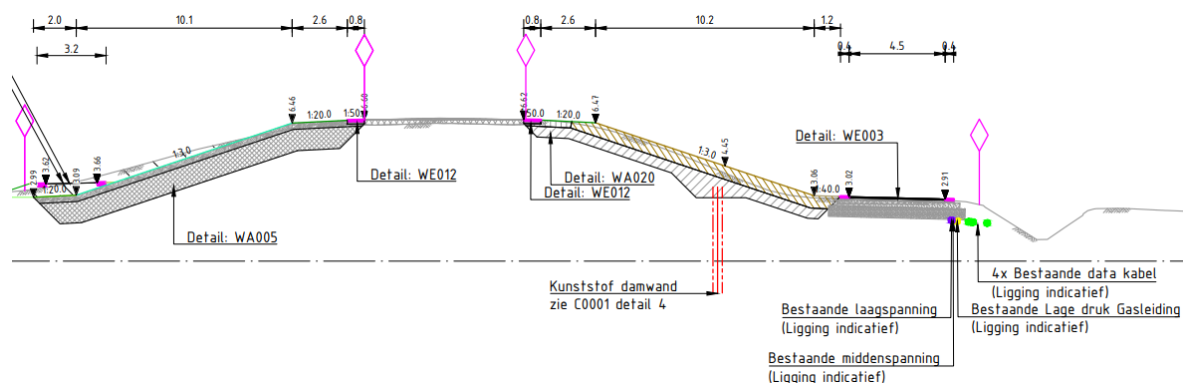
De voorziene maatregelen voor het waterveiligheidsontwerp voor deze strekking zijn samengevat in Tabel 2.2.

Twee representatieve dwarsprofielen zijn weergegeven:

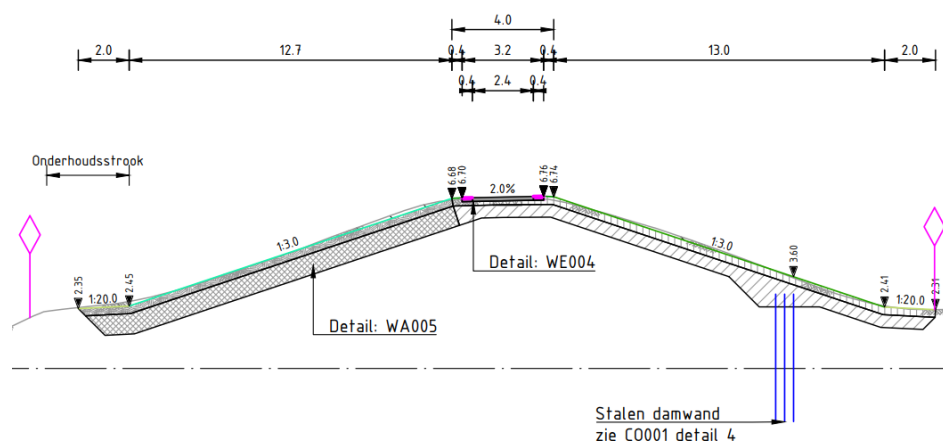
- km31,200: ten zuiden van parkeerhaven, N337 op dijkkruin, kunststof damwand in binnentalud (zie Figuur 2-6);
- km31,500: ten noorden van parkeerhaven, fietspad op dijkkruin, stalen damwand in binnentalud (zie Figuur 2-7).



Spoor	Maatregel
Hoogte	Beperkte opgave. Laagte in dijk-as wordt weggewerkt tussen km 31,35 en km 31,40
Piping	• km31,200 - km31,440: kunststof damwand in binnentalud (trillen) • km31,470 - km31,500: stalen damwand in binnentalud (drukken)
Bekleding buitentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Bekleding binnentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 0,8 m
Macrostabiliteit	Het vervangen van de bekleding is voldoende



Figuur 2-6 Dwarsprofiel OL2-ontwerp dijkversterking 8/9a - km31,200

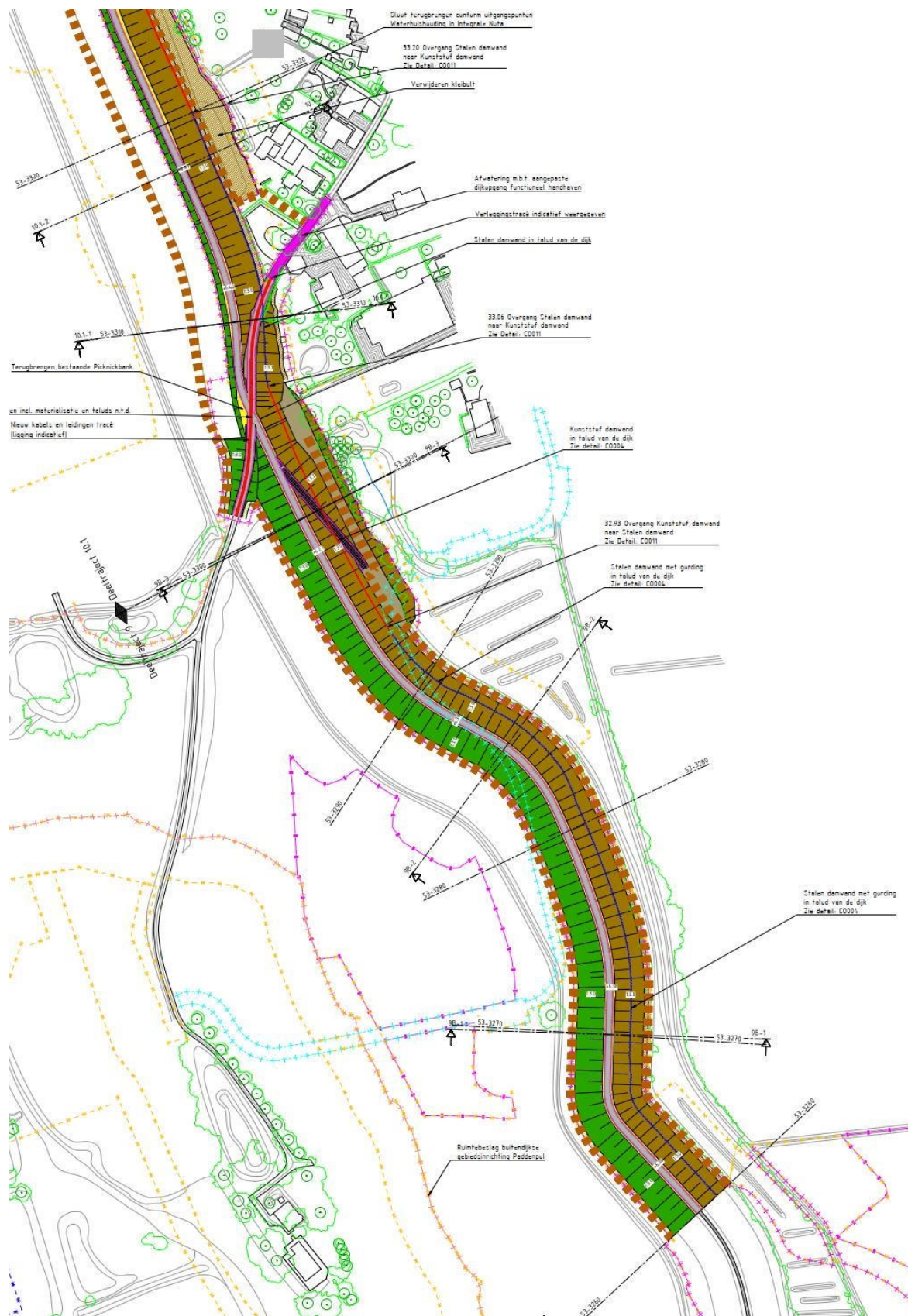


Figuur 2-7 Dwarsprofiel OL2-ontwerp dijkversterking 8/9a - km31,500

2.1.4 Dijkversterking 9b/10.1 (km32,6 - km33,2)

Het OL2-ontwerp voor de dijkversterking op deze strekking is beschreven in de integrale ontwerpnota voor module Midden-Zuid 3 [Ref. 4]. De situatietekening van deze strekking is weergegeven in Figuur 2-8.

De voorziene maatregelen voor het waterveiligheidsontwerp voor deze strekking zijn samengevat in Tabel 2.3 t/m Tabel 2.5. De drie bijbehorende dwarsprofielen zijn weergegeven in Figuur 2-9 t/m Figuur 2-11.



Figuur 2-8 Situatietekening OL2-ontwerp dijkversterking 9b/10.1 (km32,6 - km33,2)

Spoor	Maatregel
Hoogte	Geen opgave
Piping	Stalen damwand in binnentalud (trillen), tevens geldend als stabiliteitsmaatregel
Bekleding buitentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Bekleding binnentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Macrostabiliteit	Stalen damwand in binnentalud (trillen), tevens geldend als pipingmaatregel

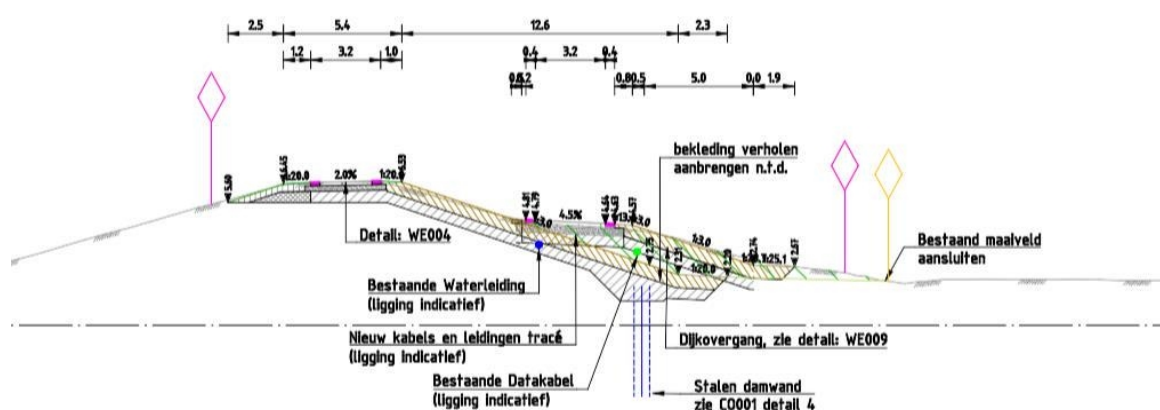


Spoor	Maatregel
Hoogte	Geen opgave
Piping	Kunststof damwand (trillen) in binnentalud
Bekleding buitentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Bekleding binnentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Macrostabiliteit	Binnenberm (binnenbeloop) vanaf NAP +2,75 m, breedte 10 m, bermhelling = 1:20



Tabel 2.5 Maatregelen dijkversterking 9b/10.1 (km33,060 - km33,200)

Spoor	Maatregel
Hoogte	Geen opgave
Piping	Stalen damwand in binnenteen (drukken)
Bekleding buitentalud	Ten dele vervangen ten behoeve van een goede aansluiting, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m
Bekleding binnentalud	Bekleding vervangen, taludhelling = 1:3, dikte 1,1 m, ter plaatse van de dijkopgang bekleding verholten aanbrengen
Macrostabieliteit	Geen opgave



Figuur 2-11 Dwarsprofiel OL2-ontwerp dijkversterking 9b/10.1 (km33,060 - km33,200)

2.2 Grondopbouw

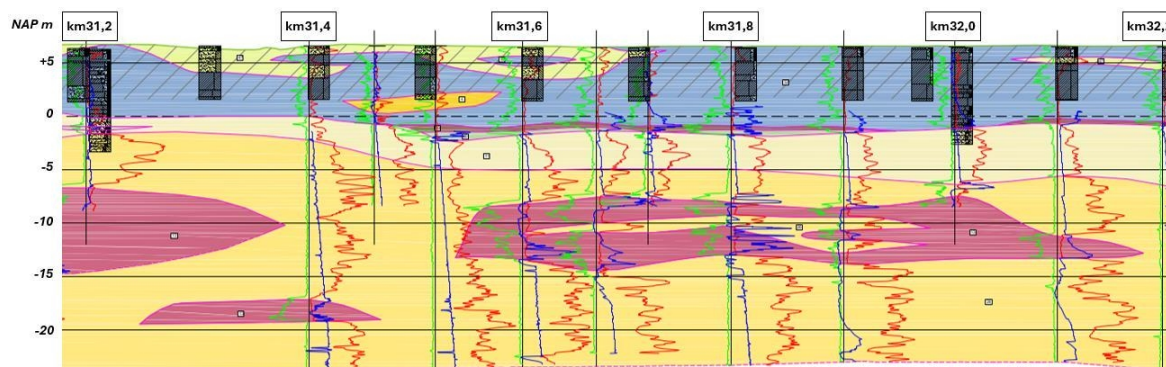
In deze paragraaf is de grondopbouw ter plaatse van de bestaande en nieuwe dijk en uiterwaarden beschreven.

2.2.1 Grondopbouw ter plaatse van de bestaande dijk

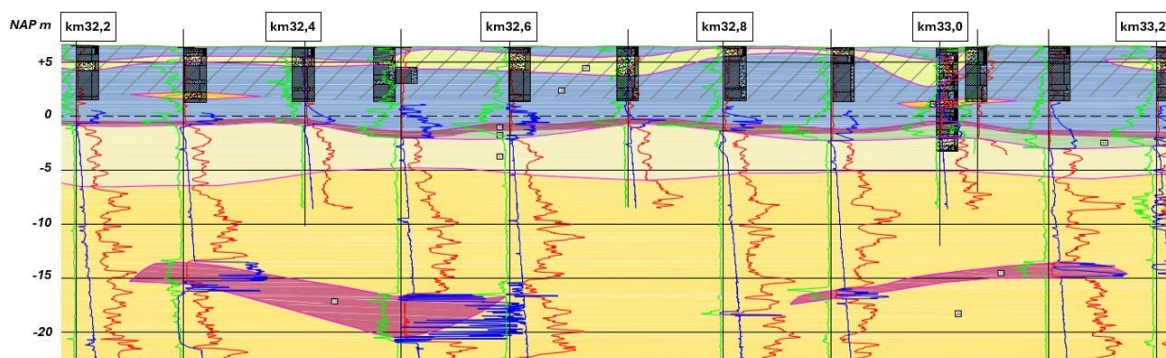
Het geotechnisch lengteprofiel in de kruin van de bestaande dijk is weergegeven in Figuur 2-12 (km31,2 - km32,2) en in Figuur 2-13 (km32,2 - km33,2) [Ref. 11].

De samenstelling van het bestaande dijklichaam is uniform. De lengteprofielen laten zien dat de dijk hoofdzakelijk is opgebouwd uit Antropogene klei. Van km31,3 tot km31,7 en van km32,1 tot km 33,0 is een zandlaag (0,5 m à 1,5 m) aanwezig aan de bovenzijde van het dijklichaam. Op basis van de maaiveldhoogte aan weerszijden van de bestaande dijk begint de bovenzijde van de deklaag op circa NAP +2,0 m. Ter plaatse van de bestaande dijk is de deklaag opgebouwd uit Echteld klei (tot NAP 0,0 m à NAP -1,0 m), lokaal gevolgd door maximaal 0,5 m Nieuwkoop veen en maximaal 0,5 m Bostel klei. De onderzijde van de deklaag ligt gemiddeld op NAP -1,5 m. Lokaal, bijvoorbeeld bij km32,5 en km32,6, is sprake van een dikkere deklaag, tot circa NAP -2,5 m.

Onder de deklaag volgt het watervoerend pakket. De bovenste watervoerende zandlaag betreft Bostel zand, vanaf circa NAP -5,0 m wordt de zandlaag aangeduid als Kreftenheye zand. Binnen dit zandpakket, de formatie van Kreftenheye, is lokaal een cohesieve laag aanwezig (Kreftenheye klei). Bij km31,2 en op de strekking van km31,6 t/m km32,1 ligt deze laag tussen NAP -8,0 m en NAP -13,0 m. Richting km32,5 verloopt deze laag naar een diepte van NAP -16,5 m tot NAP -20,5 m.



Figuur 2-12 Lengteprofiel kruin bestaande dijk (km31,2 - km32,2)



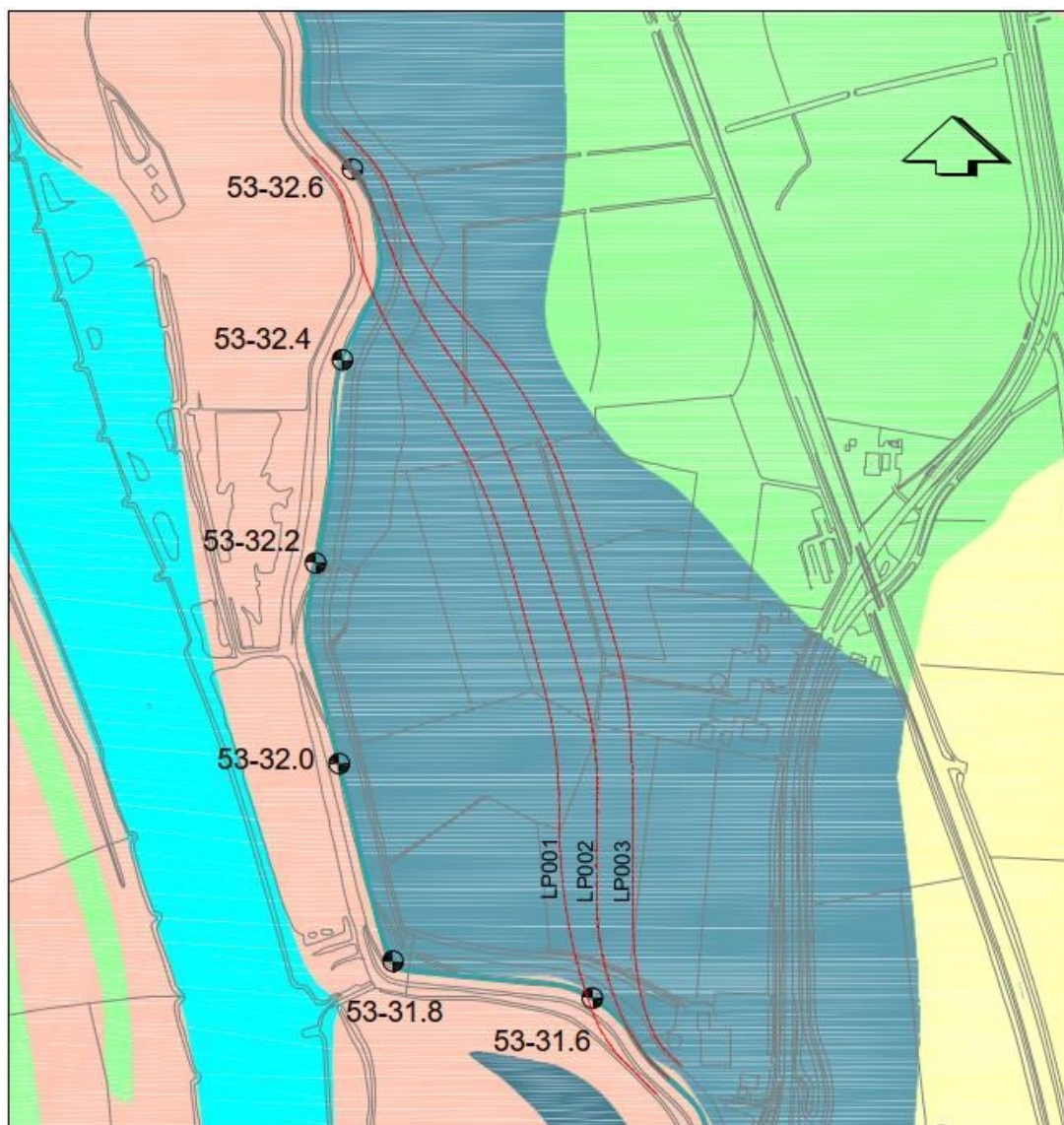
Figuur 2-13 Lengteprofiel kruin bestaande dijk (km32,2 - km33,2)

2.2.2 Grondopbouw ter plaatse van de nieuwe dijk

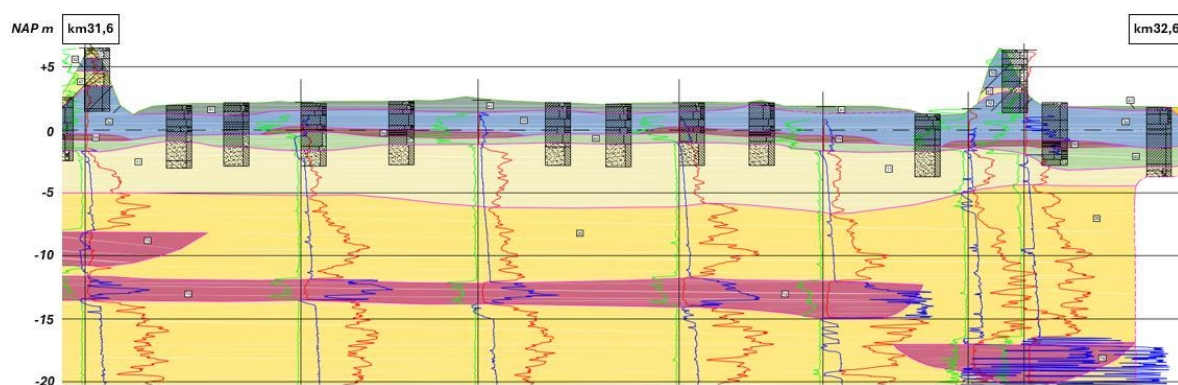
Ter plaatse van het nieuwe dijktracé bij Paddenpol zijn drie raaien met boringen en sonderingen uitgevoerd om de grondopbouw in beeld te brengen [Ref. 12]. Een bovenaanzicht van de drie raaien is weergegeven in Figuur 2-14. Op basis hiervan zijn drie geotechnische lengteprofielen opgesteld, zie Figuur 2-15 t/m Figuur 2-17.

In OL2 is aanvullend geotechnisch onderzoek uitgevoerd, waaronder een viertal sonderingen ter plaatse van de zuidelijke aansluiting van de nieuwe dijk op de bestaande dijk [Ref. 13]. Deze sonderingen (S53-31.49C, S53-31.55D, S53-31.59D en S53-31.62E) zijn beschouwd bij het opstellen van het ontwerp voor UOT 06.

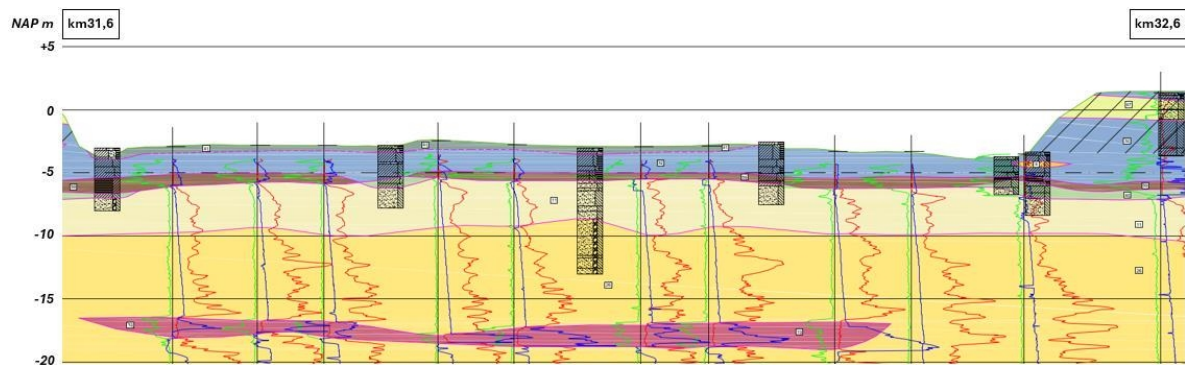
Het maaiveldniveau ter plaatse van het nieuwe dijktracé varieert tussen NAP +1,5 m en NAP +2,5 m. Uit het geotechnisch onderzoek volgt dat de grondopbouw ter plaatse van het nieuwe dijktracé relatief uniform is opgebouwd. De toplaag van Echteld klei vertoont weinig variatie. Onder de laag Echteld klei volgen de lagen Nieuwkoop veen en/of Bostel klei. De aanwezigheid en laagdikte van deze lagen is variabel. De onderzijde van de cohesieve deklaag ligt op circa NAP -1,5 m. Hierop volgt Bostel zand en vanaf NAP -5 m Kreftenheye zand. Rond NAP -13 m is een diepere kleilaag (Kreftenheye klei) aanwezig.



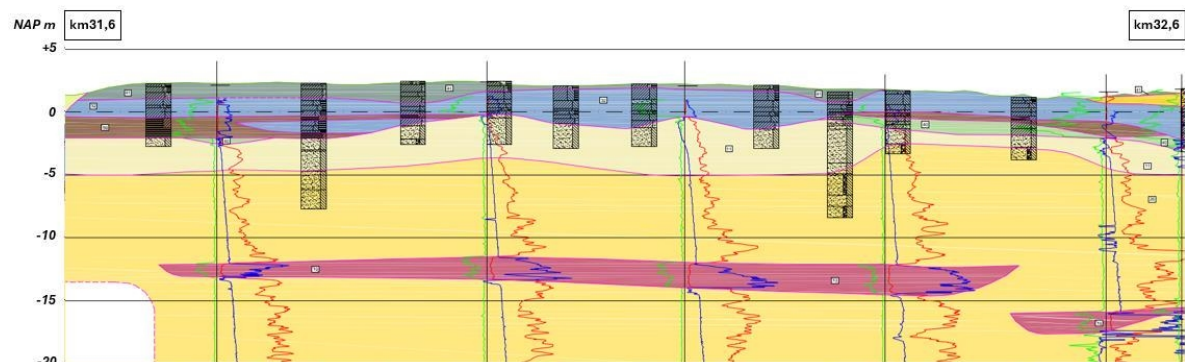
Figuur 2-14 Raaien geotechnisch onderzoek ter plaatse van nieuwe dijk (LP001 = buitenzijde, LP002 = kruin, LP003 = binnenzijde) [Ref. 12]



Figuur 2-15 Geotechnisch lengteprofiel nieuwe dijk Paddenpol raai 1 (LP001 = buitenzijde) [Ref. 12]



Figuur 2-16 Geotechnisch lengteprofiel nieuwe dijk Paddenpol - raai 2 (LP002 = kruin) [Ref. 12]



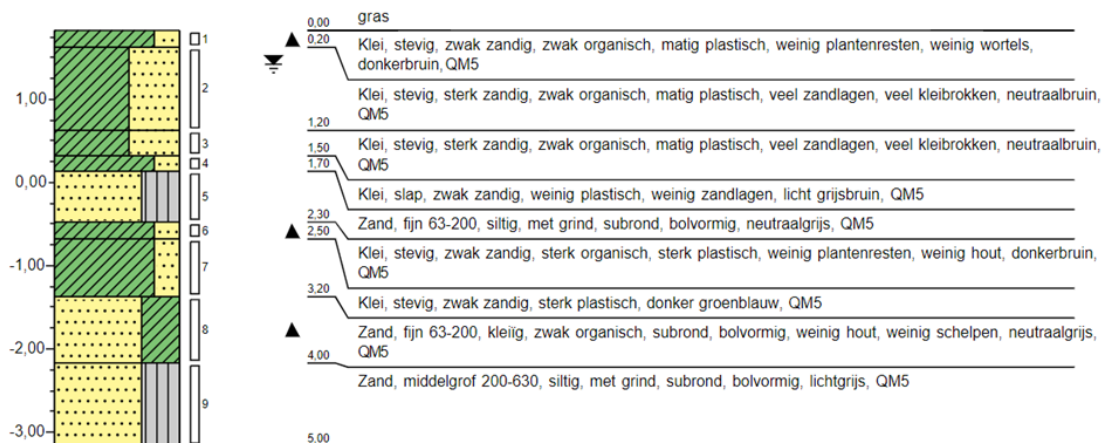
Figuur 2-17 Geotechnisch lengteprofiel nieuwe dijk Paddenpol - raai 3 (LP003 = binnenzijde) [Ref. 12]

2.2.3 Grondopbouw ter plaatse van de bestaande uiterwaard

De grondopbouw ter plaatse van de bestaande uiterwaard kenmerkt zich door de aanwezigheid van een deklaag van klei op een zandpakket, overeenkomstig met het beeld van de grondopbouw ter plaatse van de bestaande dijk. De dikte van de kleiige deklaag varieert van lokaal 0,2 m ter plaatse van de bestaande graslanden (zie boring IB-PP-01-03 in Figuur 2-18) tot 1,5 à 3,0 m nabij de bestaande dijk en de terp De Waardman (zie boring IB-PP-01-08 in Figuur 2-19) [Ref. 14].



Figuur 2-18 Grondopbouw bestaande uiterwaard - ter plaatse van de bestaande graslanden (IB-PP-01-03) [Ref. 14]



Figuur 2-19 Grondopbouw bestaande uiterwaard - nabij bestaande dijk (IB-PP-01-08) [Ref. 14]

2.2.4 Grondopbouw ter plaatse van de nieuwe uiterwaard

Ter plaatse van de nieuwe uiterwaard (bestaand agrarisch gebied) wordt de grondopbouw gekenmerkt door de aanwezigheid van een deklaag (klei) met daaronder een zandpakket (zie boring IB-PP-01-20 in Figuur 2-20). Deze deklaag varieert in laagdikte tussen de 2,5 m à 4,0 m.



Figuur 2-20 Grondopbouw nieuwe uiterwaard - bestaand agrarisch gebied (IB-PP-01-20) [Ref. 14]

2.3 Toelichting berekeningsaanpak

In dit document zijn diverse geotechnische berekeningen gerapporteerd die onderliggend zijn aan het OL3-ontwerp voor uitvoerings(ontwerp)traject UOT 06. In deze paragraaf is een toelichting gegeven op de berekeningsaanpak voor de verschillende soorten geotechnische berekeningen.

2.3.1 Dijkontwerp

In OL3 is voor Dijkverlegging 9a Paddenpol een aanvullende ontwerpslag gemaakt ten opzichte van het OL2-ontwerp. Waar in het OL2-ontwerp is uitgegaan van een volledige grondverbetering onder de kern van de nieuwe dijk, is het OL3-ontwerp aangepast naar een gedeeltelijke grondverbetering onder de dijk kern. Daarnaast is het

dijkontwerp ter plaatse van de aansluitingen in meer detail beschouwd ten opzichte van OL2. Onderstaand is een toelichting gegeven op de aanpak voor de verificatie van zettingen, de verificatie van macrostabiliteit en het constructief ontwerp.

Voor het dijkontwerp van de overige strekkingen binnen UOT 06 zijn geen aanvullende geotechnische berekeningen opgesteld in OL3.

2.3.1.1 Zettingen

In OL2 is het ontwerpprofiel van de nieuwe dijk vastgesteld. Dit betreft het waterveiligheidsontwerp in 2075. Middels zettingsberekeningen is in OL3 geverifieerd welk aanlegprofiel dient te worden toegepast zodat wordt voldaan aan de geometrie van het waterveiligheidsontwerp in 2075.

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte:** betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie OL2-ontwerp);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar):** betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie:** betreft de overhoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte:** betreft de som van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment:** dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig).

EISEN ZETTINGEN

Middels zettingsberekeningen is gecontroleerd of met het gekozen theoretisch aanlegprofiel wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin, buitenberm en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op kruin);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en binnenberm).

De eisen voor de nieuwe dijk na oplevering en in de eindsituatie zijn gespecificeerd in TUN Waterkeringen - Addendum dijkverlegging Paddenpol [Ref. 15] en zijn samengevat in Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Eisen betreffende verificatie zettingen

Verificatie	Eis
Eis hoogte kruin 2075	Minimaal NAP +6,55 m (midden kruin)
Eis hoogte binnenberm 2075	Minimaal NAP +3,50 m (midden binnenberm)
Eis hoogte buitenberm 2075	Minimaal NAP +4,50 m (midden binnenberm)
Eis restzetting dijk	Maximaal 0,50 m in 50 jaar na oplevering
Eis restzetting fietspad	Maximaal 0,16 m in 7 jaar na oplevering
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering = 1:3
Eis beheer bermtaludhelling	Max. talud bij oplevering = 1:20



BOUWFASERING

De uitgangspunten voor de bouwfaserings zijn weergegeven in Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Uitgangspunten bouwfaserings voor dijkverlegging Paddenpol

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	-
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm, voorafgaand aan de aanleg van de zandkern.

In de zettingsberekeningen is het uitgangspunt dat de nieuwe dijk in één slag wordt aangelegd. Er is geen minimum tijdsduur voor de bouwfaserings gehanteerd, om extra afhankelijkheden tussen ontwerp en realisatie te voorkomen. Het uitgangspunt dat de nieuwe dijk in één slag wordt aangelegd is conservatief voor de verificatie van restzettingen. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor na aanleg van de nieuwe dijk eerder aan de restzettingseisen wordt voldaan.

Verificatie dijkontwerp (zettingen en macrostabiliteit) van grof naar fijn

1. Het oplevermoment (**$T = 365$ dagen na aanleg van de dijk**) is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), uitgaande van de aanleg de dijk in één slag (bovengrensbepaling).
2. In §3.1.3 zijn gevoeligheidsberekeningen voor de verificatie van de restzettingseis van het fietspad gepresenteerd. Hierin is in aangetoond dat er een korte consolidatietijd vanaf de laatste ophoogslag benodigd is om te voldoen aan de restzettingseis, indien de duur van de ophoogslagen wordt verwerkt in de zettingsanalyse.
3. Tijdens uitvoering zijn er meerdere factoren die de benodigde consolidatietijd beïnvloeden, waaronder de lokale grondopbouw, het ophoogtempo en de doorlatendheid van de cohesieve lagen. De verwachting is dat op basis van monitoring van het consolidatieproces het oplevermoment tijdens uitvoering naar voren kan worden gehaald (zie ook §3.1.4 en §3.2.2).

Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

REKENMODEL EN PARAMETERS

De zettingsberekeningen voor het dijkontwerp zijn opgesteld in software D-Settlement (versie 20.1) van Deltares Systems. Er zijn 2D-berekeningen opgesteld waarin het NEN-Bjerrum samendrukkingsmodel en het Darcy consolidatiemodel zijn toegepast.



De samendrukkingsparameters voor de zettingsberekeningen zijn beschreven in Tabel 3-3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering [Ref. 6].

2.3.1.2 Macrostabiliteit

Door aanleg van de ophogingen voor de nieuwe dijk treden er wateroverspanningen op in de klei- en veenlagen in de ondergrond. Dit leidt tot een tijdelijke afname van effectieve spanningen en daardoor tot een lagere sterkte van de ondergrond tegen afschuiven. Dit kan eventueel resulteren in het bezwijken van de dijk bij maatgevend hoogwater. De wateroverspanningen in de ondergrond nemen in de loop van de tijd af (consolidatie), waardoor de sterkte tegen afschuiven toeneemt. In dit document is aangetoond welke consolidatietijd benodigd is zodat wordt voldaan aan de eisen voor macrostabiliteit.

EISEN MACROSTABILITEIT

Bij de verificatie van macrostabiliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 2.8):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) conform TUN Waterkeringen [Ref. 5];
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$) conform berekeningen in Bijlage I.

Tabel 2.8 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie). Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch. Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

Dijkveilig

Dijkveilig is het moment na aanleg dat de nieuwe dijk voldoet aan minimaal het waterveiligheidsniveau van de huidige dijk bij Paddenpol. Dit betreft de dijk die uiteindelijk wordt afgegraven tot een zomerkade. Het uitgangspunt is dat de dijk mag pas worden afgegraven op het moment dat de nieuwe dijk, inclusief overgangen, tenminste even veilig is als de bestaande dijk. Wat betreft de stabiliteit van de dijk is dit de minimale waarde van de stabiliteitsfactor van de huidige waterkering, waaraan de nieuwe dijk moet voldoen ($SF \geq SF_{\text{eis, dijkveilig}}$). Op het moment dat de nieuwe dijk hieraan voldoet dan wordt de nieuwe dijk "dijkveilig" verklaard en mag worden gestart met afgraving van de oude dijk.

Normveilig

Normveilig is het moment na aanleg dat de nieuwe dijk voldoet aan waterveiligheidsnormen, overeenkomstig met het reguliere dijkontwerp. Voor macrostabiliteit is dit de minimale waarde van de stabiliteitsfactor, waaraan de waterkering moet voldoen ($SF \geq SF_{\text{eis, normveilig}}$). Het normveilig moment wordt eveneens aangehouden als oplevermoment en is de input voor de verificatie van de zettingen.

BOUWFASERING

De consolidatiegraad van de grondlagen is input voor de stabiliteitsberekeningen. Deze consolidatiegraad is bepaald op basis van zettingsberekeningen waarbij het uitgangspunt is dat de nieuwe dijk in één slag wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de bouwfaserings zijn weergegeven in Tabel 2.7. Zie ook de toelichting 'Verificatie dijkontwerp (zettingen en macrostabiliteit) van grof naar fijn' in §2.3.1.1.



REKENMODEL EN PARAMETERS

De stabiliteitsberekeningen voor het dijkontwerp zijn opgesteld in software D-Stability (versie 2023.01) van Deltares Systems.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model (Tabel 3-1); voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb (Tabel 3-2) [Ref. 6].

2.3.1.3 Constructies

Binnen UOT 06 zijn een aantal langsconstructies voorzien, waarbij onderscheid kan worden gemaakt tussen kunststof damwanden en stalen damwanden.

Voor strekkingen waarop een damwand als pipingmaatregel is voorzien, is het uitgangspunt dat dit kunststof damwanden zijn die trillend worden ingebracht. Op locaties waar trillend inbrengen niet mogelijk is, vanwege trillingshinder bij bebouwing, dienen stalen damwanden drukkend te worden ingebracht. Voor deze locaties is een inbrengbaarheidsanalyse opgesteld.

VERIFICATIE KUNSTSTOF DAMWANDEN

Voor een aantal strekkingen is een kunststof damwand in het ontwerp opgenomen als maatregel tegen piping. Dit damwandtype heeft geen constructieve functie. De kunststof damwanden kunnen trillend worden geïnstalleerd.

Bij de bouw van de nieuwe dijk worden de kunststof planken zwaarder belast ten opzichte van de situatie waarbij de kunststof planken in de bestaande dijk worden geïnstalleerd. De momentcapaciteit van de kunststof damwandplanken is gering en dient niet te worden overschreden in zowel de bouwfase als de gebruiksfase. In §3.3 is dit gecontroleerd en zijn randvoorwaarden voor uitvoering vastgesteld.

De uitgangspunten in de TUN Waterkeringen [Ref. 5] vormen de basis voor de constructieve berekeningen. Onderstaand is een toelichting gegeven op een aantal uitgangspunten die zijn gehanteerd voor de verificatie van de kunststof damwanden:

- **Materiaalmodel:** voor de gedraineerde lagen (zand) is het Hardening Soil model toegepast. Voor de ongedraineerde lagen (klei, veen) is het Soft Soil Creep model toegepast, zodat het effect van zowel consolidatie als kruip op de kunststof damwand wordt beschouwd.
- **Puntveer:** de totale verplaatsing van de onderkant van de kunststof damwand tijdens bouw- en gebruiksfases bedraagt circa 1 cm. Vanwege deze geringe verplaatsing wordt het modelleren van een puntveer aan de onderkant van de damwand niet nodig geacht.
- **Bouwfaserings:** het uitgangspunt is dat iedere uitvoeringsstap 1 dag duurt. In het model bedraagt de totale duur van de bouw van de nieuwe dijk hiermee 12 dagen. Indien uit de berekeningen volgt dat een wachttijd (consolidatieperiode gedurende de bouwfase) benodigd is om te voldoen, dan wordt dit opgenomen in de randvoorwaarden voor de uitvoering.
- **Consolidatiefase:** de duur van de consolidatiefase bedraagt 10.000 dagen. Het uitgangspunt is dat de nieuwe dijk na deze periode volledig is geconsolideerd.

Voor de UGT zijn partiële factoren volgens RC2 van Eurocode 7 [Ref. 8] toegepast (zie Tabel 2.9). Voor ongunstig werkende veranderlijke belastingen in de UGT is een factor 1,1 op de grootte van de belasting toegepast.

Het zandpakket onder de deklaag is gemodelleerd met hoogkarakteristieke waarden voor de stijfheid (E_{50} , E_{oed} en E_{ur}). Dit is maatgevend voor het optredend moment. Voor de UGT is zowel de situatie met een verhoogde stijfheid ($E \cdot 1,3$) als een verlaagde stijfheid ($E / 1,3$) gecontroleerd.



Tabel 2.9 Partiële factoren RC2 conform Eurocode 7 [Ref. 8]

Grondparameter	Symbool	Factor [-]
Hoek van inwendige wrijving ¹	$\gamma_{\varphi'}$	1,175
Effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,25
Ongedraineerde schuifsterkte	γ_{su}	1,60
Volumiek gewicht	γ_V	1,00
Stijfheid gedraineerde lagen	γ_E	1,30

¹ Deze factor heeft betrekking op $\tan(\varphi')$

VERIFICATIE STALEN DAMWANDEN

Voor een aantal strekkingen is een stalen damwand in het ontwerp opgenomen. Deels is dit omdat de stalen damwand een constructieve functie heeft. Voor deze situaties zijn ontwerpberekeningen opgenomen in §3.3. De ontwerpberekeningen zijn opgesteld conform Hoofdstuk 13 van TUN Waterkeringen [Ref. 5]. Voor een andere locatie is, vanwege inbrengbaarheid, een stalen damwand voorzien als maatregel tegen piping.

REKENMODEL

Voor de verificatie van de constructies zijn berekeningen opgesteld in de Eindige Elementen software PLAXIS 2D (versie 2024) van Bentley Systems.

2.3.2 Dijkopgangen

De dijk heeft opgangen op verschillende locaties. De uitgangspunten voor de zettingsanalyse zijn opgenomen in TUN Waterkeringen [Ref. 5] en zijn hieronder opgesomd:

- De grondopbouw ter plaatse van de dijkopgangen is bepaald op basis van de grondopbouw in hoofdstuk 2.2;
- Voor dijkopgangen met een ophoging lager dan 50 cm is geen berekening uitgevoerd. Voor een ophoging tot 30 cm wordt een zettingscompensatie van 10 cm toegepast. Voor een ophoging tussen 30 en 50 cm wordt een zettingscompensatie van 15 toegepast;
- De zettingsanalyse is uitgevoerd op 3 dwarsdoorsneden per dijkopgang: op het hoogste deel van de opgang, op het middelste deel van de opgang en op het laagste deel van de opgang;
- Voor de dijkopgangen ter plaatse van de nieuwe dijk (dijkverlegging Paddenpol) wordt uitgegaan van een wachttijd van 365 dagen tussen de aanleg van de nieuwe dijk en het oplevermoment;
- De zettingscompensaties zijn berekend op verschillende posities binnen de dwarsdoorsnede van de opgang: bij de teen, bij de berm, bij het pad zelf en bij het fietspad;
- De berekeningen die zijn uitgevoerd bij de middelste doorsnede van elke dijkopgang zijn gebruikt als representatief voor de gehele opgang. Deze resultaten zijn samengevat in §3.1;
- De zettingseisen voor dijkopgangen zijn weergegeven in Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Eisen dijkopgangen conform TUN Waterkeringen [Ref. 5]

Eis	Omschrijving
Restzettingen dijkopgang	$\leq 0,50$ m in 50 jaar na oplevering
Restzettingen fietspad	$\leq 0,16$ m in 7 jaar na oplevering
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	$\leq 1:20$ bij oplevering en $\geq 1:40$ bij oplevering
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede)	$\leq 1:10$ bij oplevering
Ondertalud	$\leq 1:3$ bij oplevering



3. Dijkontwerp

In dit hoofdstuk zijn voor Dijkverlegging 9a Paddenpol de resultaten van de verificatie van zettingen, de verificatie van macrostabiliteit en de verificatie van het constructief ontwerp gepresenteerd. De volledige uitwerking van de geotechnische berekeningen is opgenomen in Bijlage I (Logboeken dijkontwerp Dijkverlegging Paddenpol).

Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 3.1). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensnedes (blauwe lijnen) is weergegeven in Figuur 3-1.



Figuur 3-1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensnedes (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

Tabel 3.1 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464 ¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

3.1 Zettingen

Middels zettingsberekeningen is bepaald welke uitgangspunten benodigd zijn wat betreft de geometrie van de grondverbetering en is bepaald welke zettingscompensatie benodigd is. In deze paragraaf is deze input voor het ontwerp en het theoretisch aanlegprofiel beschreven (§3.1.1). Tevens zijn de verificatietabellen per snede gepresenteerd (§3.1.2) en zijn de resultaten van de gevoeligheidsberekeningen toegelicht (§3.1.3). In §3.1.4 is toegelicht waarom het monitoren van zettingen tijdens de aanleg van de nieuwe dijk benodigd is. Tot slot is een analyse van zettingen in langsrichting gepresenteerd (§3.1.5). Een gedetailleerde uitwerking van de zettingsberekeningen is opgenomen in de logboeken (Bijlage I).

3.1.1 Input ontwerp en theoretisch aanlegprofiel

In Tabel 3.2 is de input voor het ontwerp van de grondverbetering weergegeven.

Tabel 3.2 Input ontwerp grondverbetering voor dijkverlegging Paddenpol

Uitgangspunt	Eenheid	9a-Z	9a-2	9a-3	9a-4	9a-N
Niveau onderkant grondverbetering	[NAP m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Positie (x) dijk-as	[m]	0	0	0	0	0
Positie (x) onderkant grondverbetering buitenzijde	[m]	-11,25	-11,25	-13,55	-12,25	-12,25
Positie (x) onderkant grondverbetering binnenzijde	[m]	+9,00	+9,00	+9,00	+9,00	+9,00
Ontgravingstalud grondverbetering buitenzijde tot bestaand maaiveld	[-]	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2
Ontgravingstalud grondverbetering binnenzijde tot bestaand maaiveld	[-]	1:2	1:2	1:2	1:2	1:2

In Tabel 3.3 is de input voor het ontwerp van de grondverbetering ter plaatse van de aansluitingen op de bestaande dijk weergegeven. Vanuit de dijkverlegging ligt de onderkant van de grondverbetering op NAP 0,0 m. Deze grondverbetering loopt door tot de binnentoe van de bestaande dijk. Vanaf dit referentiepunt verloopt de grondverbetering tot aan de referentiehoogte op het binnentalud.

Tabel 3.3 Input ontwerp grondverbetering bij aansluitingen voor dijkverlegging Paddenpol

Uitgangspunt	Eenheid	9a-Z	9a-N
Referentielijn ontgraving vanaf binnentalud bestaande dijk	[NAP m]	+5,5	+5,5
Referentielijn binnenteen bestaande dijk	[NAP m]	+2,5	+2,0
Ontgravingsniveau bij referentielijn binnenteen bestaande dijk	[NAP m]	0,0	0,0

In Tabel 3.4 is de input voor het theoretisch aanlegprofiel van de nieuwe dijk weergegeven.

Tabel 3.4 Input theoretisch aanlegprofiel voor dijkverlegging Paddenpol

Zettingscompensatie	Eenheid	9a-Z	9a-2	9a-3	9a-4	9a-N
Kruin	[m]	0,65	0,60	0,45	0,65	0,55
Binnenberm	[m]	0,80	0,80	0,60	0,70	n.v.t.
Buitenberm	[m]	n.v.t.	n.v.t.	0,40	n.v.t.	n.v.t.

De ophoging bij de binnenberm is relatief klein ten opzichte van de ophoging bij de kruin. Bij de kruin is een grondverbetering vanaf huidig maaiveld (circa NAP +2 m) tot NAP 0 m voorzien. Bij de binnenberm is geen grondverbetering voorzien. Uit de zettingsberekeningen volgt dat de benodigde zettingscompensatie hierdoor, ondanks de kleinere ophoging, groter is bij de binnenberm dan bij de kruin.

3.1.2 Verificatie zettingen

In Tabel 3.5 t/m Tabel 3.9 zijn de resultaten van de verificatie van zettingen samengevat voor de vijf rekensneden. Het oplevermoment (**$T = 365$ dagen na aanleg van de dijk**) is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), uitgaande van de aanleg de dijk in één slag (bovengrensbepijding, zie toelichting in §2.3.1.1).

Tabel 3.5 Verificatie zettingen snede 9a-Z

Onderdeel	Locatie	Eis	Resultaat	Oordeel
Hoogte 2075	kruin	$\geq$ NAP +6,55 m (midden kruin)	NAP +6,56 m	voldoet
	binnenberm	$\geq$ NAP +3,50 m (midden binnenberm)	NAP +3,56 m	voldoet
Restzetting dijk	kruin	$\leq$ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0,12 m	voldoet
	binnenberm	$\leq$ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0,23 m	voldoet
Restzetting fietspad	kruin	$\leq$ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	0,12 m	voldoet
Taludhelling beheer	buitentalud	$\leq$ 1:3,0 bij oplevering	1:3,2	voldoet
	binnentalud	$\leq$ 1:3,0 bij oplevering	1:3,1	voldoet
	binnenberm	$\leq$ 1:20,0 bij oplevering	1:22,1	voldoet



Tabel 3.6 Verificatie zettingen snede 9a-2

Onderdeel	Locatie	Eis	Resultaat	Oordeel
Hoogte 2075	kruin	$\geq \text{NAP } +6,55 \text{ m (midden kruin)}$	NAP +6,58 m	voldoet
	binnenberm	$\geq \text{NAP } +3,50 \text{ m (midden binnenberm)}$	NAP +3,56 m	voldoet
Restzetting dijk	kruin	$\leq 0,50 \text{ m in 50 jaar na oplevering}$	0,09 m	voldoet
	binnenberm	$\leq 0,50 \text{ m in 50 jaar na oplevering}$	0,19 m	voldoet
Restzetting fietspad	kruin	$\leq 0,16 \text{ m in 7 jaar na oplevering}$	0,09 m	voldoet
Taludhelling beheer	buitentalud	$\leq 1:3,0 \text{ bij oplevering}$	1:3,2	voldoet
	binnentalud	$\leq 1:3,0 \text{ bij oplevering}$	1:3,1	voldoet
	binnenberm	$\leq 1:20,0 \text{ bij oplevering}$	1:23,2	voldoet

Tabel 3.7 Verificatie zettingen snede 9a-3

Onderdeel	Locatie	Eis	Resultaat	Oordeel
Hoogte 2075	kruin	$\geq \text{NAP } +6,55 \text{ m (midden kruin)}$	NAP +6,60 m	voldoet
	binnenberm	$\geq \text{NAP } +3,50 \text{ m (midden binnenberm)}$	NAP +3,58 m	voldoet
	buitenberm	$\geq \text{NAP } +4,50 \text{ m (midden buitenberm)}$	NAP +4,56 m	voldoet
Restzetting dijk	kruin	$\leq 0,50 \text{ m in 50 jaar na oplevering}$	0,07 m	voldoet
	binnenberm	$\leq 0,50 \text{ m in 50 jaar na oplevering}$	0,15 m	voldoet
	buitenberm	$\leq 0,50 \text{ m in 50 jaar na oplevering}$	0,07 m	voldoet
Restzetting fietspad	buitenberm	$\leq 0,16 \text{ m in 7 jaar na oplevering}$	0,07 m	voldoet
Taludhelling beheer	buitentalud onder	$\leq 1:3,0 \text{ bij oplevering}$	1:3,2	voldoet
	buitenberm	$\leq 1:20,0 \text{ bij oplevering}$	1:23,8	voldoet
	buitentalud boven	$\leq 1:3,0 \text{ bij oplevering}$	1:3,1	voldoet
	binnentalud	$\leq 1:3,0 \text{ bij oplevering}$	1:3,1	voldoet
	binnenberm	$\leq 1:20,0 \text{ bij oplevering}$	1:24,0	voldoet



Tabel 3.8 Verificatie zettingen snede 9a-4

Onderdeel	Locatie	Eis	Resultaat	Oordeel
Hoogte 2075	kruin	$\geq \text{NAP} + 6,55 \text{ m}$ (midden kruin)	NAP +6,58 m	voldoet
	binnenberm	$\geq \text{NAP} + 3,50 \text{ m}$ (midden binnenberm)	NAP +3,52 m	voldoet
Restzetting dijk	kruin	$\leq 0,50 \text{ m}$ in 50 jaar na oplevering	0,11 m	voldoet
	binnenberm	$\leq 0,50 \text{ m}$ in 50 jaar na oplevering	0,18 m	voldoet
Restzetting fietspad	kruin	$\leq 0,16 \text{ m}$ in 7 jaar na oplevering	0,11 m	voldoet
Taludhelling beheer	buitentalud	$\leq 1:3,0$ bij oplevering	1:3,2	voldoet
	binnentalud	$\leq 1:3,0$ bij oplevering	1:3,1	voldoet
	binnenberm	$\leq 1:20,0$ bij oplevering	1:23,2	voldoet

Tabel 3.9 Verificatie zettingen snede 9a-N

Onderdeel	Locatie	Eis	Resultaat	Oordeel
Hoogte 2075	kruin	$\geq \text{NAP} + 6,55 \text{ m}$ (midden kruin)	NAP +6,56 m	voldoet
Restzetting dijk	kruin	$\leq 0,50 \text{ m}$ in 50 jaar na oplevering	0,09 m	voldoet
Restzetting fietspad	kruin	$\leq 0,16 \text{ m}$ in 7 jaar na oplevering	0,09 m	voldoet
Taludhelling beheer	buitentalud	$\leq 1:3,0$ bij oplevering	1:3,2	voldoet
	binnentalud	$\leq 1:3,0$ bij oplevering	1:3,1	voldoet

3.1.3 Restzettingseis fietspad

In §3.1.2 zijn de zettingen geverifieerd waarbij voor het oplevermoment is uitgegaan van $T = 365$ dagen na aanleg van de dijk. Middels zettingsberekeningen is aangetoond dat hiermee wordt voldaan aan de restzettingseis voor het fietspad (max. 16 cm zetting in 7 jaar na oplevering). Tabel 3.10 laat zien na hoeveel dagen na aanleg van de dijk de restzetting $\leq 16 \text{ cm}$.

Tabel 3.10 Tijdstip na aanleg dijk waarop geldt: restzetting $\leq 16 \text{ cm}$

Snede	9a-Z	9a-2	9a-3	9a-4	9a-N
Tijdstip na aanleg dijk waarop geldt: restzetting $\leq 16 \text{ cm}$ [d]	215	100	42	180	180

Bij snede 9a-3 is de benodigde wachttijd tot aanleg fietspad relatief kort: 42 dagen. Op deze strekking ligt het fietspad op de buitenberm in plaats van op de kruin. Door de beperkte ophoging is de totaalzetting laag ten opzichte van de andere strekkingen.



Bij de zuidelijke aansluiting (9a-Z) is de benodigde wachttijd relatief lang: 215 dagen. Dit wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van een relatief dikke deklaag (circa 4m).

Aanvullend zijn er een aantal zettingssommen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen. Drie aspecten zijn beschouwd:

- het maaiveldniveau op de strekking;
- de consolidatiesnelheid van de zettingsgevoelige lagen;
- het ophogtempo (bouwtempo ophoogslagen).

De gevoeligheidsberekeningen zijn gerapporteerd in de logboeken (Bijlage I). In voorliggend document zijn louter de resultaten gegeven.

3.1.3.1 Gevoeligheid i.r.t. maaiveldniveau

Voor snede 9a-2, 9a-3 en 9a-4 zijn drie sommen opgesteld: voor de gemiddelde maaiveldhoogte en voor de onder- en bovengrens van de maaiveldhoogte binnen de strekking. Snede 9a-Z en 9a-N betreffen relatief korte strekkingen (aansluitingen), waardoor er geen sprake is van een variatie in maaiveldniveau. Tabel 3.11 geeft een overzicht van de benodigde wachttijd voor de verschillende maaiveldniveaus en snedes. Bij een laag maaiveld is de ophoging relatief groot, waardoor de benodigde wachttijd langer is. De gevoeligheid van het maaiveldniveau betreft qua ordegrrootte een aantal weken.

Tabel 3.11 Benodigde wachttijd voor aanleg fietspad - gevoeligheid i.r.t. maaiveldhoogte

Snede	Maaiveldniveau [NAP m]			Benodigde wachttijd [d]		
	Laag	Gemiddeld	Hoog	Laag	Gemiddeld	Hoog
9a-Z	-	+2,0	-	-	215	-
9a-2	+1,7	+2,0	+2,3	100	90	80
9a-3	+2,0	+2,3	+2,6	42	34	27
9a-4	+1,5	+2,0	+2,5	180	160	130
9a-N	-	+1,5	-	-	180	-

3.1.3.2 Gevoeligheid i.r.t. consolidatiesnelheid

De gevoeligheid van de benodigde wachttijd wat betreft de consolidatiesnelheid is beschouwd door de Cv-parameter van de zettingsgevoelige lagen (Echteld klei, Nieuwkoop veen en Bostel klei) te variëren. Drie situaties zijn doorgerekend:

- basissom (standaard waarden Cv-parameter; vastgesteld o.b.v. labproeven);
- hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$);
- lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$).

De resultaten in Tabel 3.12 geven de gevoeligheid van de benodigde wachttijd ten opzichte van de Cv-parameter van de zettingsgevoelige lagen weer. Bij de basissom ligt de benodigde wachttijd qua ordegrrootte op 1 tot 9 maanden. Bij een hoge consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$) is dit circa 1 tot 6 weken. Bij een lage consolidatiesnelheid ($C_v / 10$) kan de benodigde wachttijd oplopen tot circa 4,5 jaar.

De standaard Cv-waarden zijn vastgesteld middels samendrukkingsproeven op de klei- en veenlagen. De Cv-waarden kunnen in de praktijk sterk variëren, waardoor de consolidatiesnelheid een onzekere factor is. Vanwege de gevoeligheid van de benodigde wachttijd voor aanleg van het fietspad ten opzichte van de consolidatiesnelheid is inzicht in het verloop van het zettingsproces benodigd. Daarom wordt tijdens uitvoering monitoring door middel van zakbaken en waterspanningsmeters toegepast.



Tabel 3.12 Benodigde wachttijd voor aanleg fietspad - gevoeligheid i.r.t. consolidatiesnelheid (Cv-parameter)

Snedes	Benodigde wachttijd [d]		
	Basisom (standaard Cv-waarden)	Hogere consolidatiesnelheid (Cv * 10)	Lagere consolidatiesnelheid (Cv / 10)
9a-Z	215	42	1579
9a-2	100	20	800
9a-3	42	10	251
9a-4	180	34	1.254
9a-N	180	27	1.254

3.1.3.3 Gevoeligheid i.r.t. ophoogtempo

In de ontwerpberekeningen is het uitgangspunt dat de nieuwe dijk in één slag wordt aangelegd. Een deel van de berekende zetting treedt echter al op gedurende de bouwphase. Per snede zijn daarom drie aanvullende zettingssommen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op de benodigde wachttijd tussen (1) bouw van de dijk en (2) aanleg van het fietspad te bepalen. De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen (1 slag);
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen (4 slagen);
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen (3 slagen).

Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 3.13. Over het algemeen geldt dat een langere bouwtijd leidt tot een kortere wachttijd tussen de laatste ophoogslag en aanleg fietspad.

Tabel 3.13 Benodigde wachttijd voor aanleg fietspad na laatste ophoogslag - gevoeligheid i.r.t. ophoogtempo (T_{bouw} = indicatie duur bouwphase)

Snedes	Benodigde wachttijd [d]			
	Basisom ($T_{\text{bouw}} = 1$ dag)	Hoog ophoogtempo ($T_{\text{bouw}} \approx 3,5$ maand)	Gemiddeld ophoogtempo ($T_{\text{bouw}} \approx 6$ maanden)	Laag ophoogtempo ($T_{\text{bouw}} \approx 9$ maanden)
9a-Z	215	196	155	122
9a-2	100	62	39	19
9a-3	42	19	5	0
9a-4	180	159	123	97
9a-N	180	156	123	77

3.1.4 Monitoring ten behoeve van verificatie zettingen

De opgestelde zettingsberekeningen betreffen een theoretische benadering van het te verwachten zettingsgedrag bij de aanleg van de nieuwe dijk. Er bestaan echter een aantal onzekerheden omtrent het zettingsgedrag in de praktijk: zowel qua de totale hoeveelheid zetting als de snelheid waarmee de zetting optreedt. De onzekerheid van het zettingsgedrag raakt hiermee met zowel de verificatie van de hoogte-eisen als de verificatie van de restzettingseisen.

Door de monitoringsdata te verwerken en de zettingsparameters op deze data te fitten, kunnen de zettingsberekeningen voor het dijkontwerp worden bijgewerkt. Indien tijdens realisatie blijkt dat de verwachte totale zetting groter is dan de voorziene zettingscompensatie, dan kan het aanlegniveau van de laatste ophoogslag van de zandkern of kleiberm hierop worden aangepast.

Middels de bijgewerkte zettingsberekeningen dient tevens te worden bepaald of de restzetting na oplevering van de dijk voldoet aan de restzettingseisen van de dijk (max. 50 cm na oplevering) en het fietspad (max. 16 cm binnen 7 jaar na oplevering). Indien nodig kan het oplevermoment hierop worden aangepast. De verwachting is dat op basis van monitoring van het consolidatieproces het oplevermoment tijdens uitvoering naar voren kan worden gehaald.

Voor een verdere toelichting over monitoring voor de realisatie van de dijkverlegging wordt verwezen naar het document Monitoring Eigen Werk Dijkverlegging Paddenpol [Ref. 17].

3.1.5 Langsanalyse zettingen

Ten behoeve van de monitoring van zettingen tijdens de aanleg van de nieuwe dijk is een reeks 1D-zettingsberekeningen opgesteld. Zie §3.1.4 en het document Monitoring Eigen Werk Dijkverlegging Paddenpol [Ref. 17] voor een nadere toelichting hierop.

Per monitoringspunt is een 1D-zettingsberekening opgesteld, met daarin de lokale grondopbouw (interpretatie van nabijgelegen boring en/of sondering) en de theoretische aanleghoogte conform het ontwerp (zie §3.1.1). Voor het dijkontwerp zijn de 2D-zettingsberekeningen leidend, omdat in deze berekeningen spreiding van de belasting door ophoging is meegenomen. In de 1D-zettingsberekeningen is geen belastingspreiding verdisconteerd, resulterend in een overschatting van de totale zetting. De resultaten van de 1D-zettingsberekeningen zijn echter wel geschikt voor het bepalen van de verwachte zettingsverschillen tussen twee punten.

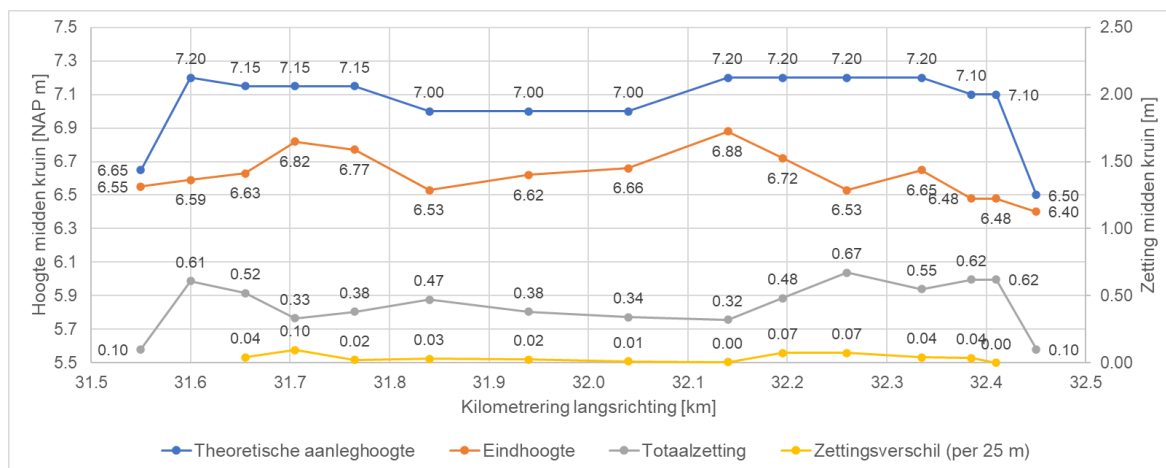
In §3.1.2 is aangegeven dat wordt voldaan aan de absolute restzettingseis voor het fietspad (max. 16 cm restzetting over 7 jaar na oplevering). Deze eis is een vertaling van de verschilzettingseis van max. 9 cm verschilzetting over 25 m in lengterichting over 7 jaar na oplevering (zie Addendum [Ref. 15]).

Op basis van de 1D-zettingsberekeningen zijn drie lengteprofielen opgesteld, met daarin:

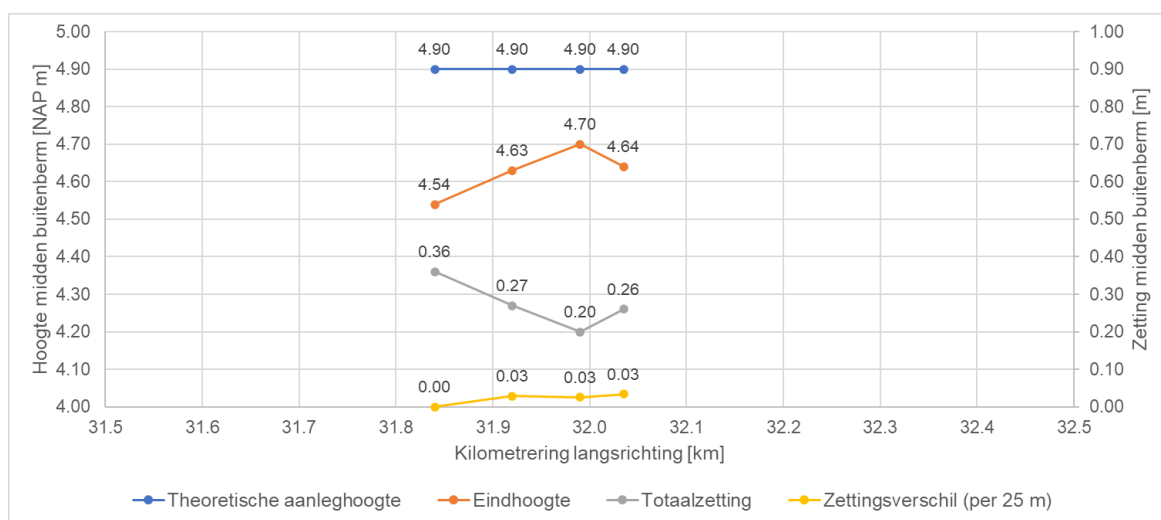
- de theoretische aanleghoogte;
- de eindhoogte (volledige consolidatie, representatief voor eindsituatie 2075);
- de totaalzetting;
- het zettingsverschil in langsrichting tussen twee punten (vertaald naar een zettingsverschil per 25 m).

De resultaten zijn weergegeven in Figuur 3-2 (midden kruin), Figuur 3-3 (midden buitenberm) en Figuur 3-4 (midden binnenberm). De resultaten betreffen de totale zetting en zettingsverschillen vanaf aanleg tot en met het einde van de planperiode (2075). De zetting en zettingsverschillen binnen de eerste 7 jaar na oplevering zijn niet beschouwd. Het maximaal berekende zettingsverschil is 0,10 m per 25 m (zie Figuur 3-2) vanaf aanleg tot einde planperiode (50 jaar). Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat het maximale zettingsverschil lager zal zijn dan de eis max. 9 cm verschilzetting over 25 m in lengterichting over 7 jaar na oplevering.

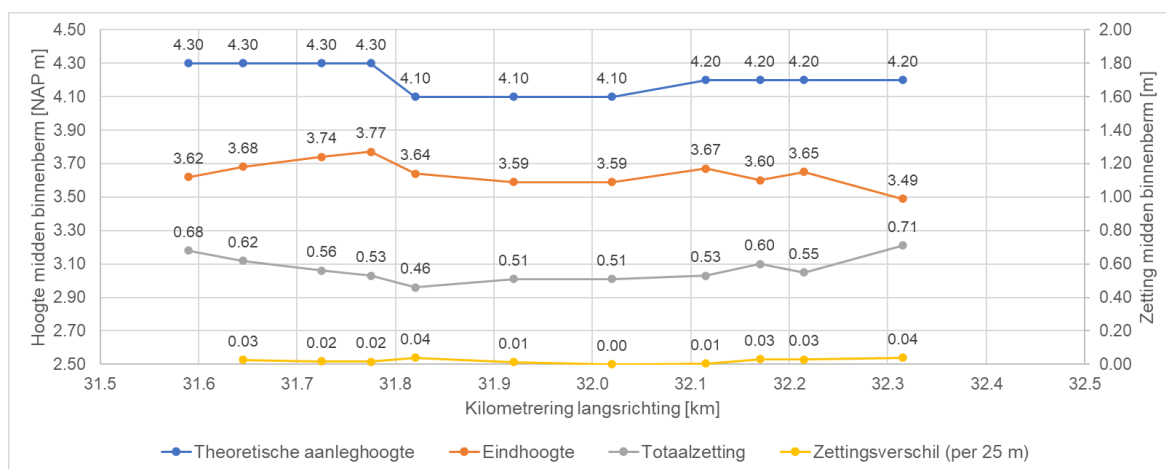




Figuur 3-2 Langsanalyse zettingen - midden kruin



Figuur 3-3 Langsanalyse zettingen - midden buitenberm



Figuur 3-4 Langsanalyse zettingen - midden binnenberm



3.2 Macrostabieliteit

In §3.2.1 zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen gepresenteerd. In §3.2.2 is toegelicht waarom monitoring tijdens realisatie benodigd is voor de verificatie van macrostabieliteit.

3.2.1 Resultaten

De stabiliteitsberekeningen zijn gerapporteerd in de logboeken (Bijlage I). In voorliggend document zijn louter de resultaten gegeven. Een totaaloverzicht van de resultaten is gepresenteerd in Tabel 3.14. Vervolgens zijn in Tabel 3.15 t/m Tabel 3.19 de resultaten per snede gegeven.

Het oplevermoment (**$T = 365$ dagen na aanleg van de dijk**) is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), uitgaande van de aanleg de dijk in één slag (bovengrensbenadering, zie toelichting in §2.3.1.1). De genoemde wachttijd betreft dus de consolidatietijd vanaf het moment dat de nieuwe dijk is aangelegd.

Tabel 3.14 Benodigde wachttijd tot dijkveilig en normveilig

Snede	Wachttijd tot dijkveilig [d]	Wachttijd tot normveilig [d]	Opmerkingen
9a-Z	60	365	
9a-2	120	365	
9a-3	1	60	
9a-4	60	300	
9a-N	60	300	constructieve maatregel voor binnenwaartse macrostabieliteit (§0)

Tabel 3.15 Resultaten stabiliteitsberekeningen snede 9a-Z

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,61	1,30	1,40	
365	1,28 ($\geq 1,27$)	1,10 ($\geq 1,00$)	1,29 ($\geq 1,19$)	Normveilig
300	1,24	-	1,27	
240	1,22	-	1,25	
180	1,18	-	1,21	
120	1,14	-	1,17	
60	1,09	-	1,13	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
1	0,98	-	-	



Tabel 3.16 Resultaten stabiliteitsberekeningen snede 9a-2

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,54	1,28	1,33	
365	1,29 ($\geq 1,27$)	1,11 ($\geq 1,00$)	1,25 ($\geq 1,19$)	Normveilig
300	1,25	-	1,23	
240	1,20	-	1,21	
180	1,14	-	1,19	
120	1,07	-	1,15	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
60	1,04	-	-	
1	0,89	-	-	

Tabel 3.17 Resultaten stabiliteitsberekeningen snede 9a-3

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,78	1,42	1,65	
365	1,63	1,32	1,51	
300	1,59	1,29	1,50	
240	1,56	1,26	1,47	
180	1,55	1,23	1,44	
120	1,42	1,17	1,40	
60	1,34 ($\geq 1,27$)	1,12 ($\geq 1,00$)	1,36 ($\geq 1,19$)	Normveilig
1	1,19	-	1,26	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)

Tabel 3.18 Resultaten stabiliteitsberekeningen snede 9a-4

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,75	1,39	1,33	
365	1,54	1,22	1,22	
300	1,46 ($\geq 1,27$)	1,17 ($\geq 1,00$)	1,20 ($\geq 1,19$)	Normveilig
240	1,37	1,13	1,18	
180	1,30	1,07	1,14	
120	1,19	-	1,10	
60	1,11	-	1,04	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
1	0,92	-	-	



Tabel 3.19 Resultaten stabiliteitsberekeningen snede 9a-N

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,10 ($\geq 1,05$)	1,19 ($\geq 1,10$)	1,28	
365	-	-	1,21	
300	-	-	1,19 ($\geq 1,19$)	Normveilig
240	-	-	1,16	
180	-	-	-	tijdstip niet beschouwd
120	-	-	-	tijdstip niet beschouwd
60	1,11 ($\geq 1,05$)	1,19 ($\geq 1,10$)	1,00	Dijkveilig (zie constructief ontwerp §0)
1	-	-	-	tijdstip niet beschouwd

Constructieve maatregel snede 9a-N

Voor snede 9a-N is een stalen damwand in het binnentalud voorzien als constructieve maatregel voor binnenwaartse macrostabiliteit. In het constructief ontwerp is aangetoond dat het ontwerp voldoet aan de eisen voor STBI en Overslag bij een consolidatietijd van 60 dagen: na 2 maanden consolidatietijd vanaf aanleg van de nieuwe dijk inclusief constructie is snede 9a-N dijkveilig. Na 300 dagen voldoet ook STBU aan de vereiste stabiliteitsfactor: na 10 maanden consolidatietijd vanaf aanleg van de nieuwe dijk is snede 9a-N normveilig.

3.2.2 Monitoring ten behoeve van verificatie macrostabiliteit

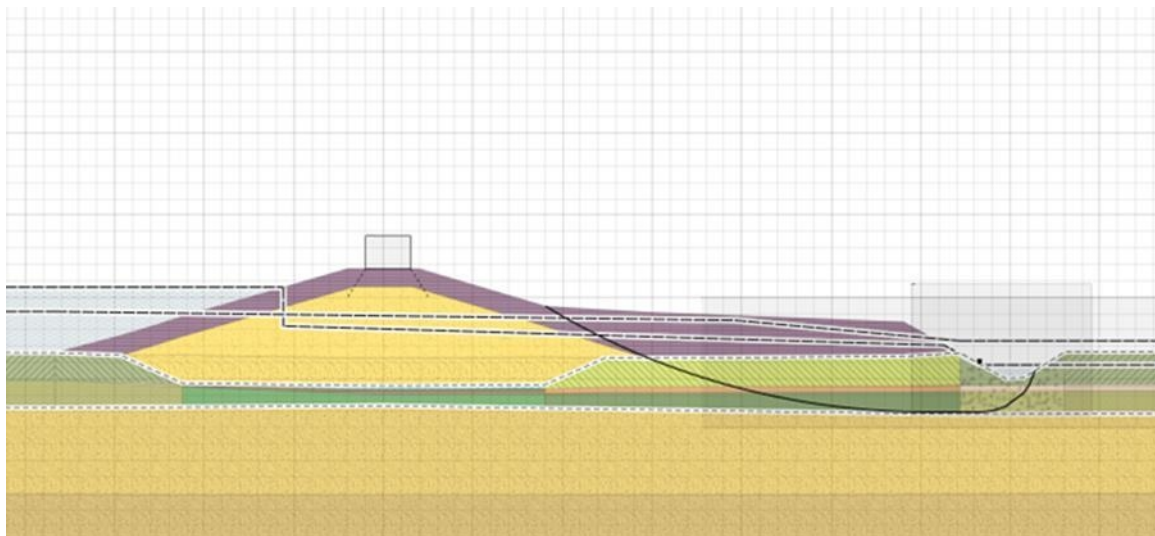
Middels zettingsberekeningen is de consolidatiegraad van de zettingsgevoelige klei- en veenlagen onder de nieuwe dijk voor een aantal verschillende tijdstippen (in stappen van 2 maanden) na aanleg van de nieuwe dijk bepaald. De consolidatiegraad per grondlaag op dat tijdstip is vervolgens ingevoerd in de stabiliteitsberekening, resulterend in een stabiliteitsfactor per tijdstip. Vervolgens is bepaald na welke consolidatietijd de nieuwe dijk dijkveilig dan wel normveilig is (zie Tabel 3.14).

De bepaling van de benodigde consolidatietijd na aanleg van de nieuwe dijk is een theoretische benadering. De snelheid waarmee de wateroverspanning in de deklaag afneemt, is sterk afhankelijk van de verticale doorlatendheidscoëfficiënt, de Cv-waarde, van de cohesieve lagen. De Cv-waarden zijn middels samendrukkingsproeven bepaald, echter kunnen de Cv-waarden hier in de praktijk significant van afwijken. Het wordt daarom noodzakelijk geacht om de optredende waterspanningen in de deklaag te monitoren voordat de nieuwe dijk veilig (zowel voor dijkveilig als voor normveilig) wordt verklaard. De verwachting is dat op basis van monitoring van het consolidatieproces het oplevermoment tijdens uitvoering naar voren kan worden gehaald.

Uit de berekeningen voor macrostabiliteit blijkt afschuiving vanaf het binnentalud tot in de sloot maatgevend te zijn (zie Figuur 3-5 ter illustratie). Het maatgevende glijvlak gaat grotendeels door de onderste kleilaag (Boxtel klei). In deze laag is de weerstand tegen afschuiven relatief laag; de wateroverspanning in deze laag is daarmee maatgevend voor macrostabiliteit van de nieuwe dijk. De grenswaarden van de consolidatiegraad voor deze maatgevende laag (Boxtel klei) zijn per rekensnede gegeven in Tabel 3.20.

Voor een verdere toelichting over monitoring voor de realisatie van de dijkverlegging wordt verwezen naar het document Monitoring Eigen Werk Dijkverlegging Paddenpol [Ref. 17].





Figuur 3-5 Voorbeeld maatgevend glijvlak binnenwaartse macrostabiliteit

Tabel 3.20 Overzicht grenswaarden consolidatiegraad voor Dijkveilig (STBI) en Normveilig (STBI en STBU)

Snedes	Grenswaarden consolidatiegraad		
	<i>Dijkveilig</i>	<i>Normveilig</i>	
	<i>STBI</i>	<i>STBI</i>	<i>STBU</i>
9a-Z	43 %	69 %	45 %
9a-2	45 %	72 %	55 %
9a-3	8 %	48 %	10 %
9a-4	39 %	59 %	59 %
9a-N	n.v.t. (constructieve maatregel)	n.v.t. (constructieve maatregel)	72 %

3.3 Constructies

In dit hoofdstuk is de verificatie van de verticale constructies uitgewerkt. Voor vier strekkingen zijn constructieve berekeningen opgesteld (zie Tabel 3.21).

Tabel 3.21 Overzicht strekkingen verificatie verticale constructies

Snede	Van [km]	Tot [km]	Functie	Damwandtype
9a-Z	31,580	31,660	Piping	Kunststof
9a-4	32,240	32,355	Piping	Kunststof
9a-N	32,355	32,462	Piping & macrostabiliteit	Staal
9b-2	32,600	32,930	Piping & macrostabiliteit	Staal

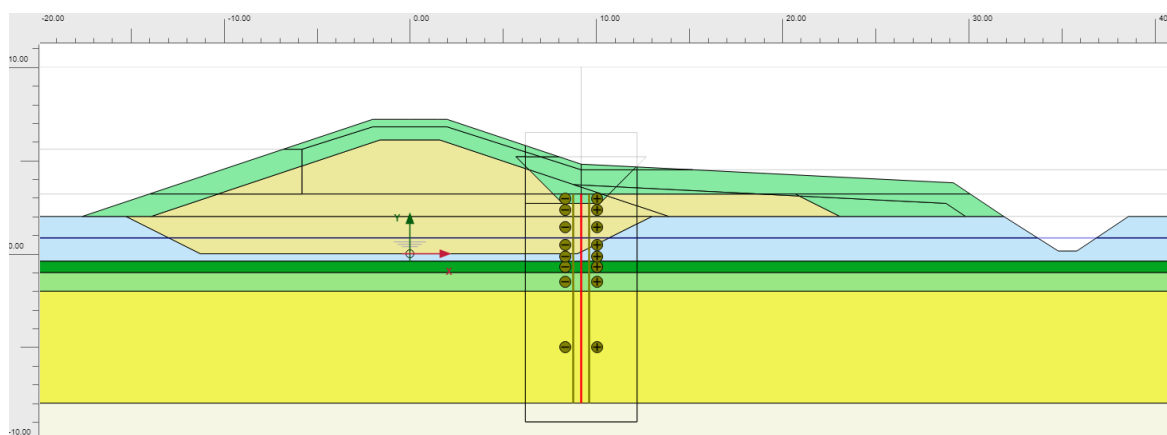
Bij snede 9a-Z (§3.3.1) en 9a-4 (§3.3.2) dient de kunststof damwand als maatregel tegen piping. De damwand heeft geen constructieve functie, echter worden de planken wel belast gedurende de aanleg van de nieuwe dijk. Middels een PLAXIS-berekening is bepaald welke momenten en krachten optreden op de kunststof damwand in de uitvoeringsfase en in de gebruiksfase. Deze resultaten zijn getoetst aan de capaciteit van de kunststof planken en op basis hiervan zijn eisen en aandachtspunten voor uitvoering bepaald.

Snede 9a-N (§0) betreft de aansluiting van de dijkverlegging op de bestaande dijk daar waar de nieuwe dijk kruist met het bestaande Herxer bosje. Hier is een stalen damwand voorzien als piping- en stabiliteitsmaatregel. Het constructief ontwerp van deze snede is niet uitgewerkt in OL1 en OL2.

Snede 9b-2 (§3.3.4) is van toepassing op de dijkversterking langs het Herxer bosje, ten noorden van Dijkverlegging Paddenpol. In OL1 is hier reeds een constructief ontwerp voor opgesteld. Ten opzichte van OL1 zijn gedurende OL2 en OL3 een aantal uitgangspunten gewijzigd. Naar aanleiding hiervan is het constructief ontwerp ten behoeve van het OL3-ontwerp.

De inbrengbaarheid van de constructies is beschouwd in §3.3.5; een totaaloverzicht van de constructies in UOT-06 is gepresenteerd in §3.3.6.





Figuur 3-7 Dwarsprofiel (PLAXIS-model) snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

3.3.1.2 Damwandeigenschappen

In de berekeningen is het uitgangspunt dat damwandtype JLD-610/9 wordt toegepast. In Tabel 3.22 zijn de eigenschappen van de kunststof damwand opgenomen. De uitgangspunten zijn gebaseerd op de brochure Kunststof Damwanden van JLD International B.V. [Ref. 16].

Tabel 3.22 Damwandeigenschappen kunststof damwand

Damwandtype	A [cm ² /m']	I [cm ⁴ /m']	W _{el} [cm ³ /m']	E [kN/m ²]	EA [kN/m']	EI [kN/m ² /m']	f _y [N/mm ²]	k _{mod} ¹ [-]	γ _m ² [-]
JLD-610/9	157,0	12.758	1.109	2,6 * 10 ⁶	40.820	331,7	44	0,5	1,2

¹ k_{mod} = modificatiefactor voor synthetische materialen conform NEN 6702

² γ_m = materiaalfactor voor kunststof conform CUR 166

3.3.1.3 Bouwfasering

In de berekeningen is onderstaande volgorde van uitvoeringsstappen gehanteerd:

1. Initiële situatie (maaiVELdNiveau = NAP +2,0 m);
2. Ontgraving klei voor grondverbetering tot NAP 0,0 m;
3. Aanbrengen zand grondverbetering tot NAP +2,0 m;
4. Aanbrengen zand (kern + berm) tot NAP +3,2 m (gelijk aan niveau bovenkant damwand);
5. Aanbrengen restant zandkern tot NAP +6,1 m;
6. Wachtijd van 7 dagen na aanbrengen van het zandlichaam (t.b.v. consolidatie);
7. Ontgraven heisleuf tot NAP +2,7 m (0,5 m onder bovenkant damwand);
8. Materieel (draadkraan) op schotten op de zandberm;
9. Installeren kunststof damwand (bovenkant damwand op NAP +3,2 m);
10. Materieel (draadkraan) van zandberm af;
11. Heisleuf aanvullen;
12. Aanbrengen restant binnenberm + kleibekleding.

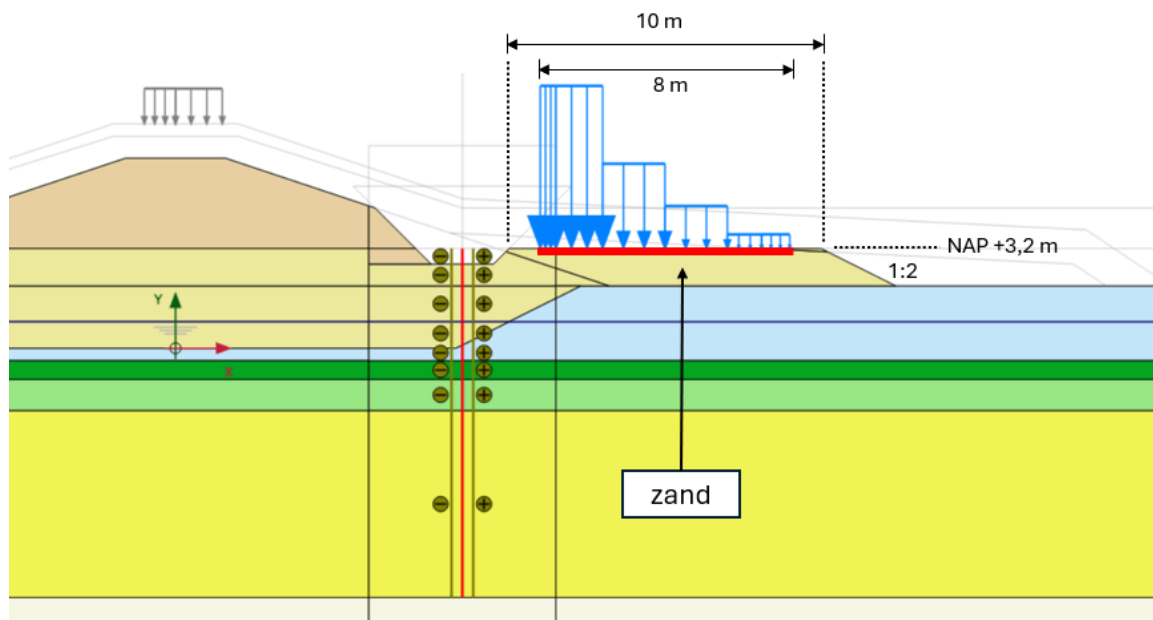
Voor de uitvoeringsstappen zijn de momenten en dwarskrachten bepaald voor de bruikbaarheidstoestand (BGT). Aanvullend is de situatie na consolidatie (gebruiksfase 2075) gecontroleerd, waarbij ook de uiterste grenstoestand (UGT) is beschouwd. Het betreft onderstaande stappen:

1. Consolidatiefase (10.000 dagen);
2. Hoogwater
 - a. STBI;
 - b. Overslag.

In de voorziene uitvoeringsfasering wordt eerst het zandlichaam (zandkern + zandberm) op hoogte gebracht. In verband met 3D-effecten dient het zandlichaam tot 10 m voorbij de strekking met kunststof damwanden te worden doorgezet. Na het aanbrengen van het zandlichaam is een wachttijd van 7 dagen vereist (consolidatietijd). Na afloop van deze wachttijd kan worden gestart met het installeren van de kunststof damwanden.

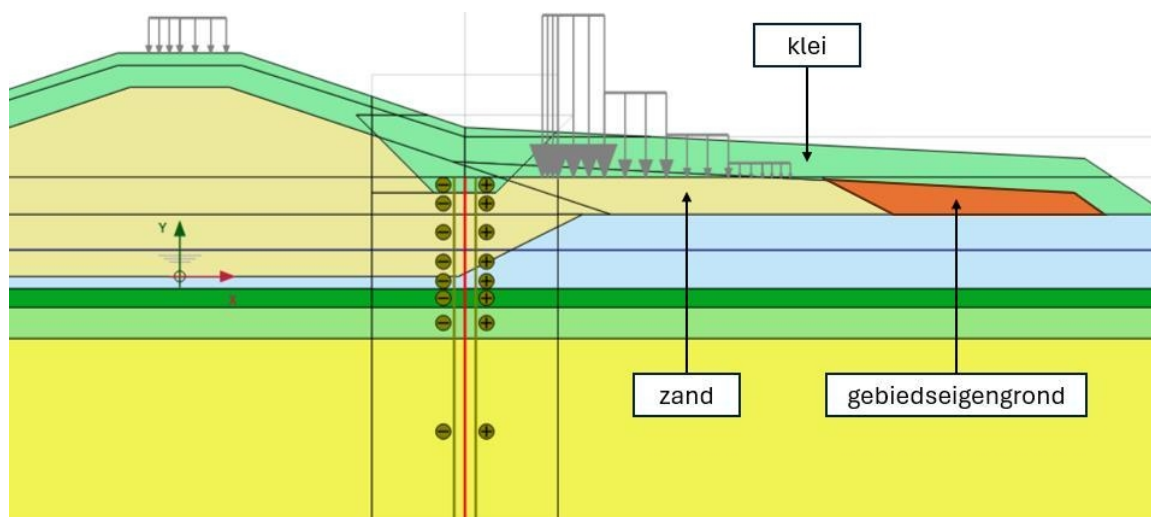
Voor de fase waarin de damwanden worden geïnstalleerd (stap 9, zie Figuur 3-8), zijn onderstaande uitgangspunten toegepast:

- geometrie heisleuf:
 - ontgravingsniveau heisleuf = NAP +2,7 m (0,5 m onder bovenkant damwand);
 - breedte heisleuf = 2,0 m;
 - taluds heisleuf = 1:1;
- geometrie kraanopstelplaats (zandberm):
 - aanleghoogte = NAP +3,2 m (gelijk aan bovenkant damwand);
 - breedte = 10 m;
 - helling naar maaiveld = 1:2;
- materieel:
 - draadkraan (Hitachi CX-700 of gelijkwaardig) haaks op een reeks draglineschotten (minimale schotlengte is 8 m);
 - de schotten liggen op minimaal 1 m uit de rand van het zandlichaam.



Figuur 3-8 Schematisering belasting draadkraan op zandberm naast heisleuf snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

In Figuur 3-9 is de situatie bij oplevering voor snede 9a-Z weergegeven. Vanwege de aanleg van een zandlichaam voor de kraanopstelplaats bestaat de berm deels uit zand. Voor het restant van het bermlichaam kan gebiedseigen grond worden toegepast. De berm dient te worden afgewerkt met een kleibekleding (dikte = 1,1 m).



Figuur 3-9 Schematisering samenstelling van de binnenberm snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

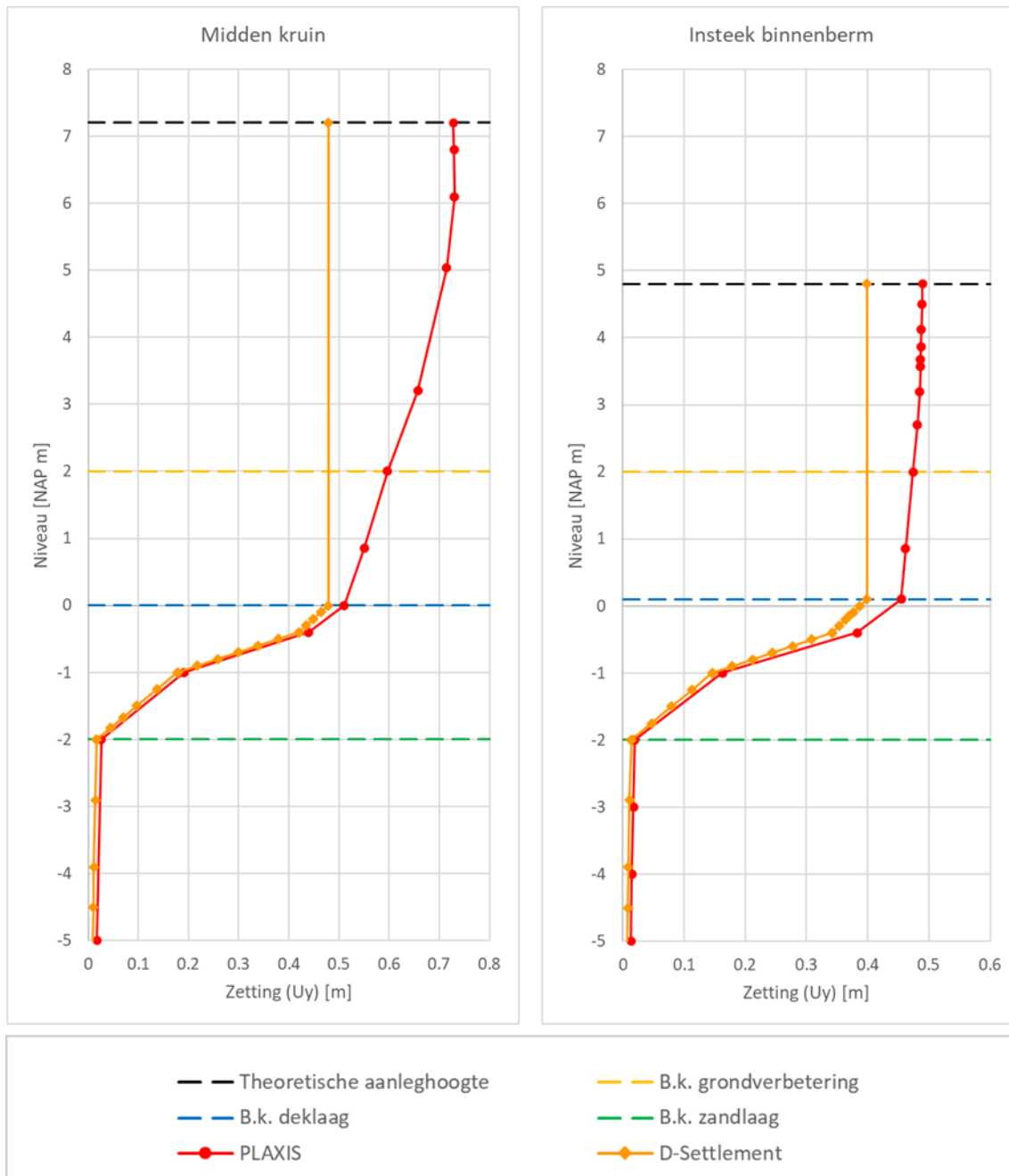
3.3.1.4 Validatie consolidatie

Door de koppeling tussen sterkte en consolidatie in het Soft Soil Creep model, kan dit model onbetrouwbare resultaten geven bij de constructieve verificatie van de kunststof damwand. Om deze reden is de consolidatie in het PLAXIS-model gevalideerd.

In Figuur 3-10 zijn de berekeningsresultaten in PLAXIS (Soft Soil Creep model) en in D-Settlement (NEN-Bjerrum model) naast elkaar weergegeven. Er zijn twee verticalen beschouwd: in het midden van de kruin en bij de insteek van het binnentalud naar de binnenberm (positie van de damwand). Voor beide verticalen zijn de berekende zettingen uitgezet tegen de diepte. Voor de validatie van de consolidatie is de damwand zelf niet gemodelleerd in deze berekeningen.

De berekeningsresultaten laten zien dat de berekende zetting vanaf bovenkant deklaag (NAP 0 m) goed overeenkomt tussen PLAXIS en D-Settlement. De berekening in PLAXIS resulteert in een geringe overschatting van de zetting vanaf bovenkant deklaag ten opzichte van D-Settlement. De consolidatie wordt niet onderschat en daarmee zit de PLAXIS-berekening aan de veilige kant. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de PLAXIS-berekening voldoende betrouwbaar is voor de verificatie van de kunststof damwand.

In Figuur 3-10 is weergegeven dat er voor het deel vanaf bovenkant deklaag (onderzijde grondverbetering) tot de theoretische aanleghoogte geen zetting is berekend in D-Settlement. Uit de PLAXIS-berekening volgt een extra zetting van circa 10 cm (binnenberm) à 25 cm (kruin) over de diepte van de grondverbetering, de zandkern en de kleibekleding. Verondersteld wordt dat deze extra hoeveelheid zetting het gevolg is van inklinking van de ophoging. Het inklinken treedt naar verwachting volledig op tijdens het aanbrengen en verdichten van de ophoging.



Figuur 3-10 Vergelijking consolidatie in PLAXIS en D-Settlement (links: verticaal in het midden van de kruin; rechts: verticaal bij insteek van binnentalud naar binnenberm)

3.3.1.5 Verificatie kunststof damwand

Middels de PLAXIS-berekening zijn de maatgevende snedekrachten bepaald. In Tabel 3.23 is aangetoond dat de maximum waarden van de optredende snedekrachten voldoen aan de capaciteit van de kunststof damwandplanken.

Tabel 3.23 Verificatie snedekrachten kunststof damwand snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

Toetsing	Buigend moment [kNm/m ¹]	Dwarskracht [kN/m ¹]	Normaalkracht [kN/m ¹]
Belasting (berekend)	8	23	136
Weerstand (capaciteit)	20	35	288
Unity check	0,41	0,67	0,47
Oordeel	voldoet (≤ 1,00)	voldoet (≤ 1,00)	voldoet (≤ 1,00)

Tevens is een gecombineerde toetsing van de spanning ten gevolge van het buigend moment en de normaalkracht uitgevoerd, volgens onderstaande vergelijking.

$$\sigma \leq f_y$$

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W}\right) \cdot \gamma_{M0} \leq f_y$$

In Tabel 3.24 is aangetoond dat de gecombineerde toetsing voldoet.

Tabel 3.24 Gecombineerde toetsing van de spanning snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

Symbool	Beschrijving	Eenheid	Waarde
<i>N</i>	normaalkracht	kN/m ¹	136,0
<i>A</i>	doorsnede oppervlakte	cm ² /m ¹	157,0
<i>M</i>	buigend moment	kNm/m ¹	8,3
<i>W</i>	weerstandsmoment	cm ³ /m ¹	1109,0
<i>γ_{M0}</i>	partiële factor weerstand dwarsdoorsnede	-	1,20
<i>σ</i>	spanning	N/mm ²	19,4
<i>f_y</i>	vloeigrens (inclusief <i>k_{mod}</i> = 0,50)	N/mm ²	22,0
<i>U.C.</i>	unity check	-	0,88 (≤1,00; voldoet)

In Tabel 3.25 is een overzicht gegeven van de maximale vervorming van de damwand vanaf de installatie tot en met einde consolidatiefase.



Tabel 3.25 Berekende vervormingen snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

Onderdeel	Resultaat
Horizontale vervorming	13 cm
Verticale vervorming	2 cm

De maximale waarden van de horizontale en verticale vervorming zijn berekend met de karakteristieke grondparameters in het Soft Soil Creep model. Figuur 3-11 is opgesteld om meer duiding te geven aan de te verwachten horizontale vervorming van de kunststof damwand. Voor de grondparameters zijn drie situaties gemodelleerd:

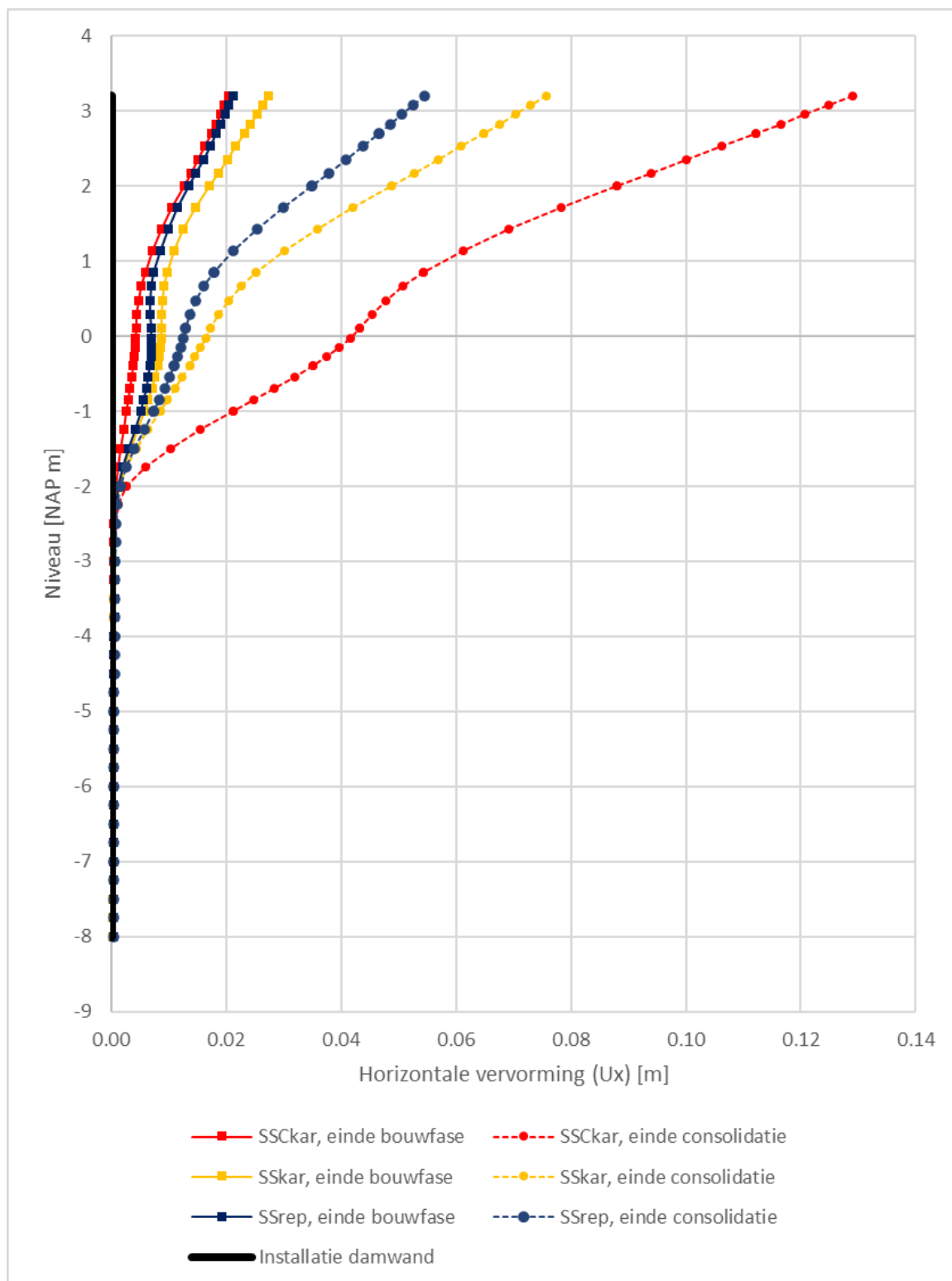
- Soft Soil Creep model - karakteristieke grondparameters;
- Soft Soil model - karakteristieke grondparameters;
- Soft Soil model - verwachtingswaarden grondparameters;

In Figuur 3-11 is onderscheid gemaakt tussen de horizontale vervorming (1) na de laatste bouwstap en (2) na afloop van de consolidatiefase (representatief voor de eindsituatie in 2075). Voor de situatie na de laatste bouwstap is de maximale uitbuiging van de damwand circa 2,5 cm. Hierbij is geen significant verschil zichtbaar tussen de drie modellen. Door consolidatie van de cohesieve lagen zal de kunststof damwand naar verwachting in de loop van de tijd verder uitbuigen. De uitbuiging van de kunststof plank is zichtbaar in Figuur 3-11. De maximaal berekende horizontale vervorming bedraagt:

- circa 13,0 cm bij het SSC-model met karakteristieke grondparameters;
- circa 7,5 cm bij SS-model met karakteristieke grondparameters;
- circa 5,5 cm bij SS-model met verwachtingswaarden grondparameters.

Het horizontaal vervormen van de damwand is naar verwachting een traag proces doordat het hoofdzakelijk wordt veroorzaakt door consolidatie. Er worden geen grote, plotselinge vervormingen verwacht. Hierdoor wordt het vervormen van de kunststof damwand niet als een risico beoordeeld.

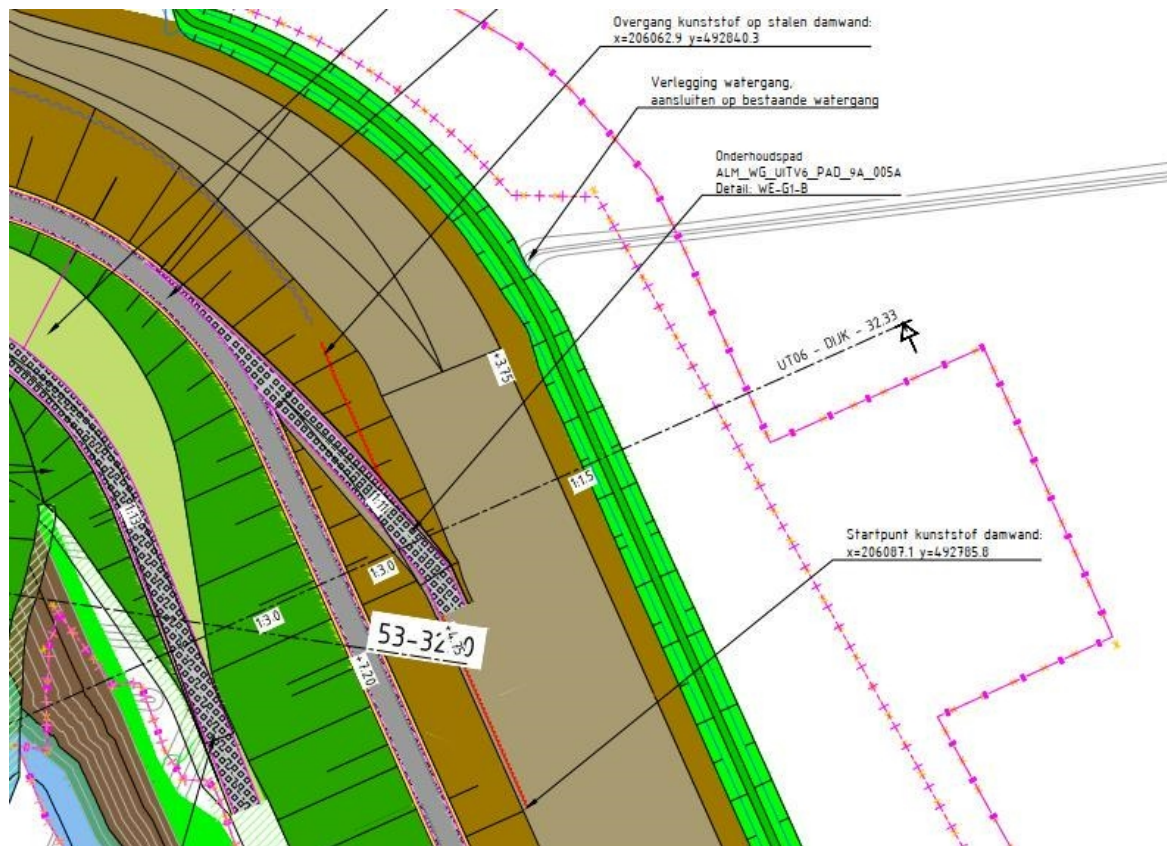




Figuur 3-11 Horizontale vervorming kunststof damwand snede 9a-Z (km31,580 - km31,660)

3.3.2 Verificatie kunststof damwand: snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

Deze strekking betreft het noordelijke deel van de dijkverlegging (zie Figuur 3-12). Op deze strekking wordt de kunststof damwand ter hoogte van de insteek van het binnentalud naar de binnenberm geplaatst. Ten noorden van deze strekking wordt aangesloten op een stalen damwand in het binnentalud (zie §0).



Figuur 3-12 Situatie kunststof damwand bij noordzijde dijkverlegging - snede 9a-4 (km32,240 - km32,355) [20293-TEK-01340_WAT-OP1-UO-UOT06]

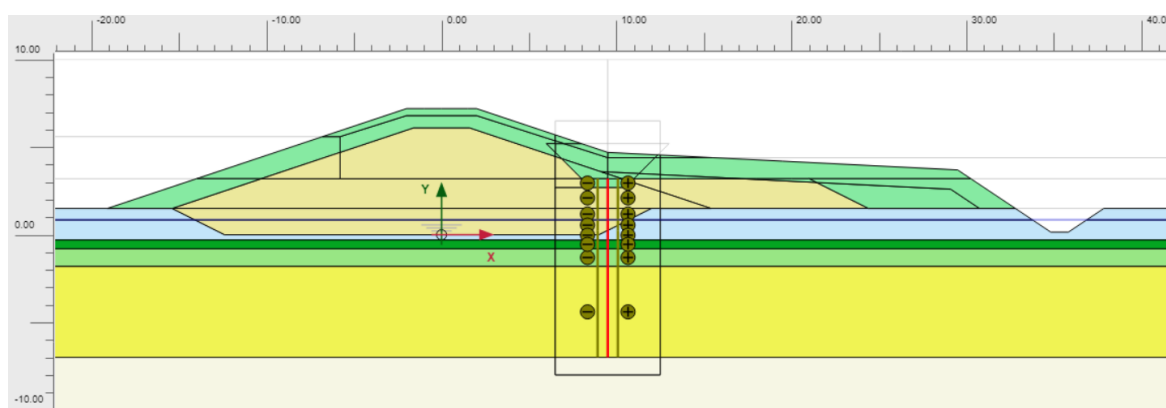
3.3.2.1 Geometrie

In Figuur 3-13 is een dwarsprofiel van het PLAXIS-model voor snede 9a-4 weergegeven. Het dijkontwerp bevat onderstaande onderdelen:

- theoretische aanleghoogte kruin = NAP +7,20 m:
 - ontwerphoogte kruin = NAP +6,55 m;
 - zettingscompensatie kruin = 0,65 m;
- theoretische aanleghoogte binnenberm (midden) = NAP +4,20 m:
 - ontwerphoogte kruin = NAP +3,50 m;
 - zettingscompensatie kruin = 0,70 m;
- 1:3 buitentalud;
- 1:3 binnentalud;
- aanbrengen kleibekleding (d = 1,1 m).

Voor het ontwerp van de kunststof damwand gelden onderstaande uitgangspunten (vanuit piping):

- niveau onderkant damwand = NAP -6,90 m;
- niveau bovenkant damwand = NAP +3,20 m;
- plaatsing damwand t.h.v. insteek binnentalud - binnenberm;
- minimum dekking op bovenkant damwand = 0,80 m.



Figuur 3-13 Dwarsprofiel (PLAXIS-model) snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

3.3.2.2 Damwandeigenschappen

In de berekeningen is het uitgangspunt dat damwandtype JLD-610/9 wordt toegepast. In Tabel 3.26 zijn de eigenschappen van de kunststof damwand opgenomen. De uitgangspunten zijn gebaseerd op de brochure Kunststof Damwanden van JLD International B.V. [Ref. 16].

Tabel 3.26 Damwandeigenschappen kunststof damwand

Damwandtype	A [cm ² /m']	I [cm ⁴ /m']	W _{el} [cm ³ /m']	E [kN/m ²]	EA [kN/m']	EI [kN/m ² /m']	f _y [N/mm ²]	k _{mod} ¹ [-]	γ _m ² [-]
JLD-610/9	157,0	12.758	1.109	2,6 * 10 ⁶	40.820	331,7	44	0,5	1,2

¹ k_{mod} = modificatiefactor voor synthetische materialen conform NEN 6702

² γ_m = materiaalfactor voor kunststof conform CUR 166

3.3.2.3 Bouwfasering

In de berekeningen is onderstaande volgorde van uitvoeringsstappen gehanteerd:

1. Initiële situatie (maaiVELdNiveau = NAP +1,5 m);
2. Ontgraving klei voor grondverbetering tot NAP 0,0 m;
3. Aanbrengen zand grondverbetering tot NAP +1,5 m;
4. Aanbrengen zand (kern + berm) tot NAP +3,2 m (gelijk aan niveau bovenkant damwand);
5. Aanbrengen restant zandkern tot NAP +6,1 m;
6. Wachtijd van 7 dagen na aanbrengen van het zandlichaam (t.b.v. consolidatie);
7. Ontgraven heisleuf tot NAP +2,7 m (0,5 m onder bovenkant damwand);
8. Materieel (draadkraan) op schotten op de zandberm;
9. Installeren kunststof damwand (bovenkant damwand op NAP +3,2 m);
10. Materieel (draadkraan) van zandberm af;
11. Heisleuf aanvullen;
12. Aanbrengen restant binnenberm + kleibekleding.

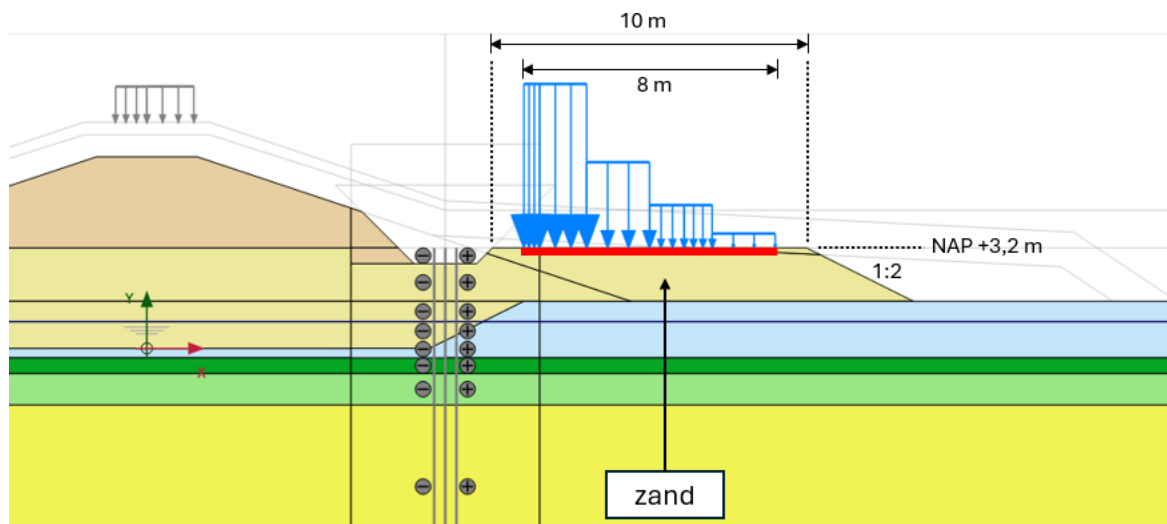
Voor de uitvoeringsstappen zijn de momenten en dwarskrachten bepaald voor de bruikbaarheidstoestand (BGT). Aanvullend is de situatie na consolidatie (gebruiksfase 2075) gecontroleerd, waarbij ook de uiterste grenstoestand (UGT) is beschouwd. Het betreft onderstaande stappen:

1. Consolidatiefase (10.000 dagen);
2. Hoogwater
 - a. STBI;
 - b. Overslag.

In de voorziene uitvoeringsfasering wordt eerst het zandlichaam (zandkern + zandberm) op hoogte gebracht. In verband met 3D-effecten dient het zandlichaam tot 10 m voorbij de strekking met kunststof damwanden te worden doorgezet. Na het aanbrengen van het zandlichaam is een wachttijd van 7 dagen vereist (consolidatietijd). Na afloop van deze wachttijd kan worden gestart met het installeren van de kunststof damwanden.

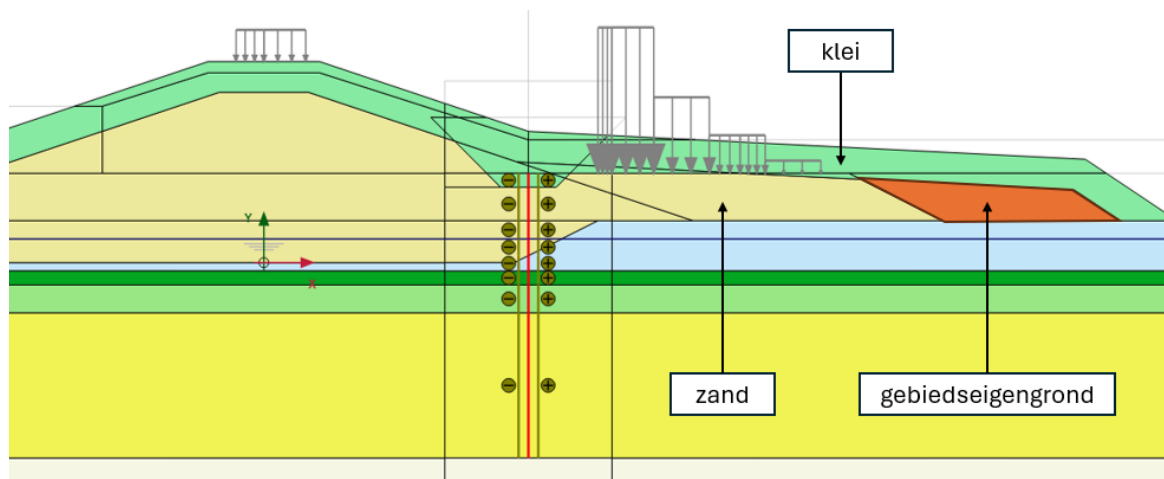
Voor de fase waarin de damwanden worden geïnstalleerd (stap 9, zie Figuur 3-14), zijn onderstaande uitgangspunten toegepast:

- geometrie heisleuf:
 - ontgravingsniveau heisleuf = NAP +2,7 m (0,5 m onder bovenkant damwand);
 - breedte heisleuf = 2,0 m;
 - taluds heisleuf = 1:1;
- geometrie kraanopstelplaats (zandberm):
 - aanleghoogte = NAP +3,2 m (gelijk aan bovenkant damwand);
 - breedte = 10 m;
 - helling naar maaiveld = 1:2;
- materieel:
 - draadkraan (Hitachi CX-700 of gelijkwaardig) haaks op een reeks draglineschotten (minimale schotlengte is 8 m);
 - de schotten liggen op minimaal 1 m uit de rand van het zandlichaam.



Figuur 3-14 Schematisering belasting draadkraan op zandberm naast heisleuf snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

In Figuur 3-15 is de situatie bij oplevering voor snede 9a-4 weergegeven. Vanwege de aanleg van een zandlichaam voor de kraanopstelplaats bestaat de berm deels uit zand. Voor het restant van het bermlichaam kan gebiedseigen grond worden toegepast. De berm dient te worden afgewerkt met een kleibekleding (dikte = 1,1 m).



Figuur 3-15 Schematisering samenstelling van de binnenberm snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

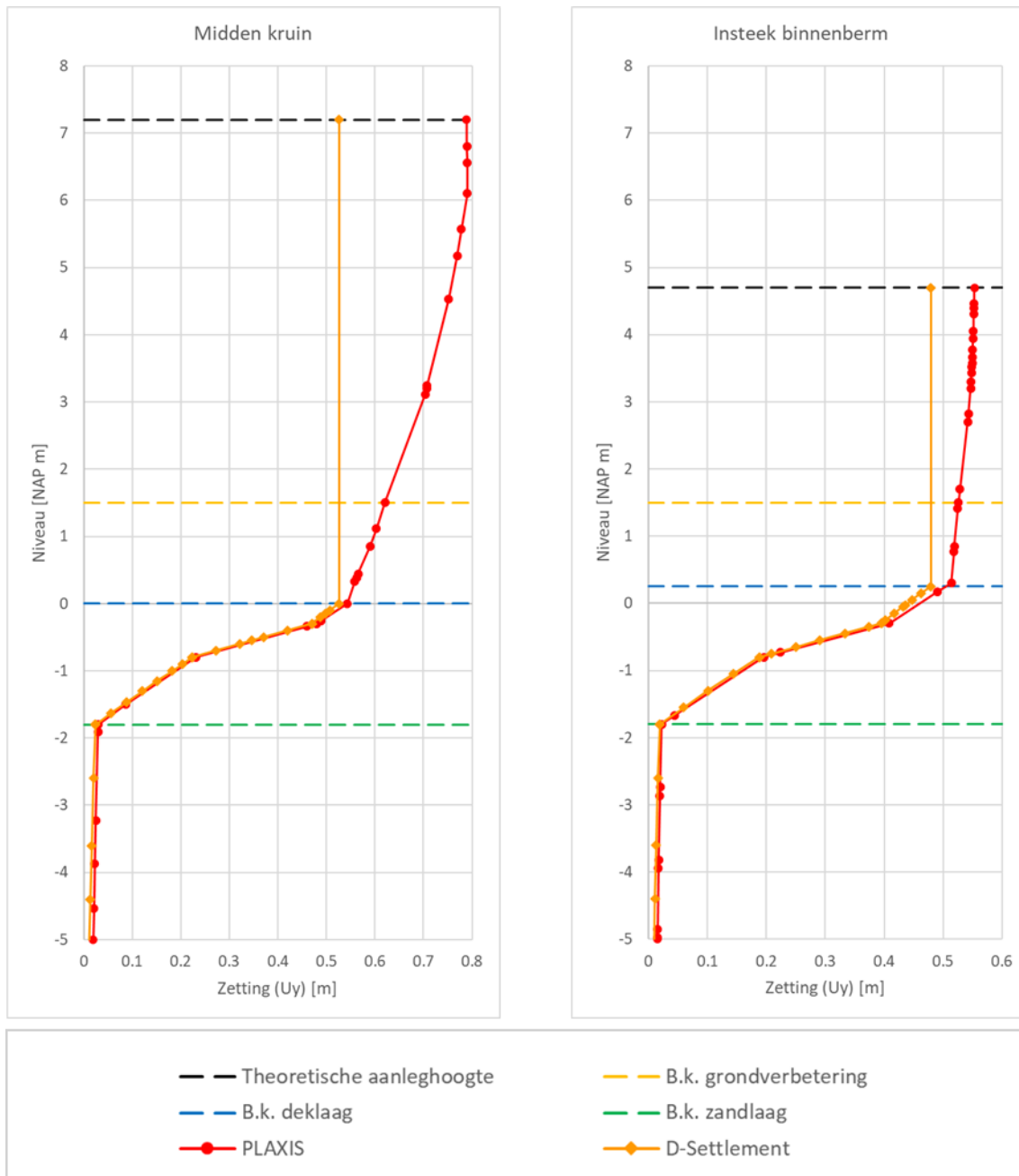
3.3.2.4 Validatie consolidatieanalyse

Door de koppeling tussen sterkte en consolidatie in het Soft Soil Creep model, kan dit model onbetrouwbare resultaten geven bij de constructieve verificatie van de kunststof damwand. Om deze reden is de consolidatie in het PLAXIS-model gevalideerd.

In Figuur 3-16 zijn de berekeningsresultaten in PLAXIS (Soft Soil Creep model) en in D-Settlement (NEN-Bjerrum model) naast elkaar weergegeven. Er zijn twee verticalen beschouwd: in het midden van de kruin en bij de insteek van het binnentalud naar de binnentalud (positie van de damwand). Voor beide verticalen zijn de berekende zettingen uitgezet tegen de diepte. Voor de validatie van de consolidatie is de damwand zelf niet gemodelleerd in deze berekeningen.

De berekeningsresultaten laten zien dat de berekende zetting vanaf bovenkant deklaag (NAP 0 m) goed overeenkomt tussen PLAXIS en D-Settlement. De berekening in PLAXIS resulteert in een geringe overschatting van de zetting vanaf bovenkant deklaag ten opzichte van D-Settlement. De consolidatie wordt niet onderschat en daarmee zit de PLAXIS-berekening aan de veilige kant. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de PLAXIS-berekening voldoende betrouwbaar is voor de verificatie van de kunststof damwand.

In Figuur 3-16 is weergegeven dat er voor het deel vanaf bovenkant deklaag (onderzijde grondverbetering) tot de theoretische aanleghoogte geen zetting is berekend in D-Settlement. Uit de PLAXIS-berekening volgt een extra zetting van circa 10 cm (binnenberm) à 25 cm (kruin) over de diepte van de grondverbetering, de zandkern en de kleibekleding. Verondersteld wordt dat deze extra hoeveelheid zetting het gevolg is van inklinking van de ophoging. Het inklinken treedt naar verwachting volledig op tijdens het aanbrengen en verdichten van de ophoging.



Figuur 3-16 Vergelijking consolidatie in PLAXIS en D-Settlement (links: verticaal in het midden van de kruin; rechts: verticaal bij insteek van binnentalud naar binnenberm)

3.3.2.5 Verificatie kunststof damwand

Middels de PLAXIS-berekening zijn de maatgevende snedekrachten bepaald. In Tabel 3.27 is aangetoond dat de maximum waarden van de optredende snedekrachten voldoen aan de capaciteit van de kunststof damwandplanken.

Tabel 3.27 Verificatie snedekrachten kunststof damwand snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

Toetsing	Buigend moment [kNm/m ¹]	Dwarskracht [kN/m ¹]	Normaalkracht [kN/m ¹]
Belasting (berekend)	10	22	123
Weerstand (capaciteit)	20	35	288
Unity check	0,48	0,64	0,43
Oordeel	voldoet (≤ 1,00)	voldoet (≤ 1,00)	voldoet (≤ 1,00)

Tevens is een gecombineerde toetsing van de spanning ten gevolge van het buigend moment en de normaalkracht uitgevoerd, volgens onderstaande vergelijking.

$$\sigma \leq f_y$$

$$\left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W}\right) \cdot \gamma_{M0} \leq f_y$$

In Tabel 3.28 is aangetoond dat de gecombineerde toetsing voldoet.

Tabel 3.28 Gecombineerde toetsing van de spanning snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

Symbol	Beschrijving	Eenheid	Waarde
N	normaalkracht	kN/m ¹	123,4
A	doorsnede oppervlakte	cm ² /m ¹	157,0
M	buigend moment	kNm/m ¹	9,7
W	weerstandsmoment	cm ³ /m ¹	1109,0
γ_{M0}	partiële factor weerstand dwarsdoorsnede	-	1,20
σ	spanning	N/mm ²	19,9
f_y	vloeigrens (inclusief $k_{mod} = 0,50$)	N/mm ²	22,0
$U.C.$	unity check	-	0,91 (≤1,00; voldoet)

In Tabel 3.29 is een overzicht gegeven van de maximale vervorming van de damwand vanaf de installatie tot en met einde consolidatiefase.

Tabel 3.29 Berekende vervormingen snede 9a-4 (km32,240 - km32,355)

Onderdeel	Resultaat
Horizontale vervorming	13 cm
Verticale vervorming	0 cm



De maximale waarden van de horizontale en verticale vervorming zijn berekend met de karakteristieke grondparameters in het Soft Soil Creep model. Figuur 3-17 is opgesteld om meer duiding te geven aan de te verwachten horizontale vervorming van de kunststof damwand. Voor de grondparameters zijn drie situaties gemodelleerd:

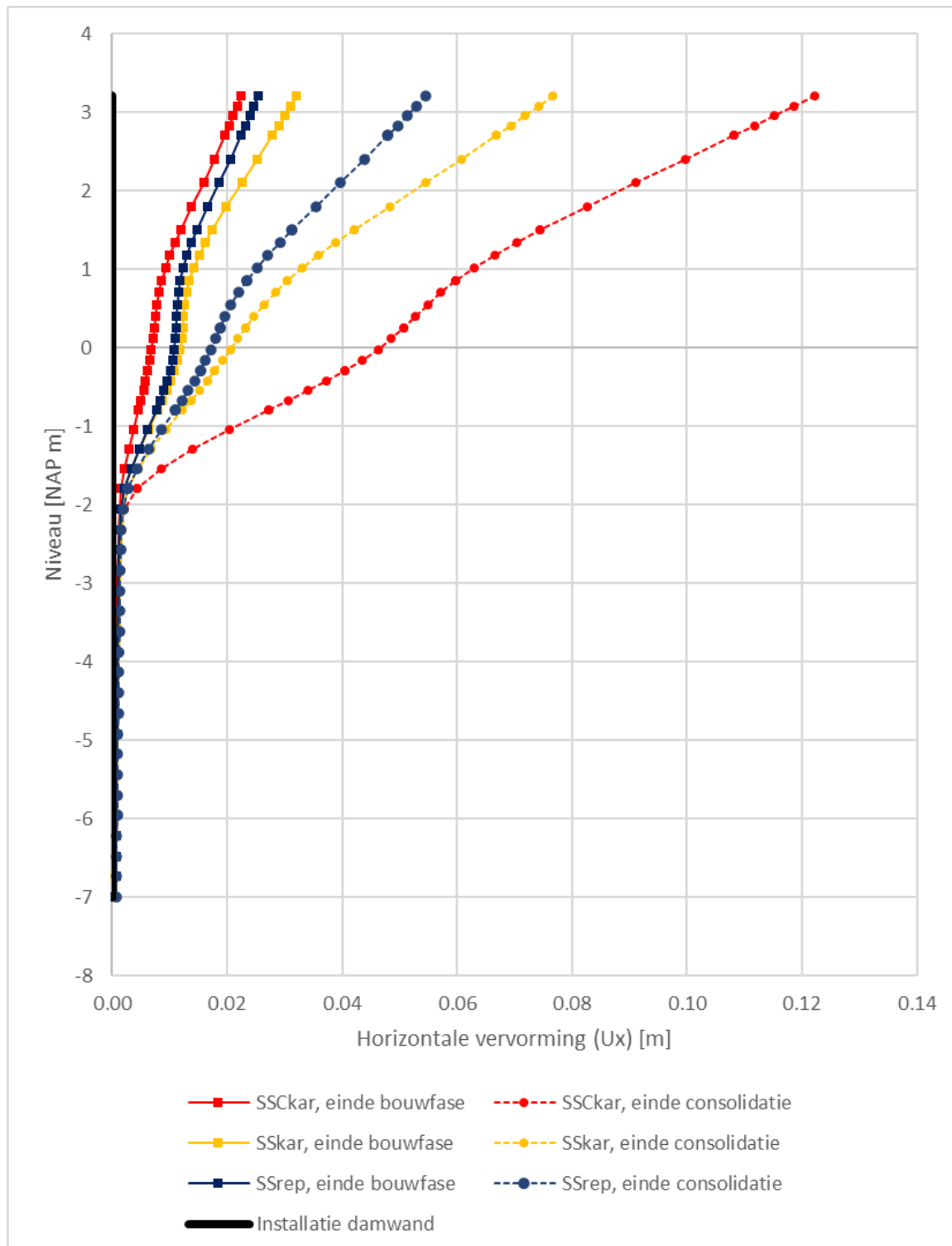
- Soft Soil Creep model - karakteristieke grondparameters;
- Soft Soil model - karakteristieke grondparameters;
- Soft Soil model - verwachtingswaarden grondparameters;

In Figuur 3-17 is onderscheid gemaakt tussen de horizontale vervorming (1) na de laatste bouwstap en (2) na afloop van de consolidatiefase (representatief voor de eindsituatie in 2075). Voor de situatie na de laatste bouwstap is de maximale uitbuiging van de damwand circa 3 cm. Hierbij is geen significant verschil zichtbaar tussen de drie modellen. Door consolidatie van de cohesieve lagen zal kunststof damwand naar verwachting in de loop van de tijd verder uitbuigen. De uitbuiging van de kunststof plank is zichtbaar in Figuur 3-17. De maximaal berekende horizontale vervorming bedraagt:

- circa 12,5 cm bij het SSC-model met karakteristieke grondparameters;
- circa 7,5 cm bij SS-model met karakteristieke grondparameters;
- circa 5,5 cm bij SS-model met verwachtingswaarden grondparameters.

Het horizontaal vervormen van de damwand is naar verwachting een traag proces doordat het hoofdzakelijk wordt veroorzaakt door consolidatie. Er worden geen grote, plotselinge vervormingen verwacht. Hierdoor wordt het vervormen van de kunststof damwand niet als een risico beoordeeld.





Figuur 3-17 Horizontale vervorming kunststof damwand 9a-4 (km32,240 - km32,355)

3.3.3 Verificatie stalen damwand: snede 9a-N (km32,355 - km32,464)

Deze strekking betreft de noordelijke aansluiting van de dijkverlegging op de bestaande dijk (zie Figuur 3-18). De nieuwe dijk kruist hier met de bestaande locatie van het Herxer bosje. In het ontwerp voor deze strekking is een stalen damwand voorzien, ten behoeve van zowel macrostabiliteit als piping. Aan de zuidzijde wordt aangesloten op een kunststof damwand bij de insteek van het binnentalud naar de binnenberm (zie §3.3.2). Aan de noordzijde sluit de constructie aan op een stalen damwand in het binnentalud (zie §3.3.4).

De constructieve berekeningen zijn uitgevoerd conform de TUN Waterkeringen [Ref. 5].

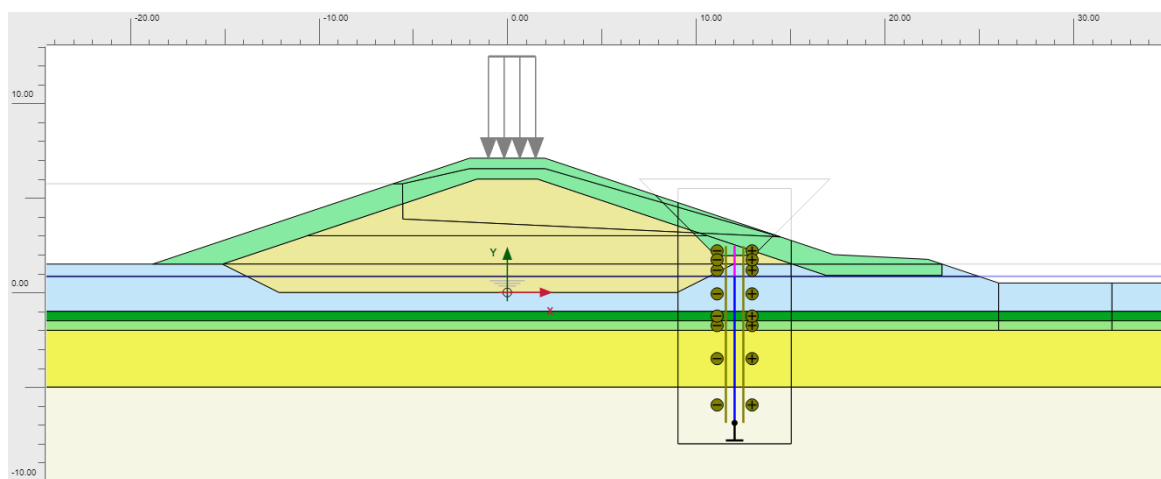


Figuur 3-18 Situatie stalen damwand bij noordelijke aansluiting - snede 9a-N (km32,355 - km32,464) [20293-TEK-01341_WAT-OP1-UO-UOT06]

3.3.3.1 Geometrie

In Figuur 3-19 is een dwarsprofiel van het PLAXIS-model voor snede 9a-N weergegeven. Het dijkontwerp bevat onderstaande onderdelen:

- theoretische aanleghoogte kruin = NAP +7,10 m:
 - ontwerphoogte kruin = NAP +6,55 m;
 - zettingscompensatie kruin = 0,55 m;
- 1:3 buitentalud;
- 1:3 binnentalud;
- aanbrengen kleibekleding (d = 1,1 m).



Figuur 3-19 Dwarsprofiel (PLAXIS-model) snede 9a-N (km32,355 - km32,464)

Voor het ontwerp van de stalen damwand gelden onderstaande uitgangspunten (vanuit piping):

- niveau onderkant damwand = NAP -6,90 m;
- niveau bovenkant damwand = NAP +2,45 m;
- plaatsing damwand t.h.v. het binnentalud;
- minimum dekking op bovenkant damwand = 1,30 m in theoretisch aanlegprofiel:
 - minimum dekking voor dijkflora = 1,00 m;
 - toeslag o.b.v. verwachte zettingen = 0,30 m.

3.3.3.2 Damwandeigenschappen

In Tabel 3.30 zijn de eigenschappen per strekkende meter van damwandprofiel AZ 18-700 opgenomen. Het betreft de eigenschappen voor de situatie zonder corrosie, de situatie met 2,4 mm corrosie (onder grondwaterstand) en de situatie met 4,4 mm corrosie (boven grondwaterstand) gedurende 100 jaar.

Tabel 3.30 Ongecorrodeerde en gecorrodeerde damwandeigenschappen AZ 18-700

Damwandtype	Corrosie [mm]	A [cm ² /m']	I [cm ⁴ /m']	Wel [cm ³ /m']	EA [kN/m']	EI [kN/m ² /m']	Damwand-klasse [-]
AZ 18-700	0	139	37.800	1.800	2,92E+06	7,94E+04	III
	2,4	107	29.671	1.413	2,25E+06	6,23E+04	IV
	4,4	81	22.826	1.087	1,69E+06	4,79E+04	IV

3.3.3.3 Fasering

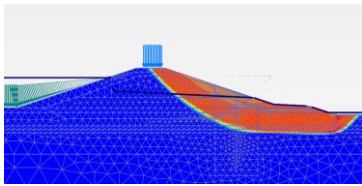
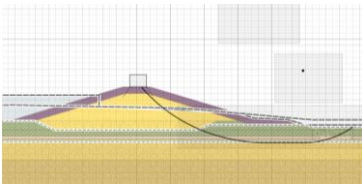
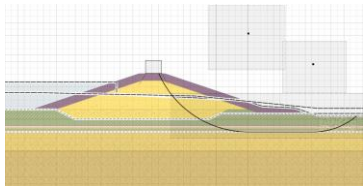
Bij het ontwerp van damwandconstructies voor de *dijkversterking* worden de verificaties uitgevoerd voor de eindsituatie na 100 jaar (2125). Voor de *dijkverlegging* is het tevens relevant om de constructie te toetsen na aanleg van het nieuwe dijklichaam, vanwege het veilig verklaren van de nieuwe dijk. Voor twee tijdstippen is het constructief ontwerp geverifieerd:

- T = 2 maanden na aanleg van de dijk;
- T = 10.000 dagen na aanleg van de dijk (volledige consolidatie, representatief voor eindsituatie 2125).

3.3.3.4 Vergelijking PLAXIS met D-Stability

Om het PLAXIS-model te kalibreren is een vergelijking met de som in D-Stability gemaakt. De vergelijking is gemaakt voor de STBI-situatie voor het ontwerp zonder constructie. De resultaten in Tabel 3.31 laten zien dat het maatgevende glijvlak in PLAXIS qua vorm en stabiliteitsfactor goed overeenkomt met de glijvlakken in D-Stability.

Tabel 3.31 Vergelijking PLAXIS met D-Stability snede 9a-N (km32,355 - km32,464)

Plaxis	D-Stability ($\psi = 0^\circ$)	D-Stability ($\psi = \varphi^\circ$)
SF = 1,16	SF = 1,09	SF = 1,15
		

3.3.3.5 Verificaties

Middels de PLAXIS-berekening zijn de geotechnische, constructieve en vervormingsresultaten afgeleid. Deze zijn bepaald voor STBI en STBI met significante golfoverslag. De vervormingstoets is niet gedaan voor de STBI met significante golfoverslag.

De minimaal benodigde eigenschappen van de damwandconstructie zijn weergegeven in Tabel 3.32.

Tabel 3.32 Vereiste eigenschappen damwandconstructie

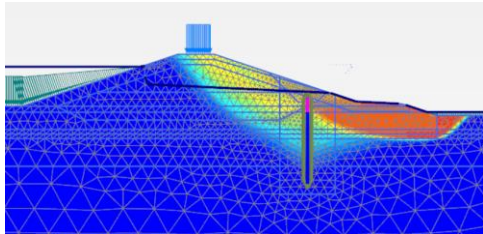
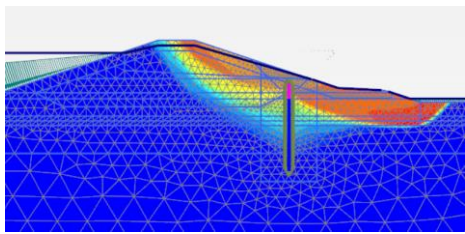
Onderdeel	Benodigde eigenschap
Planktype	AZ 18-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Positie damwand	binnentalud (m.v. op NAP +3,75 m)
Bovenkant damwand	NAP +2,45 m
Onderkant damwand	NAP -6,90 m
Lengte	9,35 m

De verificatieresultaten zijn hierna per onderdeel weergegeven.

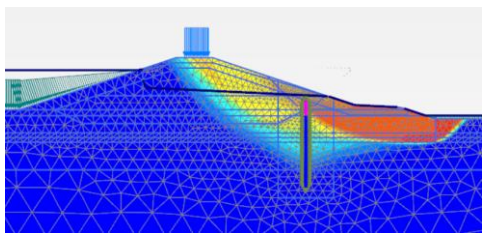
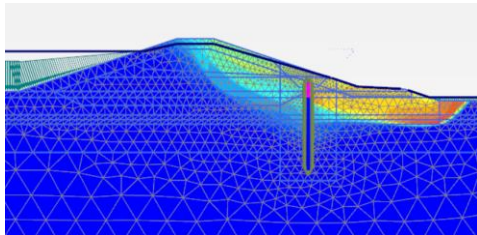
3.3.3.5.1 Verificatie geotechnische stabiliteit (GEO)

In Tabel 3.33 (2 maanden na aanleg) en Tabel 3.34 (eindsituatie 2125) zijn de verificatieresultaten van de geotechnische toets voor zowel STBI als STBI met significante overslag weergegeven. Voor alle situaties geldt dat de vereiste SF voor geotechnische stabiliteit wordt behaald.

Tabel 3.33 Verificatie geotechnische stabiliteit damwandconstructie (T = 2 maanden na aanleg dijk)

	STBI	STBI + Overslag
$SF_{eis} [-]$	1,05	1,10
$SF_{berekend} [-]$	1,08 (voldoet)	1,18 (voldoet)
		

Tabel 3.34 Verificatie geotechnische stabiliteit damwandconstructie (T = eindsituatie 2125)

	STBI	STBI + Overslag
$SF_{eis} [-]$	1,05	1,10
$SF_{berekend} [-]$	1,09 (voldoet)	1,11 (voldoet)
		

3.3.3.5.2 Verificatie constructieve sterkte (CON)

Voor de verificatie van de constructieve sterkte is de eindsituatie na 100 jaar maatgevend, zowel qua berekende snedekrachten als de capaciteit van de planks (i.v.m. corrosie). De situatie na 2 maanden na aanleg van de dijk is niet nader beschouwd in deze paragraaf.

Onderstaand is aangetoond dat damwandtype AZ 18-700 voldoet op constructieve sterkte voor zowel STBI (Tabel 3.35) als STBI bij significante overslag (Tabel 3.36).

Tabel 3.35 Verificatie constructieve sterkte voor STBI (T = eindsituatie 2125)

Belasting(combinatie)	Symbool	Eenheid	Belasting	Weerstand	Unity check (< 1,00 voldoet)
Moment	M	kNm/m ¹	302	461	0,65 (voldoet)
Dwarskracht	Q	kN/m ¹	121	731	0,17 (voldoet)
Moment + dwarskracht	M; Q	kNm/m ¹ ; kN/m ¹	302; 121	461	0,65 (voldoet)
Normaalkracht	N	kN/m ¹	103	3503	0,03 (voldoet)

Tabel 3.36 Verificatie constructieve sterkte voor STBI + Overslag (T = eindsituatie 2125)

Belasting(combinatie)	Symbool	Eenheid	Belasting	Weerstand	Unity check ($< 1,00$ voldoet)
Moment	M	kNm/m ¹	370	461	0,80 (voldoet)
Dwarskracht	Q	kN/m ¹	157	731	0,21 (voldoet)
Moment + dwarskracht	M; Q	kNm/m ¹ ; kN/m ¹	370; 157	461	0,80 (voldoet)
Normaalkracht	N	kN/m ¹	68	3503	0,02 (voldoet)

3.3.3.5.3 Verificatie vervormingen

Voor de verificatie van de vervormingen is de eindsituatie na 100 jaar maatgevend. In Tabel 3.37 is de verificatie van de vervormingen bij STBI opgenomen. Uit de verificatie volgt dat voor alle drie aspecten aan de vervormingseis uit TUN Waterkeringen [Ref. 5] wordt voldaan.

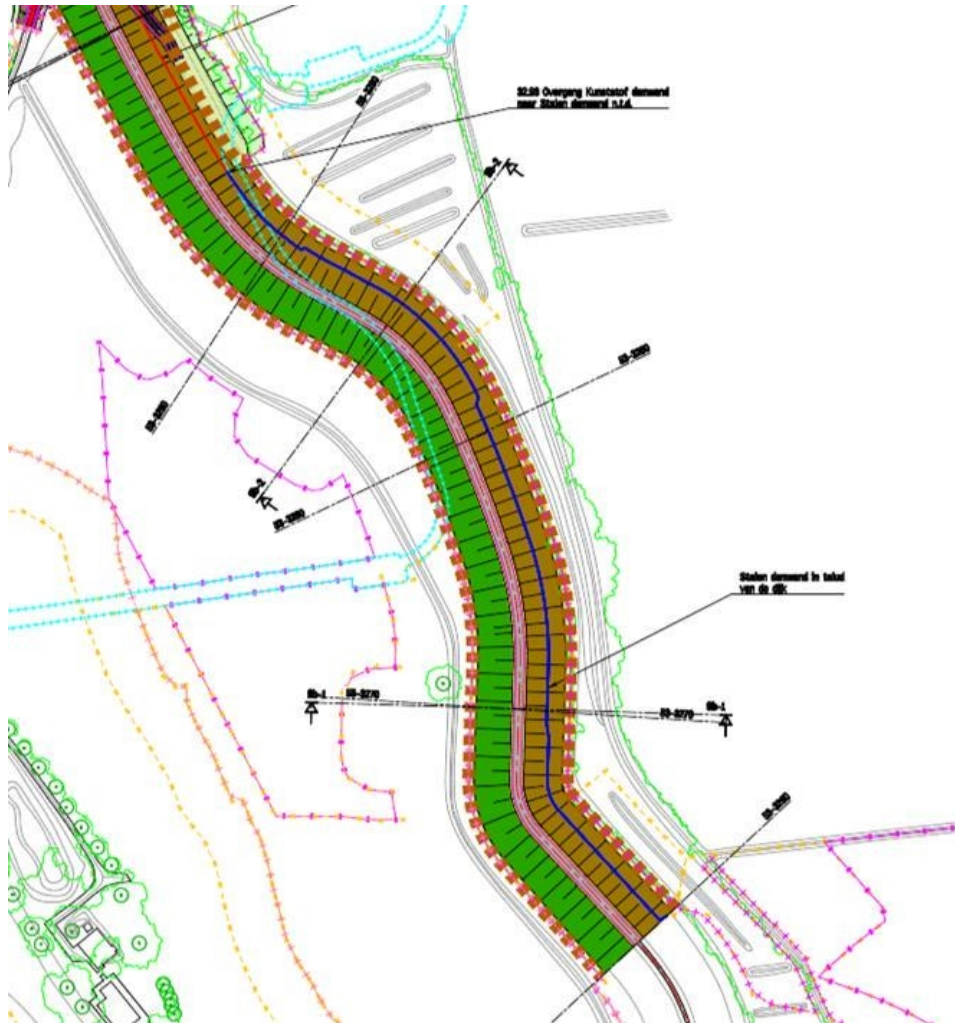
Tabel 3.37 Verificatie vervormingen STBI (T = eindsituatie 2125)

	U _{EEM} [mm]	Y _{add;dis} [-]	U _{tot} [mm]	U _{max} [mm]	U.C. [-]
Hor. vervorming damwand	18	1,30	23	100	0,23 (voldoet)
Vert. vervorming kruin	10	1,30	13	100	0,13 (voldoet)
Hor. verschil buiten-/binnenteen	28	1,30	36	100	0,36 (voldoet)



3.3.4 Verificatie stalen damwand: snede 9b-2 (km32,600 - km32,930)

Deze strekking betreft de dijkversterking langs het Herxer bosje (zie Figuur 3-20). In het ontwerp voor deze strekking is een stalen damwand in het binnentalud voorzien als stabiliteits- en kwelscherm. Aan de zuidzijde sluit de constructie aan op een stalen damwand (snede 9a-N, zie §3.3.3). Aan de noordzijde sluit de constructie aan op een kunststof damwand.



Figuur 3-20 Situatie stalen damwand - snede 9b-2 (km32,600 - km32,930) [20293-TEK-01341_WAT-OP1-UO-UOT06]

In OL1 is reeds een constructief ontwerp voor deze strekking opgesteld. Ten opzichte van OL1 zijn gedurende OL2 en OL3 een aantal uitgangspunten gewijzigd. Naar aanleiding hiervan is het constructief ontwerp ten behoeve van het UO bijgewerkt in OL3.

Wijzigingen t.o.v. OL1:

- stijghoogte watervoerend pakket gelijk aan WBN (i.v.m. aanleg geul buitendijks);
- puntniveau = NAP -11,9 m (i.p.v. NAP -6,5 m);
- bovenkant damwand = NAP +2,15 m met 1,0 m dekking t.o.v. talud (i.p.v. bovenkant damwand = NAP +3,25 m zonder dekking);
- planktype AZ 18-700 (i.p.v. AZ 12-700) vanwege planklengte > 14 m op deel van de strekking.

De constructieve berekeningen zijn uitgevoerd conform de TUN Waterkeringen [Ref. 5].

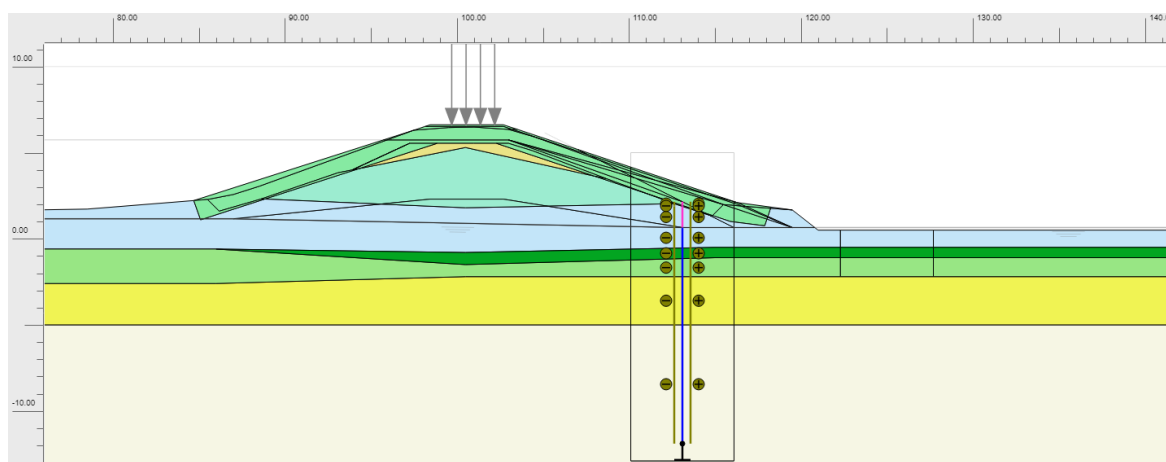
3.3.4.1 Geometrie

In Figuur 3-21 is een dwarsprofiel van het PLAXIS-model voor snede 9b-2 weergegeven. Het dijkontwerp bevat onderstaande onderdelen:

- 1:3 buitentalud;
- 1:3 binnentalud;
- aanbrengen kleibekleding ($d = 1,1$ m).

Voor het ontwerp van de stalen damwand gelden onderstaande uitgangspunten (vanuit piping):

- niveau onderkant damwand = NAP -11,90 m;
- niveau bovenkant damwand = NAP +2,15 m;
- plaatsing damwand t.h.v. het binnentalud;
- minimum dekking op bovenkant damwand = 1,00 m.



Figuur 3-21 Dwarsprofiel (PLAXIS-model) snede 9b-2 (km32,600 - km32,930)

Het constructief ontwerp is gedimensioneerd op een levensduur van 100 jaar (zichtjaar 2125). De kruinhoogte van de dijk is echter berekend op een maatgevende buitenwaterstand van NAP +5,54 m (zichtjaar 2075). De maatgevende buitenwaterstand voor zichtjaar 2125 ligt circa 20 cm hoger. In het kader van uitbreidbaarheid is daarom in de Plaxis-berekening gerekend met de maatgevende buitenwaterstand voor zichtjaar 2125 in combinatie met een kruinverhoging van 20 cm.

3.3.4.2 Damwandeigenschappen

In Tabel 3.38 zijn de eigenschappen per strekkende meter van damwandprofiel AZ 18-700 opgenomen. Het betreft de eigenschappen voor de situatie zonder corrosie, de situatie met 2,4 mm corrosie (onder grondwaterstand) en de situatie met 4,4 mm corrosie (boven grondwaterstand) gedurende 100 jaar.

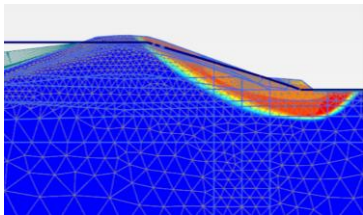
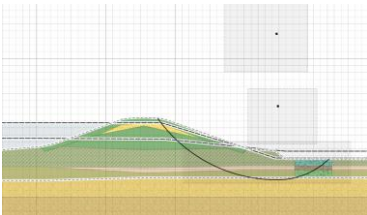
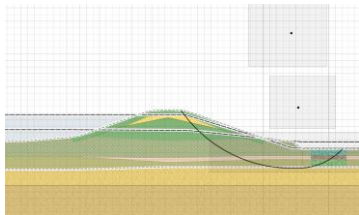
Tabel 3.38 Ongecorrodeerde en gecorrodeerde damwandeigenschappen AZ 18-700

Damwandtype	Corrosie [mm]	A [cm ² /m']	I [cm ⁴ /m']	Wel [cm ³ /m']	EA [kN/m']	EI [kN/m ² /m']	Damwand-klasse [-]
AZ 18-700	0	139	37.800	1.800	2,92E+06	7,94E+04	III
	2,4	107	29.671	1.413	2,25E+06	6,23E+04	IV
	4,4	81	22.826	1.087	1,69E+06	4,79E+04	IV

3.3.4.3 Vergelijking PLAXIS met D-Stability

Om het PLAXIS-model te kalibreren is een vergelijking met de som in D-Stability gemaakt. De vergelijking is gemaakt voor de STBI-situatie voor het ontwerp zonder constructie. De resultaten in Tabel 3.39 laten zien dat het maatgevende glijvlak in PLAXIS qua vorm en stabiliteitsfactor goed overeenkomt met de glijvlakken in D-Stability.

Tabel 3.39 Vergelijking PLAXIS met D-Stability snede 9b-2 (km32,600 - km32,930)

Plaxis	D-Stability ($\psi = 0^\circ$)	D-Stability ($\psi = \varphi^\circ$)
SF = 1,23	SF = 1,17	SF = 1,20
		

3.3.4.4 Verificaties

Middels de PLAXIS-berekening zijn de geotechnische, constructieve en vervormingsresultaten afgeleid. Deze zijn bepaald voor STBI en STBI met significante golfoverslag. De vervormingstoets is niet gedaan voor de STBI met significante golfoverslag.

De minimaal benodigde eigenschappen van de damwandconstructie zijn weergegeven in Tabel 3.40.

Tabel 3.40 Vereiste eigenschappen damwandconstructie

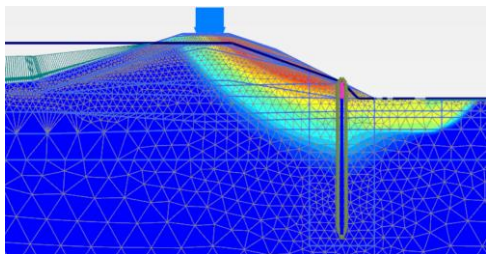
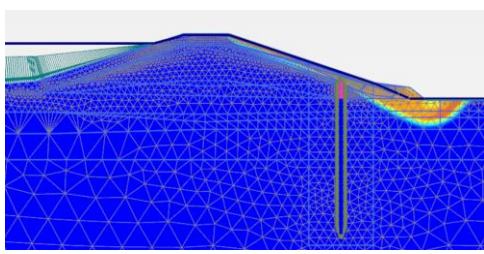
Onderdeel	Benodigde eigenschap
Planktype	AZ 18-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Positie damwand	binnentalud (m.v. op NAP +3,15 m)
Bovenkant damwand	NAP +2,15 m
Onderkant damwand	NAP -11,90 m
Lengte	14,05 m

De verificatieresultaten zijn hierna per onderdeel weergegeven.

3.3.4.4.1 Verificatie geotechnische stabiliteit (GEO)

In Tabel 3.41 zijn de verificatieresultaten van de geotechnische toets voor zowel STBI als STBI met significante overslag weergegeven. Voor beide situaties geldt dat de vereiste SF voor geotechnische stabiliteit wordt behaald.

Tabel 3.41 Verificatie geotechnische stabiliteit damwandconstructie

	STBI	STBI + Overslag
SF_{eis} [-]	1,05	1,10
SF_{berekend} [-]	1,12 (voldoet)	1,12 (voldoet)
		

3.3.4.4.2 Verificatie constructieve sterkte (CON)

Onderstaand is aangetoond dat damwandtype AZ 18-700 voldoet op constructieve sterkte voor zowel STBI (Tabel 3.42) als STBI bij significante overslag (Tabel 3.43).

Tabel 3.42 Verificatie constructieve sterkte voor STBI

Belasting(combinatie)	Symbol	Eenheid	Belasting	Weerstand	Unity check (< 1,00 voldoet)
Moment	M	kNm/m ¹	231	461	0,50 (voldoet)
Dwarskracht	Q	kN/m ¹	89	731	0,12 (voldoet)
Moment + dwarskracht	M; Q	kNm/m ¹ ; kN/m ¹	231; 89	461	0,50 (voldoet)
Normaalkracht	N	kN/m ¹	45	3503	0,01 (voldoet)

Tabel 3.43 Verificatie constructieve sterkte voor STBI + Overslag

Belasting(combinatie)	Symbol	Eenheid	Belasting	Weerstand	Unity check (< 1,00 voldoet)
Moment	M	kNm/m ¹	112	461	0,24 (voldoet)
Dwarskracht	Q	kN/m ¹	42	731	0,06 (voldoet)
Moment + dwarskracht	M; Q	kNm/m ¹ ; kN/m ¹	112; 42	461	0,24 (voldoet)
Normaalkracht	N	kN/m ¹	47	3503	0,01 (voldoet)

3.3.4.4.3 Verificatie vervormingen

In Tabel 3.44 is de verificatie van de vervormingen bij STBI opgenomen. Uit de verificatie volgt dat voor alle drie aspecten aan de vervormingseis uit TUN Waterkeringen [Ref. 5] wordt voldaan.

Tabel 3.44 Verificatie vervormingen STBI

	U_{EEM} [mm]	$\gamma_{add;dis}$ [-]	U_{tot} [mm]	U_{max} [mm]	U.C. [-]
Hor. vervorming damwand	58	1,30	75	100	0,75 (voldoet)
Vert. vervorming kruin	17	1,30	22	100	0,22 (voldoet)
Hor. verschil buiten-/binnenteen	15	1,30	20	100	0,20 (voldoet)

3.3.5 Inbrengbaarheid

In Tabel 3.45 is een overzicht gegeven van de constructies binnen UOT 06, waarbij onderscheid is gemaakt op basis van type damwand, functie van de damwand en randvoorwaarden voor inbrengbaarheid.

Tabel 3.45 Overzicht strekkingen op basis van functie, type en randvoorwaarden voor inbrengbaarheid

Van [km]	Tot [km]	Functie	Type	Inbrengbaarheid
31,470	31,530	pipng	staal	drukken i.v.m. aanwezige belendingen binnen trillingcontour
31,530	31,660	pipng	kunststof	trillen
32,240	32,355	pipng	kunststof	trillen
32,355	32,464 ¹	pipng, macrostabiliteit	staal	trillen
32,600	32,930	pipng, macrostabiliteit	staal	trillen
32,930	33,060	pipng	kunststof	trillen
33,060	33,150	pipng	staal	drukken i.v.m. aanwezige belendingen binnen trillingcontour

¹ Let op: sprong in kilometrering vanwege dijkverlegging

Voor de strekkingen waarop de damwand drukkend dienen te worden geïnstalleerd, zijn drukpredicties uitgevoerd in OL1 en OL2 (zie berekeningsnota's MZ-2 Paddenpol [Ref. 9] en MZ-3 [Ref. 10]). De resultaten zijn weergegeven in Tabel 3.46.

De uitgangspunten en methodiek voor de drukpredicties zijn beschreven in het document Drukpredicties Damwanden [Ref. 18]. Per strekking is bepaald of de conusweerstand dient te worden gereduceerd om de plank op diepte te installeren. Indien een reductie benodigd is, dient er te worden voorgeboord.

Er zijn ook gevallen waarbij in de predictie de machine capaciteit niet wordt overschreden, maar wel dicht bij de limiet ligt. Het is niet wenselijk om constant op de machine limiet te moeten werken, daarnaast zit er ook een zekere mate van onzekerheid in de predicties en de locaties tussen sonderingen. Indien de berekende vjzelkracht hoger is dan 65 ton (bij zowel Silent Piler als Quattro Piler), wordt daarom voorgeschreven om voor te boren [Ref. 18].



Tabel 3.46 Resultaten drukpredicties UOT 06

Strekking		Damwandeigenschappen				Inbrengbaarheid		
Van [km]	Tot [km]	Benodigd profiel	B.k. plank [NAP m]	O.k. plank [NAP m]	Plank- lengte [m]	Machine + methode (SP = Silent Piler) (QP = Quattro Piler)	Max. kracht [ton]	Benodigde reductie qc [%]
31,470	31,530	AZ 20-700	+2,80	-5,60	8,40	SP + voorboren ¹	76	0
33,060	33,100	AZ 28-700	+1,95	-9,90	11,85	SP + voorboren ¹	99	46
33,100	33,130	AZ 28-700	+1,45	-9,90	11,35	SP + voorboren ¹	99	34
33,130	33,150	AZ 28-700	+1,45	-8,80	10,25	QP + voorboren ¹	105	44

¹ Bij een vijzelkracht > 65 ton is het uitgangspunt dat voorboren wordt toegepast (zowel bij de Silent Piler als de Quattro Piler) [Ref. 18].

3.3.6 Overzicht constructies

In Tabel 3.47 is een overzicht gegeven van de constructies binnen UOT 06.

Tabel 3.47 Overzicht constructies UOT 06

Strekking		Damwandeigenschappen				Inbrengbaarheid
Van [km]	Tot [km]	Benodigd profiel	B.k. plank [NAP m]	O.k. plank [NAP m]	Plank- lengte [m]	
31,470	31,530	AZ 20-700	+2,80	-5,60	8,40	drukken (Silent Piler + voorboren)
31,530	31,660	JLD-610/9 ²	+3,20	-7,90	11,10	trillen
32,240	32,355	JLD-610/9 ²	+3,20	-6,90	10,10	trillen
32,355	32,464 ¹	AZ 18-700	+2,45	-6,90	9,35	trillen
32,600	32,930	AZ 18-700	+2,15	-11,9	14,05	trillen
32,930	33,060	JLD-610/9 ³	+2,10	-11,9	14,00	trillen
33,060	33,100	AZ 28-700	+1,95	-9,90	11,85	drukken (Silent Piler + voorboren)
33,100	33,130	AZ 28-700	+1,45	-9,90	11,35	drukken (Silent Piler + voorboren)
33,130	33,150	AZ 28-700	+1,45	-8,80	10,25	drukken (Quattro Piler + voorboren)

¹ Let op: sprong in kilometrering vanwege dijkverlegging;

² Planktype JLD-610/9 wordt voorgeschreven op basis van de constructieve verificatie die is uitgevoerd voor deze specifieke strekking;

³ Planktype JLD-610/9 wordt voorgeschreven vanwege de lengte van de planken in lijn met de inbrengbaarheidsproef.



4. Dijkopgangen

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van de zettingsanalyses van de dijkopgangen gepresenteerd. De procesbeschrijving, de uitgangspunten en de eisen staan beschreven in paragraaf 2.3.2.

4.1 Overzicht dijkopgangen

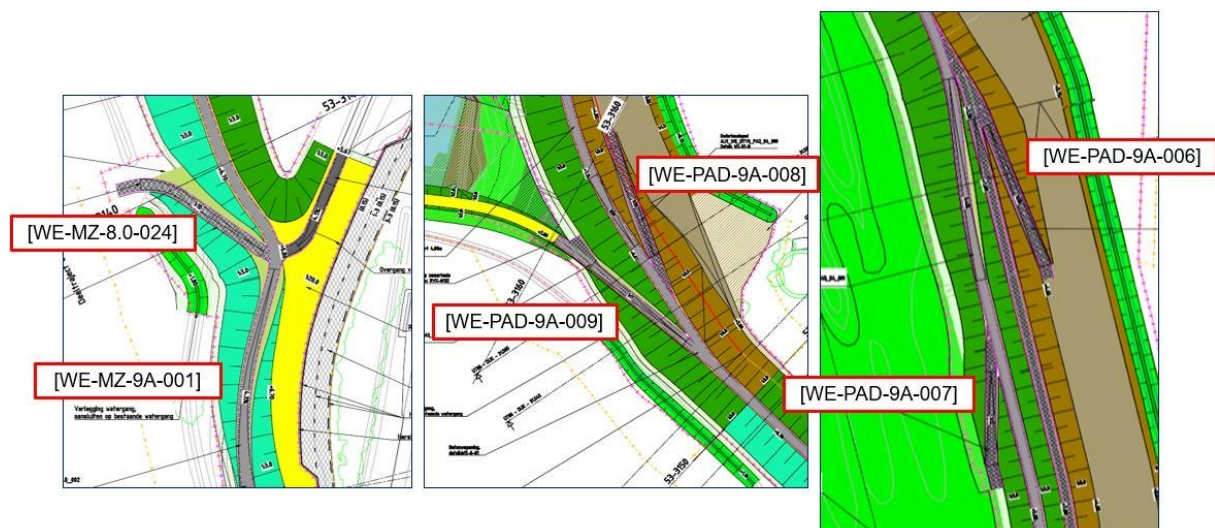
De dijkopgangen binnen UOT 06 staan in Tabel 4.1 en zijn weergegeven in Figuur 4-1

Tabel 4.1 Dijkopgangen binnen UOT 06

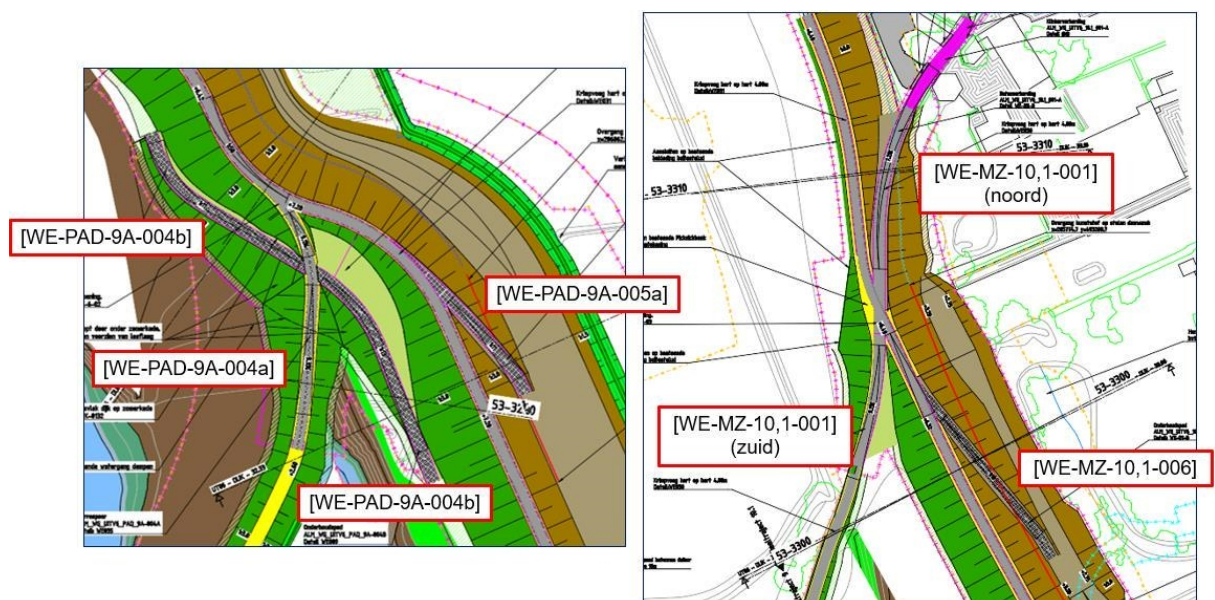
Dijkopgang	Locatie	Van [km]	Tot [km]	Opmerking
Fietspad [WE-MZ-9A-001]	Buitendijks	31.300	31.370	Beperkte ophoging, dus geen berekening
Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024]	Buitendijks	31.370	31.400	Ophoging groter dan 50 cm
Karrerspoor [WE-PAD-9A-009]	Buitendijks	31.520	31.570	Ophoging groter dan 50 cm
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-008]	Binnendijks	31.550	31.600	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-007]	Buitendijks	31.950	32.000	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-006]	Binnendijks	32.000	32.100	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-005a]	Binnendijks	32.310	32.350	Bij de nieuwe dijk
Karrerspoor [WE-PAD-9A-004a]	Buitendijks	32.330	32.400	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-004b]	Buitendijks	32.330	32.400	Deels bij de bestaande dijk en deels bij de nieuwe dijk ^{a)}
Onderhoudspad [WE-MZ-10.1-006]	Binnendijks	33.000	33.000	Ophoging groter dan 50 cm
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (zuid)	Buitendijks	33.028	33.050	Ophoging minder dan 50 cm, dus geen berekening
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (noord)	Binnendijks	33.081	33.100	Ophoging minder dan 50 cm, dus geen berekening

^{a)} Het onderhoudspad ten noordwesten vanaf de karrerspoor [WE-PAD-9A-004a] ligt op de bestaande dijk, dus er is geen ophoging, terwijl het onderhoudspad ten oosten vanaf de karrerspoor [WE-PAD-9A-004a] deel uitmaakt van de nieuwe dijk. De zettingsanalyse voor deze dijkopgang is niet berekend, maar de zettingen zijn bepaald op basis van het ontwerp van de nieuwe dijk.





Figuur 4-1 Bovenaanzicht dijkopgangen binnen UOT 06, deel 1



Figuur 4-2 Bovenaanzicht dijkopgangen binnen UOT 06, deel 2

4.2 Zettingsanalyse dijkopgangen

Zoals in paragraaf 2.3.2 al is aangegeven, worden deze resultaten gebruikt als representatief voor de gehele dijkopgang. De zettingscompensaties zijn toegevoegd aan de ontwerphoogtes ter plaatse van de dijkopgangen. Een meer gedetailleerde beschrijving van de resultaten van de zettingsanalyses en de verificaties per dijkopgang staan in Bijlage 3. Alle berekende zettingscompensaties per dijkopgang staan in onderstaande tabel.

Tabel 4.2 Zettingscompensaties per dijkopgang UOT 06

Dijkopgang	teen [cm]	berm - buitenkant [cm]	berm - binnenkant [cm]	pad - buitenkant [cm]	pad - binnenkant [cm]	fietspad - buitenkant [cm]	fietspad - binnenkant [cm]
Fietspad [WE-MZ-9A-001] ^{a)}	-	-	-	-	-	-	-
Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024]	35	25	25	30	25	10	10
Karrerspoor [WE-PAD-9A-009]	30	-	-	35	15	10	10
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-008]	-	70	75	60	50	45	50
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-007]	45	-	-	50	30	30	30
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-006]	-	30	55	40	35	30	35
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-005a]	-	50	75	80	65	80	75
Karrerspoor [WE-PAD-9A-004a]	50	-	-	65	80	80	80
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-004b] ^{b)}	-	-	-	-	-	-	-
Onderhoudspad [WE-MZ-10,1-006]	10	35	35	20	5	-	-
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (zuid) ^{c)}	-	-	-	10/15	10/15	-	-
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (noord) ^{c)}	-	-	-	10/15	10/15	-	-

^{a)} Er is geen ophoging.

^{b)} De zettingsanalyse voor deze dijkopgang is niet berekend, maar de zettingen zijn bepaald op basis van het ontwerp van de nieuwe dijk.

^{c)} Voor dijkopgangen met een ophoging lager dan 50 cm is geen berekening uitgevoerd (zie ook 2.3.2). Voor een ophoging tot 30 cm wordt een zettingscompensatie van 10 cm toegepast. Voor een ophoging tussen 30 en 50 cm wordt een zettingscompensatie van 15 toegepast.



5. Tijdelijk werk

5.1 Uitvoeringsstabiliteit

In voorliggend hoofdstuk is de uitvoerbaarheid van het ontwerp gecontroleerd. Het gaat hierbij om uitvoeringsstabiliteit van tijdelijke constructies zoals werkbanen, heiterpen, loswallen en ophogingen. Eveneens is uitvoeringsstabiliteit van materieel naast ontgravingen beschouwd.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast [Ref. 6]. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stabiliteitsfactor voor uitvoeringsstabiliteit bedraagt $SF = 1,00$. De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstabiliteit zijn per som weergegeven in het vervolg van dit hoofdstuk.

5.1.1 Maatgevende snedes

In Tabel 5.1 is een omschrijving van de maatgevende situaties betreffende de voorziene uitvoeringswerkzaamheden opgenomen. Deze snedes zijn in voorliggend hoofdstuk gecontroleerd op uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 5.1 Beschouwde situaties uitvoeringsstabiliteit UOT 06

Nr.	Onderdeel	Snede [km]	Omschrijving
1	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Materieel naast ontgraving grondverbetering
2	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Ophoging zandkern
3	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Ophoging kleiberm
4	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Ophoging kleibekleding
5	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Materieel op zandberm voor damwandinstallatie
6	Dijkverlegging 9a	31,5 - 32,6	Materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk
7	Dijkversterking 8/9a	31,450	Binnendijkse ontgraving voor damwandinstallatie
8	Dijkversterking 9b/10.1	33,000	Binnendijkse ontgraving voor damwandinstallatie
9	Dijkversterking 9b/10.1	33,070	Binnendijkse ontgraving voor damwandinstallatie, met hulpkraan boven op de dijk
10	Dijkversterking 9b/10.1	33,115	Binnendijkse ontgraving voor damwandinstallatie, met hulpkraan boven op de dijk

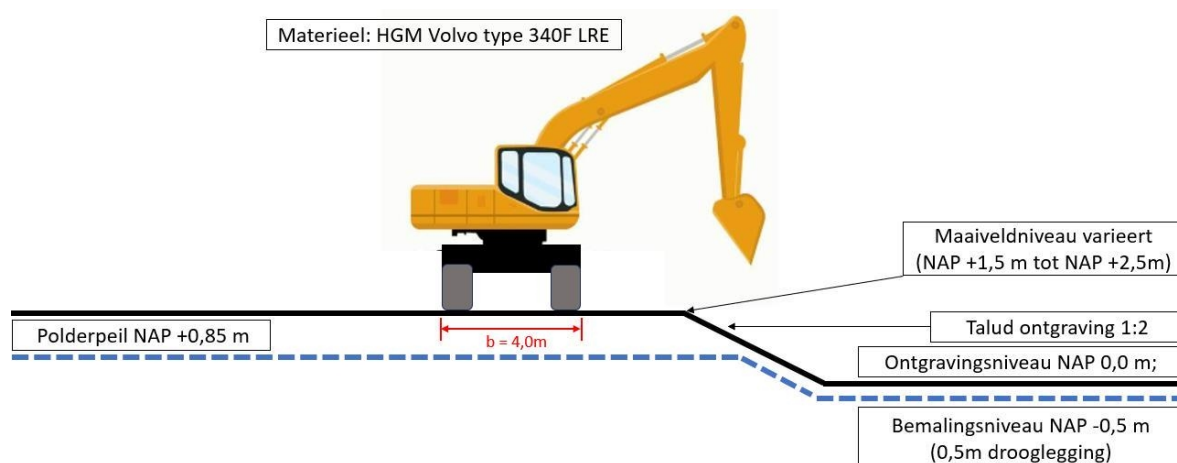
Situatie 1 t/m 6 heeft betrekking tot het tracé van de dijkverlegging. De uitwerking per snede (9a-Z t/m 9a-N) is opgenomen in desbetreffende logboeken (Bijlage I). De maatgevende situaties zijn gerapporteerd in voorliggend hoofdstuk. Situatie 7 t/m 10 zijn van toepassing op de dijkversterking, zie hiervoor de logboeken in Bijlage II.



5.1.2 Dijkverlegging 9a - Materieel naast ontgraving grondverbetering

5.1.2.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. Voor realisatie van de grondverbetering is een ontgraving tot NAP 0 m voorzien. Deze situatie is geschetst in Figuur 5-1.



Figuur 5-1 Dwarsprofiel met materieel naast ontgraving grondverbetering

5.1.2.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.2. Snede 9a-2 is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

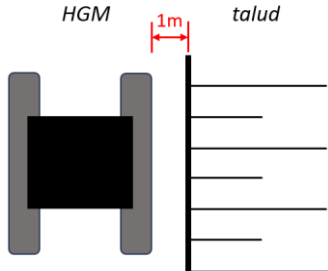
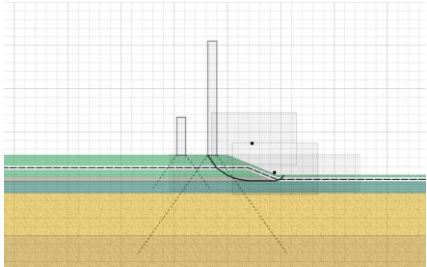
Tabel 5.2 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,30
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine (HGM)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

5.1.2.3 Verificatie

In Tabel 5.3 is aangetoond dat uitvoeringsstabiliteit voldoet mits een afstand van **minimaal 1m** tussen de voorste rups van de hydraulische graafmachine en de rand van het talud wordt gehanteerd.

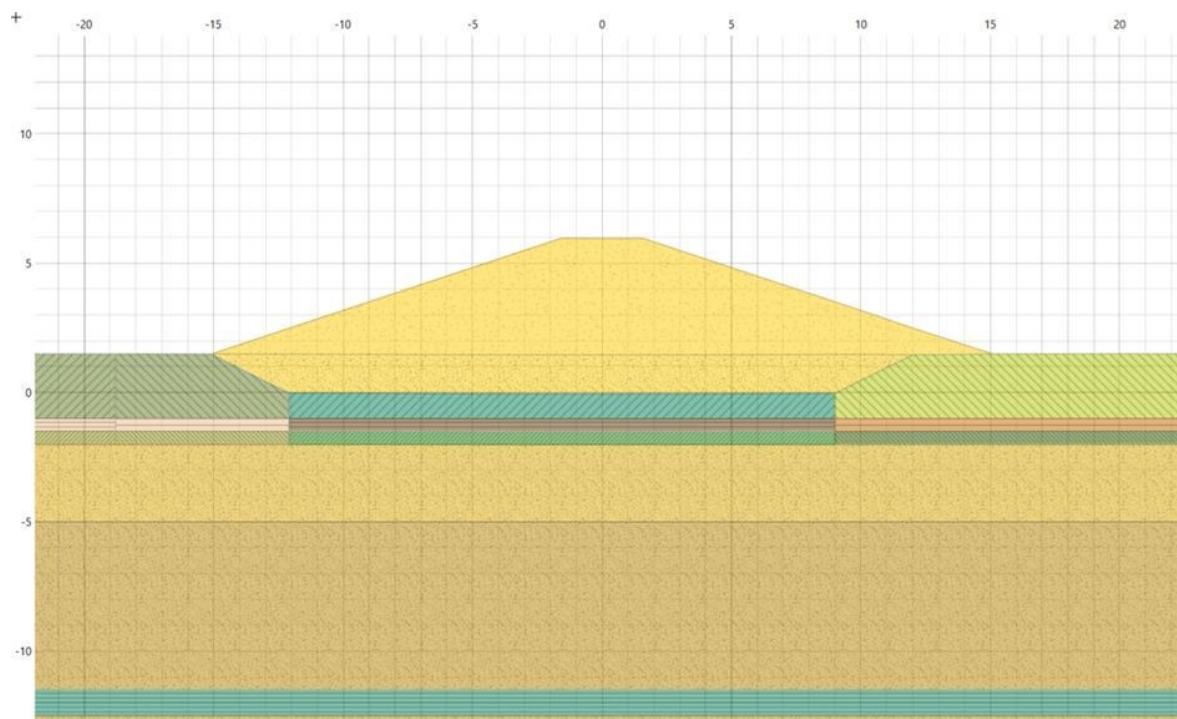
Tabel 5.3 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit ontgraving grondverbetering: • 0,50 m drooglegging (tot NAP -0,50 m) • rupsen HGM parallel aan rand talud; • 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,04 (voldoet)	

5.1.3 Dijkverlegging 9a - Ophoging zandkern

5.1.3.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. Deze situatie is geschetst in Figuur 5-2.



Figuur 5-2 Dwarsprofiel met ophoging zandkern

5.1.3.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.4. Snede 9a-N is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit.

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 5.5. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % als gevolg van het aanbrengen van de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand.

Tabel 5.4 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,00
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Tabel 5.5 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenberm [%]
Echteld klei	8	12	7
Nieuwkoop veen	0	0	0
Boxtel klei	17	7	12

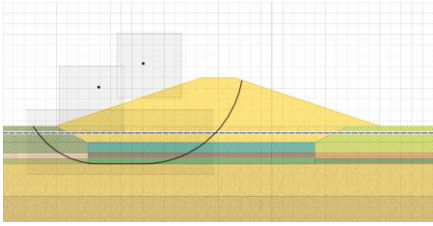
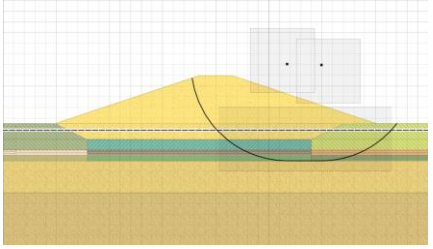
5.1.3.3 Verificatie

De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 5.6. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

In de praktijk zal de zandkern laagsgewijs worden opgehoogd en verdicht. Gedurende deze ophoogslagen zal de ondergrond al deels consolideren. De verificatie van de ophoging van de nieuwe dijk in één slag wordt daarom als robuust beschouwd. Vanwege de robuustheid die gepaard gaat met deze berekening, wordt het niet nodig geacht om de aanleg van de zandkern in één slag *in combinatie met* materieel bovenop de zandkern afzonderlijk te verifiëren.



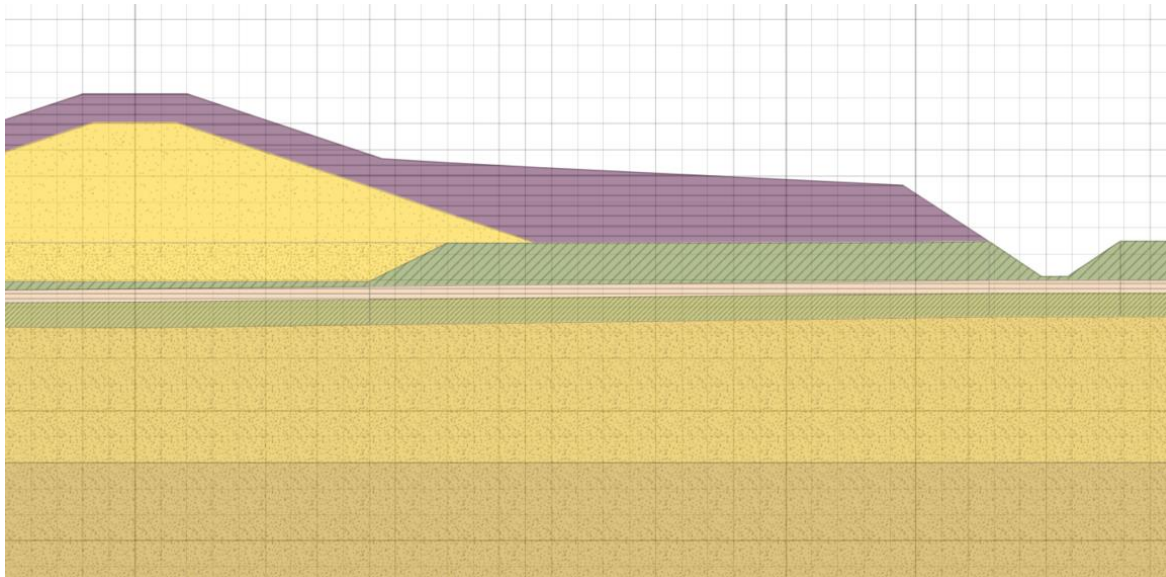
Tabel 5.6 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: • ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); • consolidatiepercentages op $T = 2$ d; • aanleghoogte max. NAP +6,00 m; • talud = 1:3.	1,02 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: • ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); • consolidatiepercentages op $T = 2$ d; • aanleghoogte NAP +6,00 m; • talud = 1:3.	1,02 (voldoet)	

5.1.4 Dijkverlegging 9a - Ophoging kleiberm

5.1.4.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleiberm van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. Deze situatie is geschetst in Figuur 5-3.



Figuur 5-3 Dwarsprofiel met ophoging kleiberm

5.1.4.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.7. Snede 9a-4 is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 5.7 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+4,80 (insteek binnenberm) +3,80 (insteek sloot)
	talud sloot	[-]	1:1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleiberm in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de kleiberm zijn weergegeven in Tabel 5.8. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % als gevolg van het aanbrengen van de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand.

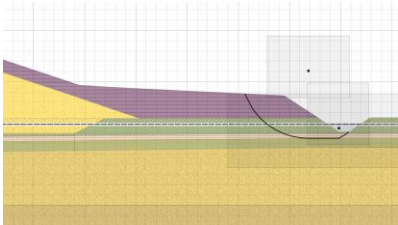
Tabel 5.8 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleiberm

Laag	Binnenberm [%]
Echteld klei	9
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	10

5.1.4.3 Verificatie

De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 5.9. Bij het aanleggen van de kleiberm in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

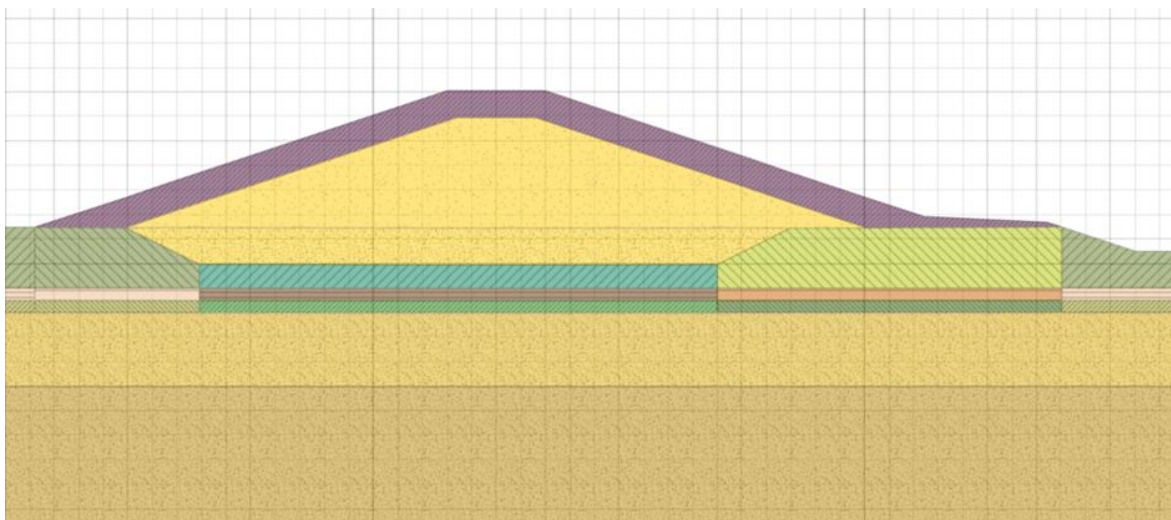
Tabel 5.9 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit binnenzijde: • ophoging kleiberm in één slag ($T = 1$ d); • consolidatiepercentages op $T = 2$ d; • aanleghoogte NAP +4,80 m à NAP +3,80 m; • talud sloot = 1:1,5.	1,01 (voldoet)	

5.1.5 Dijkverlegging 9a - Ophoging kleibekleding

5.1.5.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangebracht. Deze situatie is geschetst in Figuur 5-4.



Figuur 5-4 Dwarsprofiel met aanleg kleibekleding

5.1.5.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.10. Snede 9a-N is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 5.10 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,10
	talud	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 5.11. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % als gevolg van het aanbrengen van de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand.

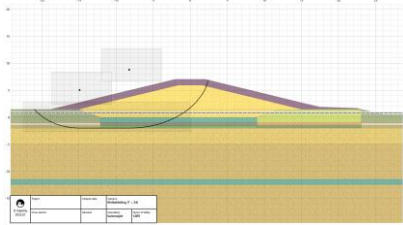
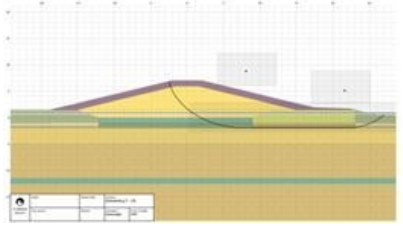
Tabel 5.11 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenteen [%]
Echteld klei	9	13	8
Nieuwkoop veen	0	0	0
Boxtel klei	14	12	13

5.1.5.3 Verificatie

De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 5.12. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

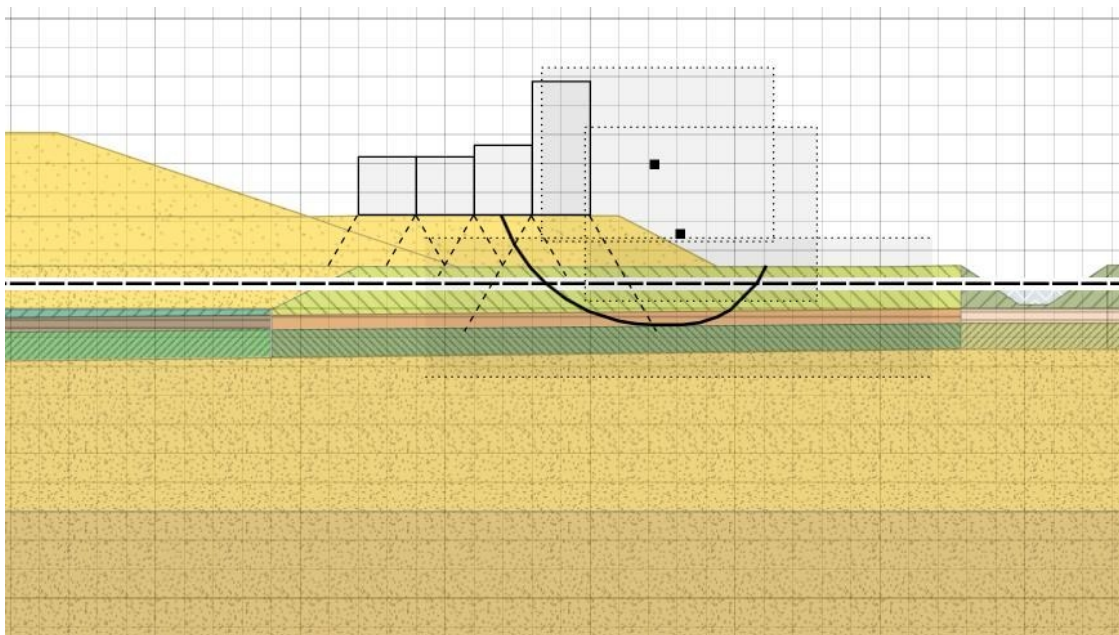
Tabel 5.12 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: • ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); • consolidatiepercentages op $T = 2$ d; • aanleghoogte NAP +7,10 m; • talud sloot = 1:3.	1,01 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: • ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); • consolidatiepercentages op $T = 2$ d; • aanleghoogte NAP +7,10 m; • talud sloot = 1:3.	1,01 (voldoet)	

5.1.6 Dijkverlegging 9a - Materieel op berm voor damwandinstallatie

5.1.6.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de damwanden worden geïnstalleerd. Deze situatie is geschetst in Figuur 5-5.



Figuur 5-5 Dwarsprofiel met installatie damwanden vanaf zandberm

5.1.6.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.13. Snede 9a-4 is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 5.13 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit voor installatie damwand vanaf zandberm

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiVELdniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,10
	bovenkant zandberm (heiplateau)	[NAP m]	+3,20
	breedte zandberm	[m]	10
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
Materieel	draadkraan	[-]	Hitachi CX-700 (70 ton) op schotten (minimale schotlengte is 8m)

Het uitgangspunt is dat eerst zowel de zandkern als de zandberm (heiplateau) worden aangelegd, waarna vervolgens de kunststof damwandplanken met een draadkraan vanaf de zandberm worden geïnstalleerd.

Het uitgangspunt is dat de damwanden direct na aanleg van de zandkern en de zandberm worden geïnstalleerd. De consolidatiepercentages direct na aanleg zijn weergegeven in Tabel 5.14. Er is gerekend met een

consolidatiepercentage van 80 % als gevolg van het aanbrengen van de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand.

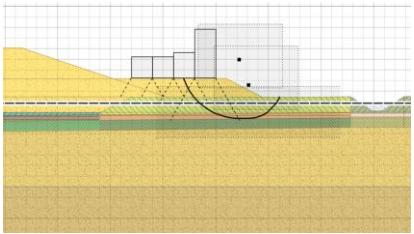
Tabel 5.14 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandberm tot NAP +3,2 m

Laag	Zandberm [%]
Echteld klei	10
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	12

5.1.6.3 Verificatie

De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 5.15. Bij deze werkwijze wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

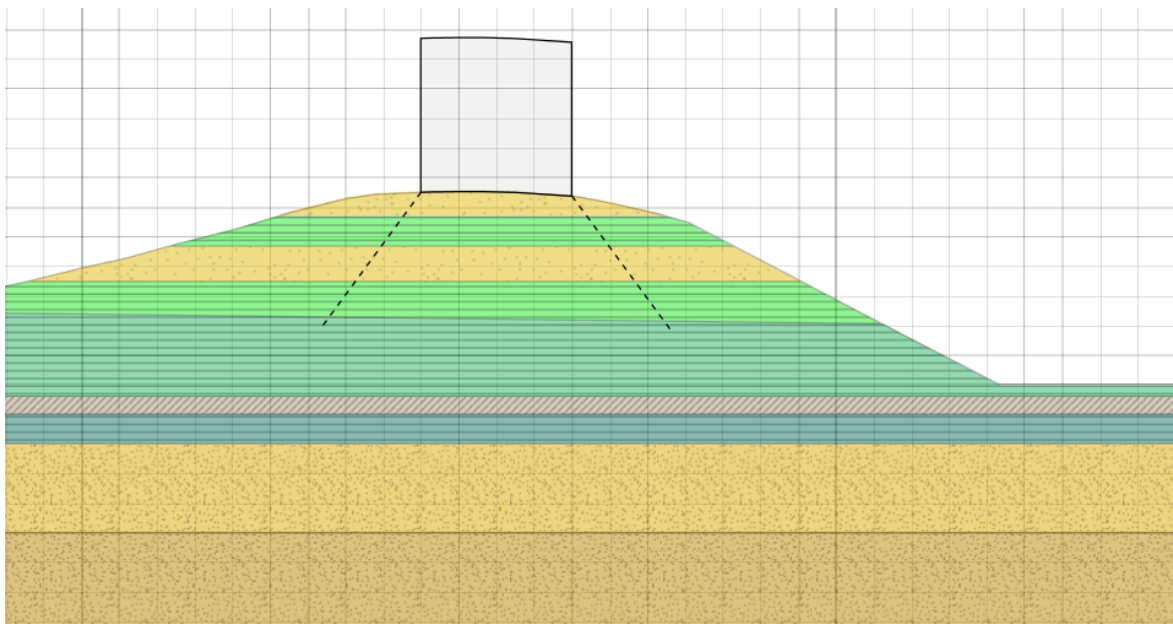
Tabel 5.15 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit voor installatie damwand vanaf zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit binnenzijde: • ophoging zandkern + zandberm in één slag (T = 1 d); • consolidatiepercentages op T = 2 d; • aanleghoogte zandberm = NAP +3,20 m; • breedte zandberm = 10 m; • draadkraan op schotten (minimum schotlengte = 8 m).	1,08 (voldoet)	

5.1.7 Dijkverlegging 9a - Materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

5.1.7.1 Geometrie

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarin vanaf de kruin het talud van de bestaande dijk wordt ontgraven tot NAP 0,0 m (niveau onderzijde grondverbetering). Deze situatie is geschetst in Figuur 5-6.



Figuur 5-6 Dwarsprofiel met materieel op kruin naast ontgraving bestaande dijk voor aansluiting

5.1.7.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 5.16. Snede 9a-Z is maatgevend gebleken voor uitvoeringsstabiliteit. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

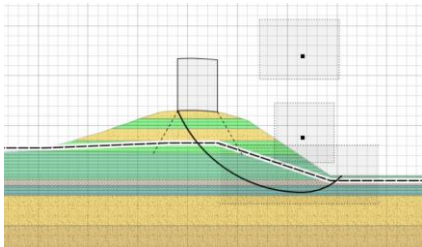
Tabel 5.16 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60C, HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	kruinniveau	[NAP m]	+6,55
	ontgravingstalud	[-]	1:1,5
	niveau bovenkant ontgraving (op talud)	[NAP m]	+5,50
	niveau onderkant ontgraving	[NAP m]	0,00
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
Materieel	hydraulische graafmachine	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

5.1.7.3 Verificatie

De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 5.17. Bij deze werkwijze wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

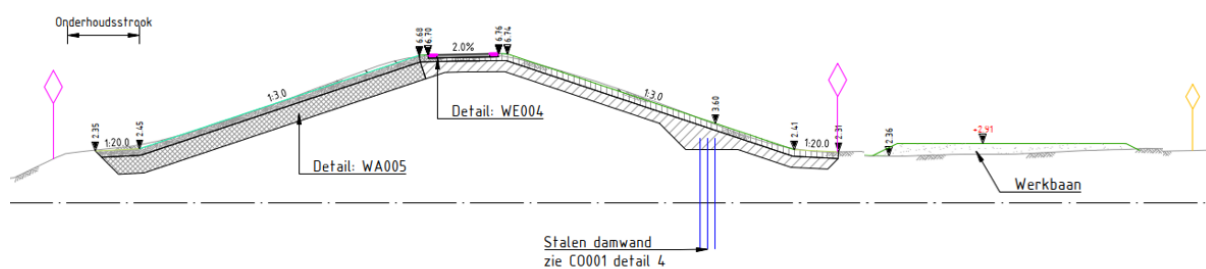
Tabel 5.17 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit binnenzijde: - Hydraulische graafmachine op kruin van bestaande dijk; - Ontgravingstalud = 1:1,5; - Ontgraving van NAP +5,5 m tot NAP 0,0 m.	1,01 (voldoet)	

5.1.8 Dijkversterking 8/9a - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 31.450

5.1.8.1 Geometrie

Voor de dijkversterking wordt een damwand aangebracht op het binnentalud van de dijk. Voor het aanbrengen van de damwand moet een ontgraving van ongeveer 50 cm onder het bovenste niveau van de damwand worden uitgevoerd. Het dwarsprofiel van deze situatie is weergegeven in Figuur 5-7.



Figuur 5-7 Dwarsprofiel bij km 31.450 tijdens uitvoeringsfase

5.1.8.2 Uitgangspunten

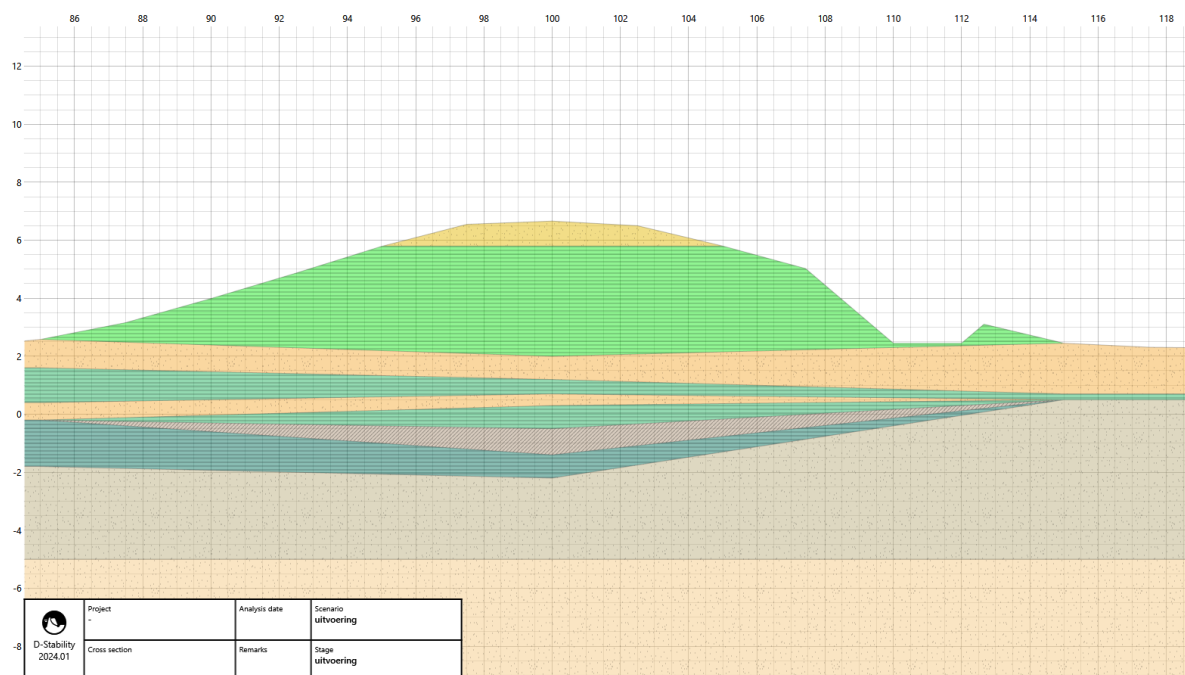
De uitgangspunten voor het uitvoeren van de stabiliteitsanalyse op deze locatie zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 5.18 Uitgangspunten uitvoeringsstabiliteit bij km 31.450

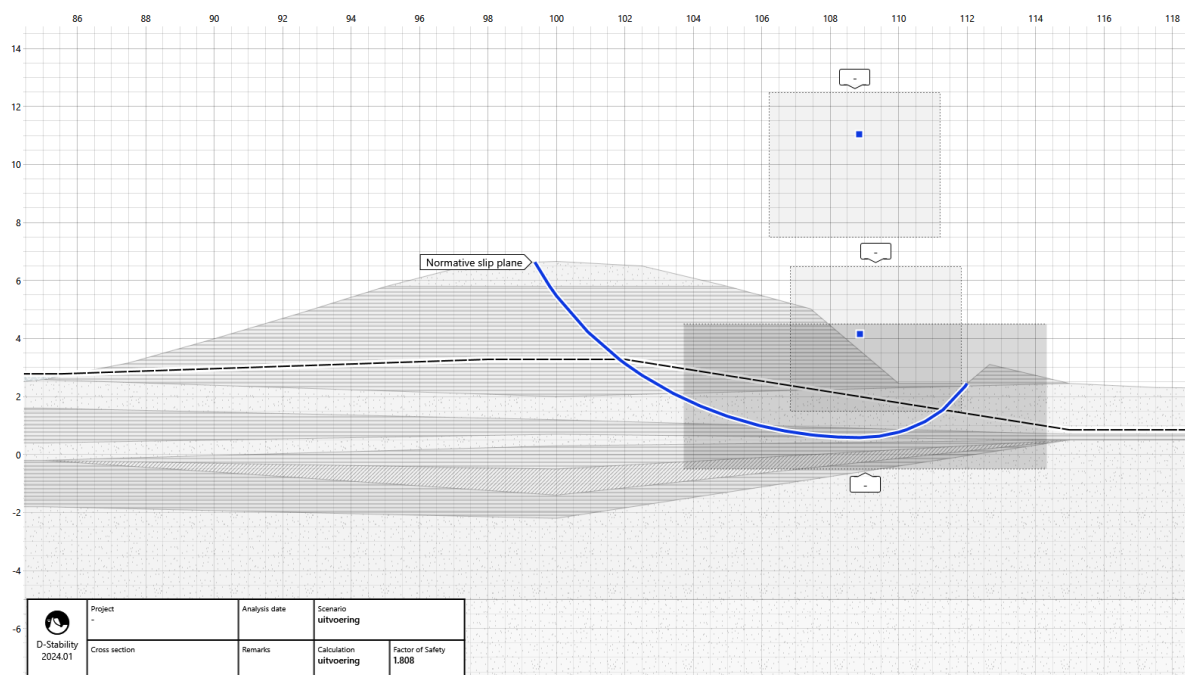
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.50B
	kruin	[-]	HB53-31.50C / DKMP53-31.52C
	binnenteen	[-]	HB53-31.50D
Geometrie	niveau insteek talud	[m+NAP]	+5,05
	ontgravingsniveau	[m+NAP]	+2,45
	ontgravingstalud	[-]	1:1
Waterstanden	bovengrens buitenwaterstand	[m+NAP]	+2,78
	polderpeil	[m+NAP]	+0,85
Belastingen	n.v.t.	-	-

5.1.8.3 Verificatie

De berekende stabiliteitsveiligheidsfactor is 1,81, wat hoger is dan 1,0, het is dus voldoende. Het D-Stability model en de resultaten van de stabiliteitsanalyse tijdens de uitvoeringsfase zijn hieronder weergegeven.



Figuur 5-8 Uitvoeringsfase bij km 31.450 gemodelleerd in D-Stability

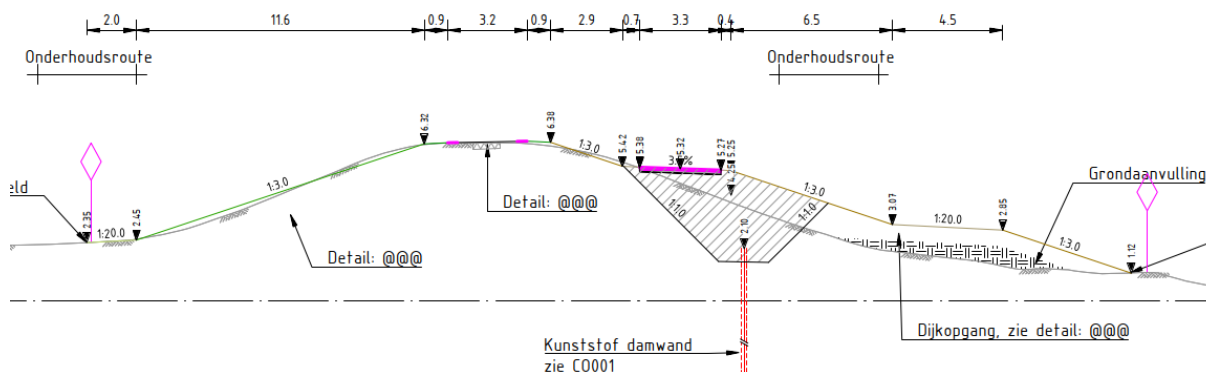


Figuur 5-9 Resultaat stabiliteitsanalyse bij km 31.450 (SF=1,81)

5.1.9 Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.000

5.1.9.1 Geometrie

Voor de dijkversterking wordt een damwand aangebracht op het binnentalud van de dijk. Voor het aanbrengen van de damwand moet een ontgraving van ongeveer 50 cm onder het bovenste niveau van de damwand worden uitgevoerd. Het dwarsprofiel van deze situatie is weergegeven in Figuur 5-10.



Figuur 5-10 Dwarsprofiel bij km 33.000 tijdens uitvoeringsfase

5.1.9.2 Uitgangspunten

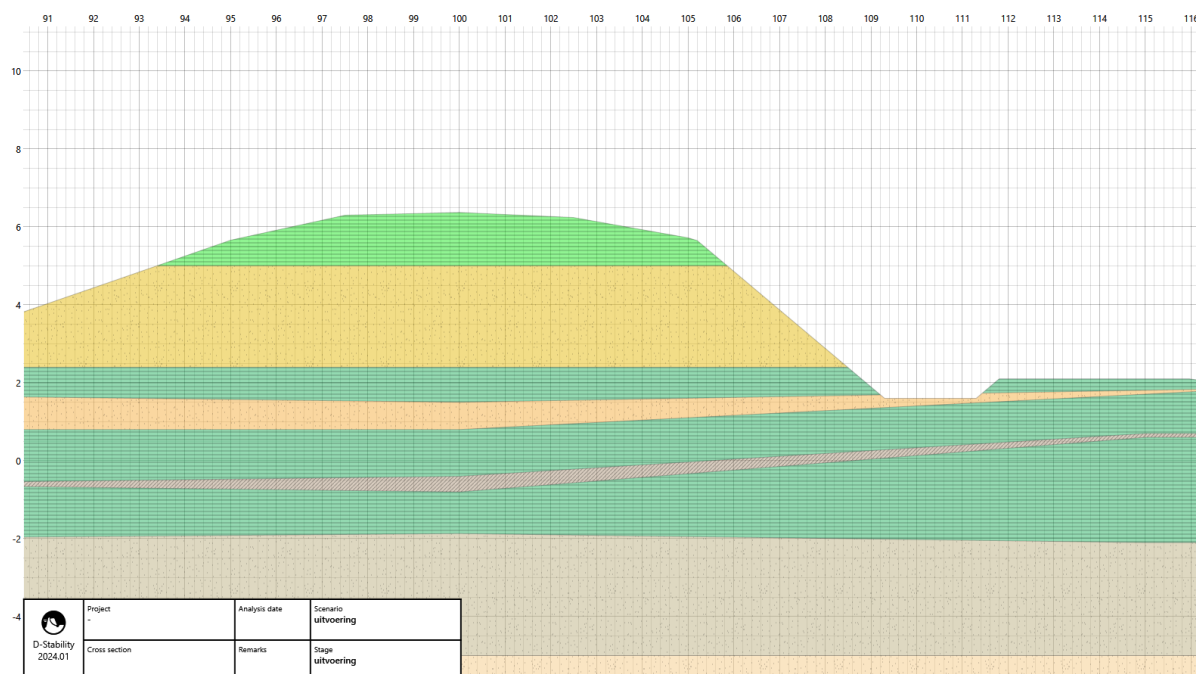
De uitgangspunten voor het uitvoeren van de stabiliteitsanalyse op deze locatie zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 5.19 Uitgangspunten uitvoeringsstabiliteit bij km 33.000

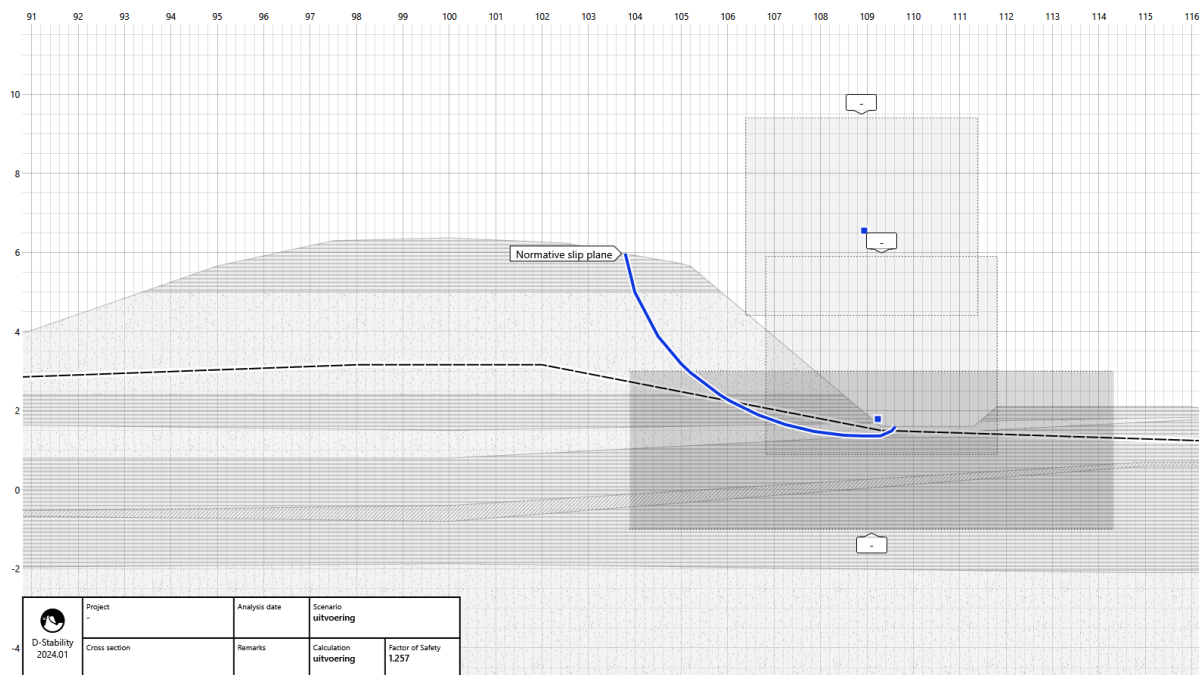
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B53Y-33.0B / S53-33.01B
	kruin	[-]	B53Y-33.0C / S53Y-33.0C / (HB53-33.02C)
	binnenteen	[-]	B53Y-33.0D / (HB53-33.02D)
Geometrie	niveau insteek talud	[m+NAP]	+5,65
	ontgravingsniveau	[m+NAP]	+1,60
	ontgravingstalud	[-]	1:1
Waterstanden	bovengrens buitenwaterstand	[m+NAP]	+2,66
	polderpeil	[m+NAP]	+0,85
Belastingen	n.v.t.	-	-

5.1.9.3 Verificatie

De berekende stabiliteitsveiligheidsfactor is 1,26, wat hoger is dan 1,0, het is dus voldoende. Het D-Stability model en de resultaten van de stabiliteitsanalyse tijdens de uitvoeringsfase zijn hieronder weergegeven.



Figuur 5-11 Uitvoeringsfase bij km 33.000 gemodelleerd in D-Stability

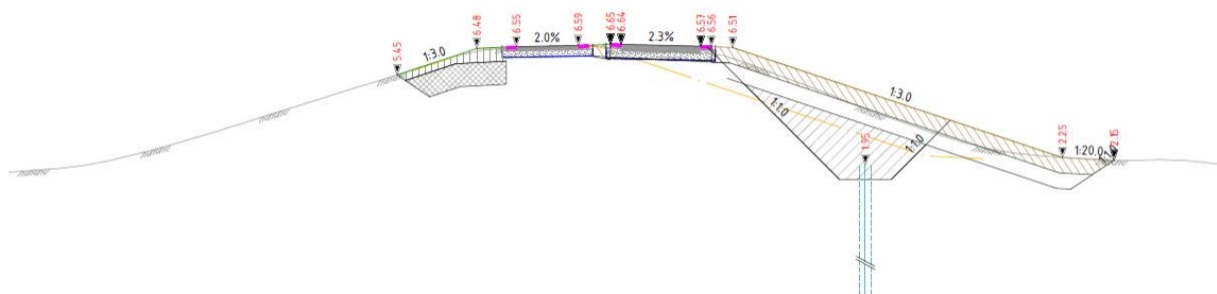


Figuur 5-12 Resultaat stabiliteitsanalyse bij km 33.000 (SF=1,26)

5.1.10 Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.070

5.1.10.1 Geometrie

Voor de dijkversterking wordt een damwand aangebracht op het binnentalud van de dijk. Voor het aanbrengen van de damwand moet een ontgraving van ongeveer 50 cm onder het bovenste niveau van de damwand worden uitgevoerd. Op deze locatie worden de damwandplanken aangegeven door een hulpkraan op de kruin. Voor de hulpkraan is op de kruin 10m breedte nodig. De kruin wordt dus tijdelijk verlaagd. Het dwarsprofiel van deze situatie is weergegeven in Figuur 5-13.



Figuur 5-13 Dwarsprofiel bij km 33.070 tijdens uitvoeringsfase

5.1.10.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het uitvoeren van de stabiliteitsanalyse op deze locatie zijn weergegeven in onderstaande tabel.

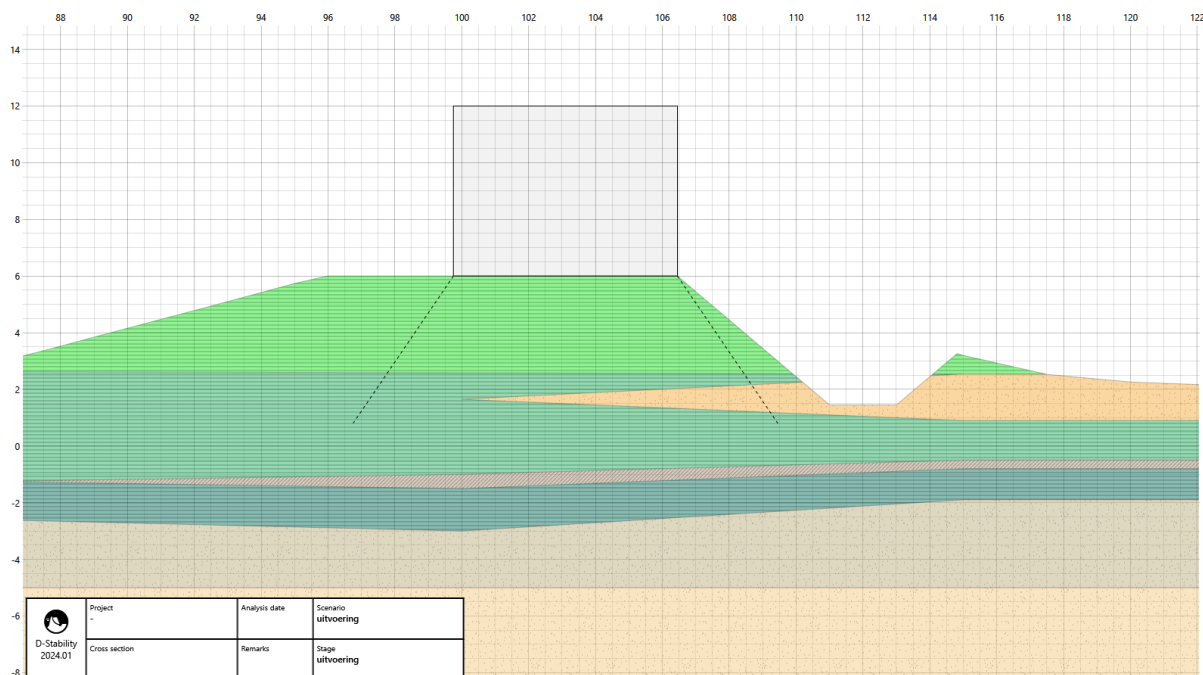
Tabel 5.20 Uitgangspunten uitvoeringsstabiliteit bij km 33.070

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-33.10B
	kruin	[-]	HB53-33.10C / DKMP53-33.10C
	binnenteen	[-]	HB53-33.10D
Geometrie	kruinhoogte	[m+NAP]	+6,00 ^{a)}
	niveau insteek talud	[m+NAP]	+6,00
	ontgravingsniveau	[m+NAP]	+1,45
	ontgravingstalud	[-]	1:1
Waterstanden	bovengrens buitenwaterstand	[m+NAP]	+2,65
	polderpeil	[m+NAP]	+0,85
Belastingen	machine	-	Draadkraan (Hitachi-CX-700) op draglineschotten (10m x 1m)
	belasting	-	30 kN/m ² ; breedte 6,7m

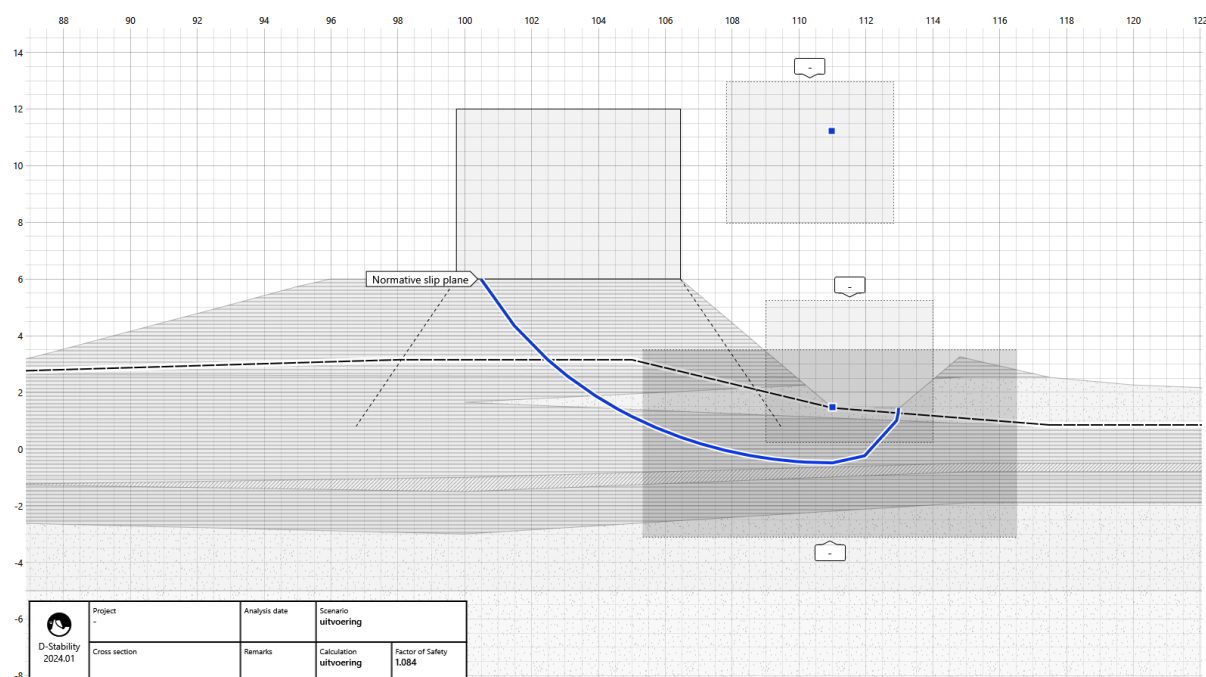
a) Kruinhoogte als gevolg van 0,5 m kruinverlaging.

5.1.10.3 Verificatie

De berekende stabiliteitsveiligheidsfactor is 1,08, wat hoger is dan 1,0, het is dus voldoende. Het D-Stability model en de resultaten van de stabiliteitsanalyse tijdens de uitvoeringsfase zijn hieronder weergegeven.



Figuur 5-14 Uitvoeringsfase bij km 33.070 gemodelleerd in D-Stability

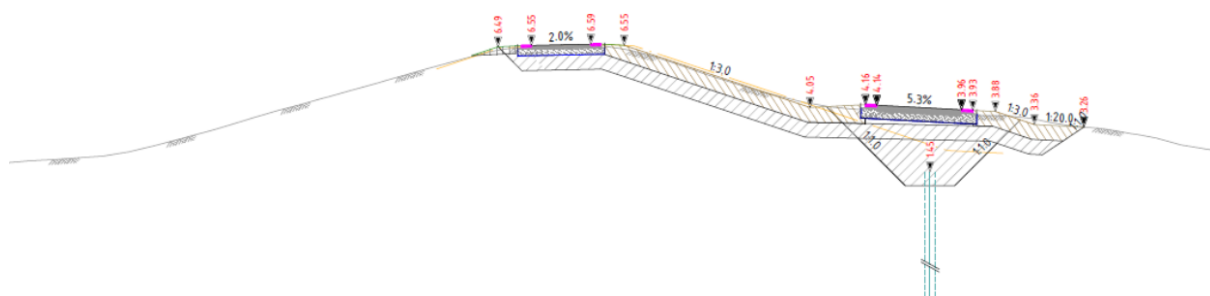


Figuur 5-15 Resultaat stabiliteitsanalyse bij km 33.070 (SF=1,08)

5.1.11 Dijkversterking 9b/10.1 - Binnendijkse damwandinstallatie bij km 33.115

5.1.11.1 Geometrie

Voor de dijkversterking wordt een damwand aangebracht op het binnentalud van de dijk. Voor het aanbrengen van de damwand moet een ontgraving van ongeveer 50 cm onder het bovenste niveau van de damwand worden uitgevoerd. Op deze locatie worden de damwandplanken aangegeven door een hulpkraan op de kruin. Voor de hulpkraan is op de kruin 10m breedte nodig. De kruin wordt dus tijdelijk verlaagd. Het dwarsprofiel van deze situatie is weergegeven in Figuur 5-16.



Figuur 5-16 Dwarsprofiel bij km 33.115 tijdens uitvoeringsfase

5.1.11.2 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor het uitvoeren van de stabiliteitsanalyse op deze locatie zijn weergegeven in onderstaande tabel.

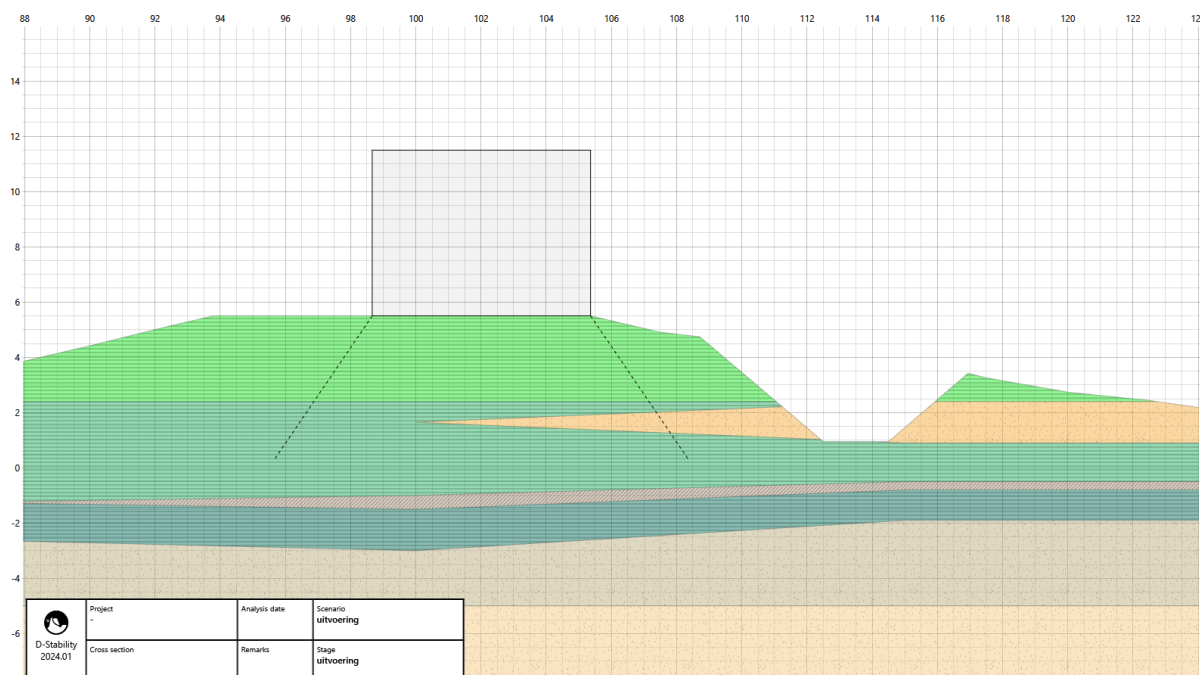
Tabel 5.21 Uitgangspunten uitvoeringsstabiliteit bij km 33.115

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-33.10B
	kruin	[-]	HB53-33.10C / DKMP53-33.10C
	binnenteen	[-]	HB53-33.10D
Geometrie	kruinhoogte	[m+NAP]	+5,50 ^{a)}
	niveau insteek talud	[m+NAP]	+4,75
	ontgravingsniveau	[m+NAP]	+0,95
	ontgravingstalud	[-]	1:1
Waterstanden	bovengrens buitenwaterstand	[m+NAP]	+2,65
	polderpeil	[m+NAP]	+0,85
Belastingen	machine	-	Draadkraan (Hitachi-CX-700) op draglineschotten (10m x 1m)
	belasting	-	30 kN/m ² ; breedte 6,7m

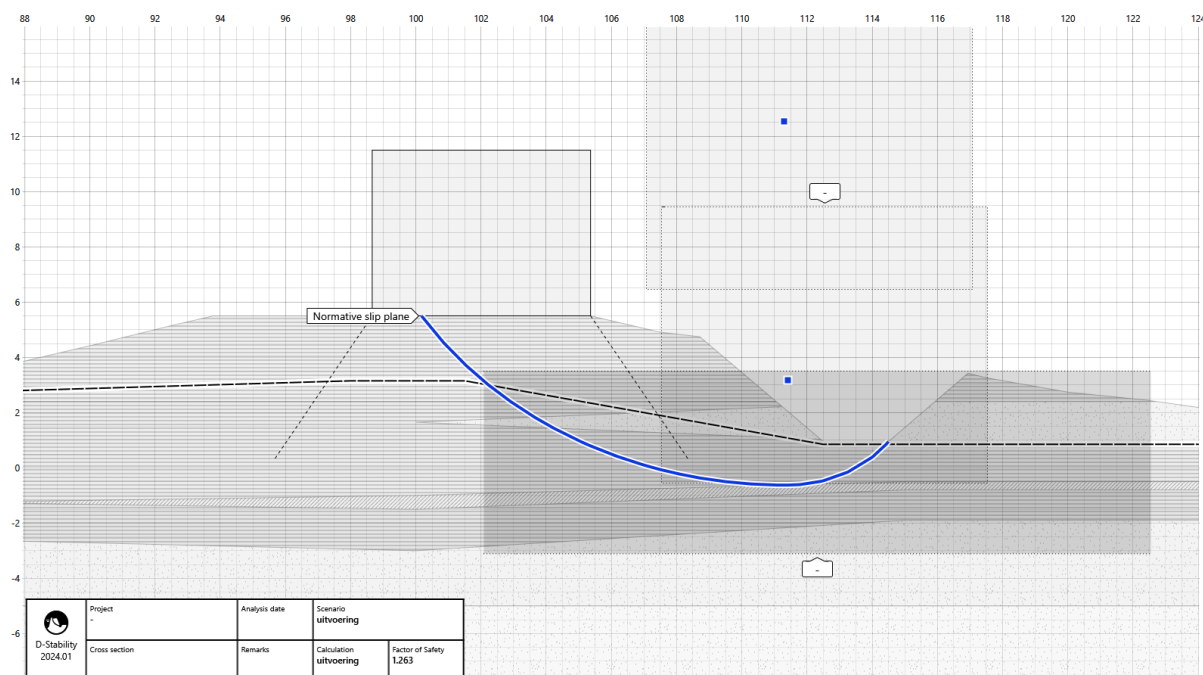
^{a)} Kruinhoogte als gevolg van 1,0 m kruinverlaging.

5.1.11.3 Verificatie

De berekende stabiliteitsveiligheidsfactor is 1,26, wat hoger is dan 1,0, het is dus voldoende. Het D-Stability model en de resultaten van de stabiliteitsanalyse tijdens de uitvoeringsfase zijn hieronder weergegeven.



Figuur 5-17 Uitvoeringsfase bij km 33.115 gemodelleerd in D-Stability



Figuur 5-18 Resultaat stabiliteitsanalyse bij km 33.115 (SF=1,26)

5.1.12 Overzicht uitvoeringsstabiliteit

In §5.1.2 t/m §5.1.11 zijn de uitgangspunten en resultaten voor uitvoeringsstabiliteit voor een aantal maatgevende situaties binnen UOT 06 gepresenteerd. In Tabel 5.22 is een overzicht gegeven van de randvoorwaarden voor uitvoering m.b.t. het waarborgen van uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 5.22 Overzicht randvoorwaarden voor uitvoering m.b.t. uitvoeringsstabiliteit UOT 06

Strekking & snede [km]	Randvoorwaarden voor uitvoering
Dijkverlegging 9a (31,5 - 32,6)	Materieel naast ontgraving grondverbetering - hydraulische graafmachine (HGM) Volvo type 340F LRE (44 ton); - talud ontgraving = 1:2; - ontgravingsniveau = NAP 0,0 m; - bemalingsniveau = NAP -0,5 m (0,5 m drooglegging t.o.v. ontgravingsniveau). - rupsen HGM parallel aan rand talud; - minimaal 1 m afstand tussen voorste rups en rand ontgravingstalud.
Dijkverlegging 9a (31,5 - 32,6)	Aanleg zandkern - max. aanleghoogte zandkern = NAP +6,10 m; - taluds zandkern = 1:3; - geen wachttijd (consolidatietijd) benodigd tussen ophoogslagen.
Dijkverlegging 9a (31,5 - 32,6)	Aanleg kleiberm - max. aanleghoogte kleiberm = NAP +4,80 m (insteek binnentalud-binnenberm) à NAP +3,80 m (insteek binnenberm-sloot); - talud sloot = 1:1,5; - geen wachttijd (consolidatietijd) benodigd tussen ophoogslagen.
Dijkverlegging 9a	Aanleg kleibekleding max. aanleghoogte kleibekleding = NAP +7,20 m;

Strekking & snede [km]	Randvoorwaarden voor uitvoering
(31,5 - 32,6)	• taluds kleibekleding = 1:3; • geen wachttijd (consolidatietijd) benodigd tussen ophoogslagen.
Dijkverlegging 9a (31,5 - 32,6)	Materieel op zandberm voor damwandinstallatie • aanleghoogte zandberm = NAP +3,2 m ($\approx$ niveau bovenkant damwand); • breedte zandberm = 10 m; • geen wachttijd (consolidatietijd) benodigd voorafgaand aan plaatsen materieel op zandkern; • draadkraan Hitachi CX-700 (70 ton) op draglineschotten op zandkern: ○ minimale afmeting draglineschotten = 8m x 1m; ○ schotten loodrecht op hartlijn damwanden; ○ rupsen draadkraan parallel aan hartlijn damwanden.
Dijkverlegging 9a (31,5 - 32,6)	Materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk • hydraulische graafmachine (HGM) Volvo type 340F LRE (44 ton) op kruin; • ontgraving van NAP +5,5 m tot NAP 0,0 m onder 1:1,5 talud.
Dijkversterking 8/9a (31,450)	Ontgraving binnentalud (heisleuf) voor damwandinstallatie • ontgraving door hydraulische graafmachine (HGM) Volvo type 340F LRE (44 ton) op binnendijkse werkbaan; • ontgraving van NAP +5,05 m tot NAP +2,45 m onder 1:1 talud.
Dijkversterking 9b (33,000)	Ontgraving binnentalud (heisleuf) voor damwandinstallatie • ontgraving door hydraulische graafmachine (HGM) Volvo type 340F LRE (44 ton) op binnendijkse werkbaan; • ontgraving van NAP +5,65 m tot NAP +1,60 m onder 1:1 talud.
Dijkversterking 9b (33,070)	Ontgraving binnentalud (heisleuf) voor damwandinstallatie • kruinverlaging tot NAP +6,00 m (ca. 0,5 m verlaging t.o.v. bestaande situatie); • draadkraan Hitachi CX-700 (70 ton) op draglineschotten op verlaagde kruin: ○ minimale afmeting draglineschotten = 10m x 1m; ○ schotten loodrecht op rand talud; ○ rupsen draadkraan parallel aan rand talud; • ontgraving van NAP +6,00 m tot NAP +1,45 m onder 1:1 talud.
Dijkversterking 9b (33,115)	Ontgraving binnentalud (heisleuf) voor damwandinstallatie • kruinverlaging tot NAP +5,50 m (ca. 1,0 m verlaging t.o.v. bestaande situatie); • draadkraan Hitachi CX-700 (70 ton) op draglineschotten op verlaagde kruin: ○ minimale afmeting draglineschotten = 10m x 1m; ○ schotten loodrecht op rand talud; ○ rupsen draadkraan parallel aan rand talud; • ontgraving van NAP +4,75 m tot NAP +0,95 m onder 1:1 talud.



5.2 Hoogwaterrug

Voor UOT 06 is onderscheid gemaakt tussen twee typen hoogwaterruggen:

- 1 hoogwaterrug die het gebied voor de buitendijkse inrichting beschermd tijdens uitvoering;
- 2 hoogwaterrug voor de primaire kering die tijdelijk de hoogwaterveiligheidsfunctie overneemt van de bestaande dijk tot bepaalde waterstanden.

De sectie-indeling voor de hoogwaterrug voor de buitendijkse inrichting is weergegeven in Tabel 5.23 (zie ook Figuur 5-19). De sectie-indeling voor de hoogwaterrug bij de primaire kering is weergegeven in Tabel 5.24. De indeling is gebaseerd op onderscheid in ontwerphoogte en de bestaande situatie (maaiveldniveau, grondopbouw).

De uitwerking per snede is opgenomen in Bijlage V Logboek Hoogwaterrug UOT 06.

Tabel 5.23 Sectie-indeling hoogwaterrug UOT 06 langs gebied buitendijkse inrichting

Sectie	Van [m]	Tot [m]	Taludhelling [-]	Kruinbreedte [m]	Ontwerphoogte [NAP m]
Sectie 1	0	440	1:2	1,0	+3,80
Sectie 2	0	195	1:2	1,0	+3,77
Sectie 3	0	100	1:2	1,0	+3,63
Sectie 4	0	225	1:2	1,0	+3,68
Sectie 5	0	175	1:2	1,0	+4,02

Tabel 5.24 Sectie-indeling hoogwaterrug UOT 06 langs primaire kering

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Taludhelling [-]	Kruinbreedte [m]	Ontwerphoogte [NAP m]
Sectie 6	31,100	31,410	1:2	1,0	+3,85
Sectie 7	31,410	31,650	1:2	1,0	+3,85
Sectie 8	32,495	32,870	1:2	1,0	+4,04
Sectie 9	32,870	33,070	1:2	1,0	+4,04
Sectie 10	33,070	33,200	1:2	1,0	+4,04





Figuur 5-19 Indeling secties hoogwaterrug langs gebied buitendijkse inrichting

5.2.1 Verificatie zettingen hoogwaterrug

5.2.1.1 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de zettingsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 5.25.

Tabel 5.25 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug UOT 06

Sectie	Maatgevend grondonderzoek [-]	Maaiveldniveau [NAP m]	Ontwerphoogte [NAP m]	Ophoging [m]
Sectie 1	HB53-32.50B	+1,20	+3,80	2,60
Sectie 2	HB53-32.50B	+1,50	+3,77	2,27
Sectie 3	HB53-32.90B	+2,60	+3,63	1,23
Sectie 4	HB53-32.90B	+2,50	+3,68	1,18
Sectie 5	HB53-33.10B	+1,50	+4,02	2,52
Sectie 6	HB53-31.40B	+2,90	+3,85	0,95
Sectie 7	HB53-31.60B	+2,00	+3,85	1,85
Sectie 8	HB53-32.50B	+1,50	+4,04	2,54
Sectie 9	HB53-32.90B	+0,50	+4,04	3,54
Sectie 10	HB53-33.20B	0,30	+4,04	3,74

5.2.1.2 Resultaten

De resultaten van de zettingsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 5.26 (langs gebied buitendijkse inrichting) en Tabel 5.27 (langs primaire kering). Hierin is aangetoond welke aanleghoogte dient te worden toegepast om de ontwerphoogte te waarborgen tijdens de periode waarin de hoogwaterrug in gebruik is. De berekende aanleghoogte is input voor het ontwerp van de hoogwaterrug en is tevens een uitgangspunt voor de stabiliteitsberekeningen in §5.2.2.

Tabel 5.26 Verificatie zettingen hoogwaterrug UOT 06 langs gebied buitendijkse inrichting

Onderdeel	Eenheid	Sectie 1	Sectie 2	Sectie 3	Sectie 4	Sectie 5
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,80	+3,77	+3,63	+3,68	+4,02
Zettingscompensatie	[m]	0,50	0,45	0,20	0,25	0,45
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,30	+4,22	+3,83	+3,93	+4,47
Zetting berekend	[m]	0,48	0,43	0,20	0,24	0,41
Eindhoogte	[m]	+3,82	+3,79	+3,83	+3,69	+4,06
Verificatie zettingen ¹	[-]	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet

¹ Verificatie zettingen: voldoet indien eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte



Tabel 5.27 Verificatie zettingen hoogwaterrug UOT 06 langs primaire kering

Onderdeel	Eenheid	Sectie 6	Sectie 7	Sectie 8	Sectie 9	Sectie 10
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,85	+3,85	+4,04	+4,04	+4,04
Zettingscompensatie	[m]	0,20	0,35	0,45	0,50	0,60
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,05	+4,20	+4,49	+4,54	+4,64
Zetting berekend	[m]	0,19	0,34	0,44	0,49	0,58
Eindhoogte	[m]	+3,86	+3,86	+4,05	+4,05	+4,06
Verificatie zettingen ¹	[-]	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet	voldoet

¹ Verificatie zettingen: voldoet indien eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte

5.2.2 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug

5.2.2.1 Uitgangspunten

De uitgangspunten voor de stabiliteitsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 5.28.

Tabel 5.28 Uitgangspunten stabiliteit binnenwaarts (hoogwatersituatie) hoogwaterrug UOT 06

Sectie	Maatgevend grondonderzoek [-]	Aanleghoogte [NAP m]	Maatgevende waterstand [NAP m]	Stijghoogte [NAP m]
Sectie 1	HB53-32.50B	+4,30	+3,35	+3,11
Sectie 2	HB53-32.50B	+4,22	+3,31	+3,11
Sectie 3	HB53-32.90B	+3,83	+3,29	+3,28
Sectie 4	HB53-32.90B	+3,93	+3,29	+3,28
Sectie 5	HB53-33.10B	+4,47	+3,27	+3,05
Sectie 6	HB53-31.40B	+4,05	+3,44	+2,81
Sectie 7	HB53-31.60B	+4,20	+3,44	+2,81
Sectie 8	HB53-32.50B	+4,49	+3,31	+2,66
Sectie 9	HB53-32.90B	+4,54	+3,31	+2,66
Sectie 10	HB53-33.20B	+4,64	+3,25	+2,58

Instabiliteit van het buitentalud na val van hoogwater is niet beschouwd. Het uitgangspunt is dat een eventuele afschuiving tijdens de uitvoering wordt hersteld.

5.2.2.2 Resultaten

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn opgenomen in Tabel 5.29 (langs gebied buitendijkse inrichting) en Tabel 5.30 (langs primaire kering).



Aangetoond is dat de secties voldoen op stabiliteit. Wel zijn een aantal maatregelen benodigd om te voldoen op binnenwaartse stabiliteit. Bij de hoogwaterrug rondom de buitendijkse inrichting is op een aantal locaties een binnenberm vereist ten behoeve van stabiliteit. Bij de hoogwaterrug langs de primaire kering is de voorziene werkweg benodigd om te voldoen op stabiliteit voor een aantal locaties.

Indien het bestaande maaiveld over de voorgeschreven breedte van de berm/werkweg hoger of gelijk is aan de voorgeschreven hoogte van de berm/werkweg, vervalt de noodzaak voor het aanbrengen van een berm/werkweg voor binnenwaartse stabiliteit (onderdeel van modellering tijdelijke voorzieningen).

Tabel 5.29 Verificatie stabiliteit binnenwaarts (hoogwatersituatie) hoogwaterrug UOT 09 langs gebied buitendijkse inrichting

Sectie	Minimum bermhoogte [NAP m]	Minimum bermbreedte [m]	SF - kleikern ($\geq 1,00$ voldoet) [-]	SF - zandkern ($\geq 1,00$ voldoet) [-]
Sectie 1	+1,80	10	1,05 (voldoet)	1,00 (voldoet)
Sectie 2	+1,80	10	1,05 (voldoet)	1,00 (voldoet)
Sectie 3	+2,50	10	1,13 (voldoet)	1,18 (voldoet)
Sectie 4	+2,50	10	1,13 (voldoet)	1,18 (voldoet)
Sectie 5	+2,00	10	1,10 (voldoet)	1,11 (voldoet)

Tabel 5.30 Verificatie stabiliteit binnenwaarts (hoogwatersituatie) hoogwaterrug UOT 09 langs primaire kering

Sectie	Minimum hoogte werkweg [NAP m]	Minimum breedte werkweg [m]	SF - kleikern ($\geq 1,00$ voldoet) [-]	SF - zandkern ($\geq 1,00$ voldoet) [-]
Sectie 6	+2,50	10	1,10 (voldoet)	1,10 (voldoet)
Sectie 7	+2,50	10	1,20 (voldoet)	1,23 (voldoet)
Sectie 8	+2,00	10	1,10 (voldoet)	1,05 (voldoet)
Sectie 9	+2,00	10	1,11 (voldoet)	1,06 (voldoet)
Sectie 10	+2,00	10	1,13 (voldoet)	1,07 (voldoet)



5.2.3 Input aanlegprofiel hoogwaterrug

In Tabel 5.31 is een overzicht gegeven van de uitgangspunten voor het aanlegprofiel van de hoogwaterrug.

Tabel 5.31 Input aanlegprofiel hoogwaterrug UOT 06

Sectie	Aanleghoogte [NAP m]	Taludhelling [-]	Kruinbreedte [m]	Hoogte berm / werkweg [NAP m]	Breedte berm / werkweg [NAP m]
Sectie 1	+4,30	1:2	1,0	+1,80	10
Sectie 2	+4,22	1:2	1,0	+1,80	10
Sectie 3	+3,83	1:2	1,0	+2,50	10
Sectie 4	+3,93	1:2	1,0	+2,50	10
Sectie 5	+4,47	1:2	1,0	+2,00	10
Sectie 6	+4,05	1:2	1,0	+2,50	10
Sectie 7	+4,20	1:2	1,0	+2,50	10
Sectie 8	+4,49	1:2	1,0	+2,00	10
Sectie 9	+4,54	1:2	1,0	+2,00	10
Sectie 10	+4,64	1:2	1,0	+2,00	10



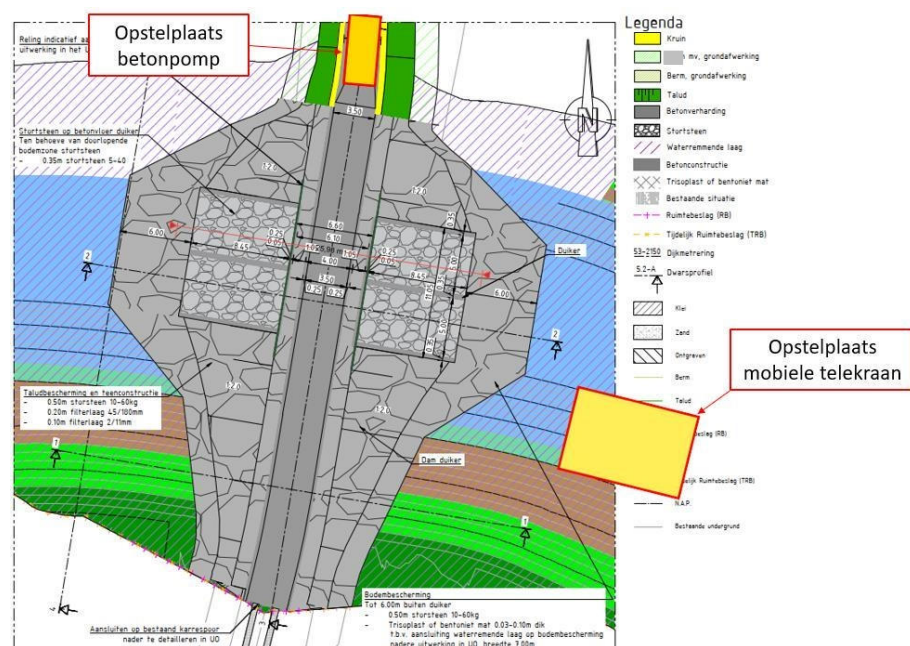
5.3 Duikerbrug de Waardman

5.3.1 Inleiding

Voor de werkzaamheden aan de duikerbrug gaan zware machines werken binnen het gebied. In deze paragraaf wordt de stabiliteit van de machines geëvalueerd.

5.3.2 Uitgangspunten

De locatie van de machines in het gebied van de duikerbrug is weergegeven in Figuur 5-20.



Figuur 5-20 Boven-aanzicht duikerbrug en locatie van de machines

De uitgangspunten die zijn verondersteld om de stabiliteit van de machines in het gebied van de duikerbrug te evalueren, worden weergegeven in de onderstaande tabel.

Tabel 5.32 Uitgangspunten duikerbrug

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Mobiele telekraan	betonpomp
machine	opstelplaats	[m x m]	15 x 30	8 x 10 (stempels)
	gewicht (+last)	[ton]	160 (+10)	30
	belasting ^{a)}	[ton]	$170 * 0,5 * 1,17 = 99$	$30 * 0,5 * 1,17 = 176$
grondopbouw	maatgevende grondonderzoek	[-]	S53-32.92A	S53-32.93A-4
	grondverbetering	[m]	1,0 ^{b)}	0
fundering	funderingsniveau	[m +NAP]	-0,5	+3,3
	afmetingen benodigde stemplaten	[m x m]	3 x 3	2 x 2
grondwaterstand		[m +NAP]	-1,0 ^{c)}	-0,2 (zomerpeil)

^{a)} Er wordt van uitgegaan dat de helft van het hele gewicht + last wordt gedragen door één stempel (fundering). Daarnaast wordt een partiële factor van 1,17 toegepast, volgens paragraaf 4.1 van [Ref. 6].

- b) Er wordt geadviseerd en aangenomen dat de bovenste kleilagen worden vervangen door zand.
- c) Er wordt van uitgegaan dat het grondwaterpeil ten minste 0,5 m onder het funderingsniveau moet worden verlaagd.

5.3.3 Verificatie

5.3.3.1 Mobiele telekraan

Om de stabiliteit van de mobiele telekraan te garanderen, moeten de minimale afmetingen van de funderingen per stempel 3 x 3 m zijn. De verificatie van deze analyse is weergegeven in Tabel 5.33. Meer details zijn te vinden in bijlage 4.

Tabel 5.33 Verificatie duiker - mobiele telekraan

Verificatie	Belasting	Weerstand ^{a)}	UC [-]	Check
verticaal draagvermogen (gedraineerd)	995 [kN]	1051 [kN]	0,95	Voldoet (UC < 1,0)
kantelstabiliteit (dwars- en lengterichting)	0,1 [m] ^{b)}	0,5 [m]	0,20	Voldoet (UC < 1,0)

^{a)} De weerstand wordt berekend op basis van de minimaal benodigde afmetingen van de stempelplaat.

^{b)} Er wordt uitgegaan van een excentriciteit van 0,1 m.

5.3.3.2 Betonpomp

Om de stabiliteit van de betonpomp te garanderen, moeten de minimale afmetingen van de funderingen per stempel 2 x 2 m zijn. De verificatie van deze analyse is weergegeven in Tabel 5.34. Meer details zijn te vinden in bijlage 4.

Tabel 5.34 Verificatie duiker - betonpomp

Verificatie	Belasting	Weerstand ^{a)}	UC [-]	Check
verticaal draagvermogen (gedraineerd)	176 [kN]	375 [kN]	0,47	Voldoet (UC < 1,0)
verticaal draagvermogen (ongedraineerd)	176 [kN]	246 [kN]	0,72	Voldoet (UC < 1,0)
kantelstabiliteit (dwars- en lengterichting)	0,1 [m] ^{b)}	0,33 [m]	0,30	Voldoet (UC < 1,0)

^{a)} De weerstand wordt berekend op basis van de minimaal benodigde afmetingen van de stempelplaat.

^{b)} Er wordt uitgegaan van een excentriciteit van 0,1 m.

5.3.3.3 Samenvatting

Een samenvatting met de minimaal benodigde afmetingen voor de funderingen per stempel en de overwegingen tijdens de uitvoering is weergegeven in Tabel 5.35.

Tabel 5.35 Samenvatting - duiker

machine	stempelplaat	grondverbetering?	bemaling?
mobiele telekraan	3 x 3 m	1,0 m	tot NAP -1,0m
betonpomp	2 x 2 m	niet nodig	niet nodig



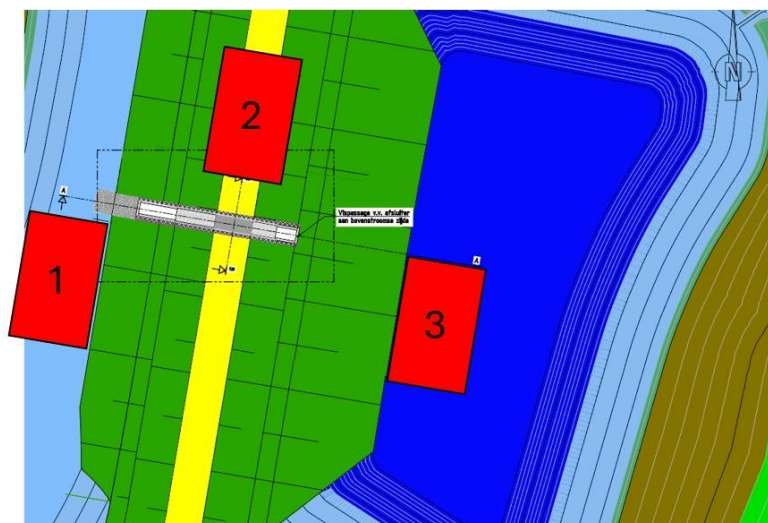
5.4 Vispassage Paddenpol

5.4.1 Inleiding

Voor de werkzaamheden aan de vispassage gaan zware machines werken binnen het gebied. In deze paragraaf wordt de stabiliteit van de machines geëvalueerd.

5.4.2 Uitgangspunten

De mogelijke locaties van de mobiele telekraan in het gebied van de vispassage zijn weergegeven in Figuur 5-21.



Figuur 5-21 Bovenaanzicht vispassage, alternatieven opstelplaatsen mobiele telekraan

De uitgangspunten die zijn verondersteld om de stabiliteit van de mobiele telekraan in het gebied van de vispassage te evalueren, worden weergegeven in de onderstaande tabel.

Tabel 5.36 Uitgangspunten vispassage, mobiele telekraan

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Locatie 1	Locatie 2	Locatie 3
machine	opstelplaats	[m x m]	15 x 30		
	gewicht (+ last)	[ton]	300 (+15)		
	belasting ^{a)}	[ton]	315 * 0,5 * 1,17 = 184		
grondopbouw	maatgevende grondonderzoeken	[-]	HB53-32.20B / DKMP53-32.20C	S53-32.23C	S53-32.23D
	grondverbetering	[m]	1,5 ^{b)}	n.v.t.	1,4 ^{c)}
fundering	funderingsniveau	[m +NAP]	-0,5 ^{d)}	+4,7 ^{e)}	+0,6 ^{f)}
	afmetingen benodigde stemplaten	[m x m]	4 x 4	4,5 x 4,5	3,5 x 3,5
grondwaterstand		[m +NAP]	-1,0 ^{g)}	-0,2 (zomerpeil)	-0,2 (zomerpeil)

^{a)} Er wordt van uitgegaan dat de helft van het hele gewicht + last wordt gedragen door één stempel (fundering). Daarnaast wordt een partiële factor van 1,17 toegepast, volgens paragraaf 4.1 van [Ref. 6].

- b) Er wordt geadviseerd en aangenomen dat de bovenste cohesieve grond en slappe zandgrond (met planten) worden verwijderd en vervangen door zand. Volgens het grondonderzoek is de cohesieve grond en slappe zandgrond aanwezig tot NAP -2,0m.
- c) Er wordt geadviseerd en aangenomen dat de bovenste cohesieve grond wordt verwijderd en vervangen door zand. Volgens het grondonderzoek is de cohesieve grond aanwezig tot NAP -0,8m.
- d) Funderingsniveaus op basis van het ontwerpniveau uit Dwarsprofiel A van tekening [20293-TEK-00867_WAT-OP4-VO-PPD].
- e) Het bovenste deel moet worden verwijderd om op de kraanopstelplaats (15m) te passen, waardoor de hoogte wordt verlaagd van NAP+6,5m naar NAP+4,7m.
- f) Funderingsniveau op basis van het maaiveldniveau uit Dwarsprofiel A van tekening [20293-TEK-00867_WAT-OP4-VO-PPD].
- g) Er wordt van uitgegaan dat het grondwaterpeil ten minste 0,5 m onder het funderingsniveau moet worden verlaagd.

5.4.3 Verificatie

5.4.3.1 Mobiele telekraan

De verificatie van de stabiliteit van de kraan op de verschillende locaties is weergegeven in de onderstaande tabellen. Meer details zijn te vinden in bijlage 4.

Tabel 5.37 Verificatie vispassage - mobiele telekraan - locatie 1

Verificatie	Belasting	Weerstand ^{a)}	UC [-]	Check
verticaal draagvermogen (gedraineerd)	1843 [kN]	2482 [kN]	0,74	Voldoet (UC < 1,0)
kantelstabiliteit (dwars- en lengterichting)	0,1 [m] ^{b)}	0,67 [m]	0,15	Voldoet (UC < 1,0)

^{a)} De weerstand is berekend op basis van de minimaal benodigde afmetingen van de stempelplaat (4 x 4 m).

^{b)} Er wordt uitgegaan van een excentriciteit van 0,1 m.

Tabel 5.38 Verificatie vispassage - mobiele telekraan - locatie 2

Verificatie	Belasting	Weerstand ^{a)}	UC [-]	Check
verticaal draagvermogen (gedraineerd)	1843 [kN]	4511 [kN]	0,41	Voldoet (UC < 1,0)
verticaal draagvermogen (ongedraineerd)	1843 [kN]	2197 [kN]	0,84	Voldoet (UC < 1,0)
kantelstabiliteit (dwars- en lengterichting)	0,1 [m] ^{b)}	0,75 [m]	0,13	Voldoet (UC < 1,0)

^{a)} De weerstand is berekend op basis van de minimaal benodigde afmetingen van de stempelplaat (4,5 x 4,5 m).

^{b)} Er wordt uitgegaan van een excentriciteit van 0,1 m.



Tabel 5.39 Verificatie vispassage - mobiele telekraan - locatie 3

Verificatie	Belasting	Weerstand ^{a)}	UC [-]	Check
verticaal draagvermogen (gedraineerd)	1843 [kN]	1990 [kN]	0,93	Voldoet (UC < 1,0)
kantelstabiliteit (dwars- en lengterichting)	0,1 [m] ^{b)}	0,58 [m]	0,17	Voldoet (UC < 1,0)

^{a)} De weerstand is berekend op basis van de minimaal benodigde afmetingen van de stempelplaat (3,5 x 3,5 m).

^{b)} Er wordt uitgegaan van een excentriciteit van 0,1 m.

5.4.3.2 Samenvatting

Een samenvatting met de minimaal benodigde afmetingen voor de funderingen per stempel en de overwegingen tijdens de uitvoering is weergegeven in Tabel 5.40.

Tabel 5.40 Samenvatting - vispassage, mobiele telekraan

locatie	stempelplaat	grondverbetering?	bemaling?
1	4 x 4 m	1,5 m	tot NAP -1,0m
2	4,5 x 4,5 m	n.v.t.	n.v.t.
3	3,5 x 3,5 m	1,4 m	n.v.t.

5.5 Tijdelijke ontsluitingsweg

In UOT 06 is een tijdelijke ontsluitingsweg voorzien gedurende de uitvoering (Figuur 5-22). Voor het ontwerp van de tijdelijke ontsluitingsweg zijn zettings- en stabiliteitsberekeningen opgesteld. Drie maatgevende situaties (Tabel 5.41) zijn beschouwd:

- ontsluitingsweg langs buitenteen (Figuur 5-23);
- dijkopgang buitenwaarts (Figuur 5-24);
- dijkopgang binnenwaarts (Figuur 5-25).

Tabel 5.41 Maatgevende situaties ontwerp tijdelijke ontsluitingsweg met maatgevend grondonderzoek

Situatie	Maatgevend grondonderzoek
Ontsluitingsweg langs buitenteen	HB53-32.90B
Dijkopgang buitenwaarts	DKMP53-32.90C; HB53-32.90B
Dijkopgang binnenwaarts	DKMP53-32.90C; HB53-33.02D

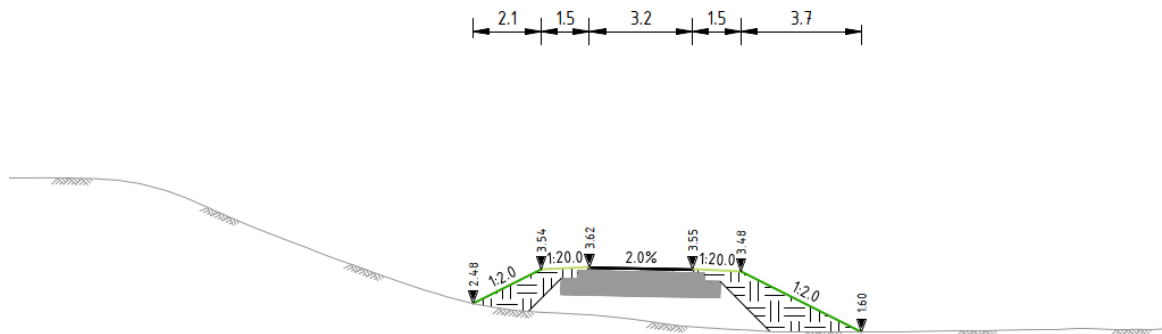
De minimaal vereiste hoogte van de ontsluitingsweg is NAP +3,20 m gedurende de gebruiksfase van de tijdelijke ontsluitingsweg. Middels een zettingsberekening is de vereiste zettingscompensatie van de ontsluitingsweg bepaald, uitgaande van een doorlooptijd van 1,5 jaar voor de werkzaamheden in UOT 06.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast [Ref. 6]. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stabiliteitsfactor bedraagt SF = 1,00. Er is gerekend met een bovenbelasting van 15 kPa over een breedte van 2,5 m conform §5.4.3 van TUN Waterkeringen [Ref. 5].

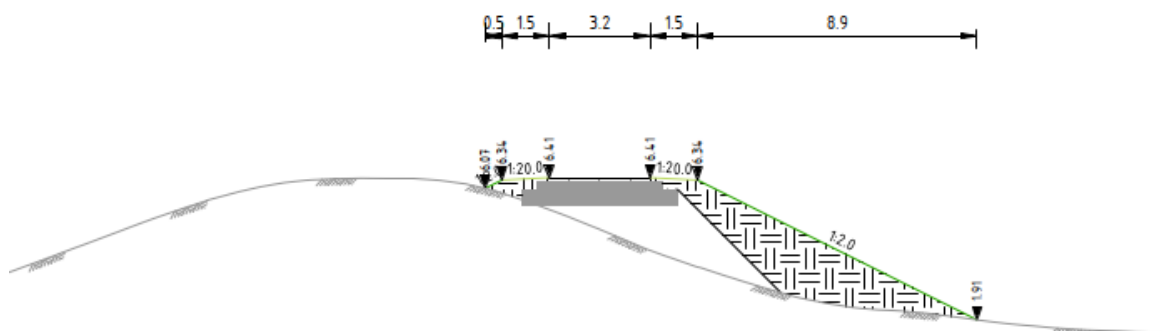




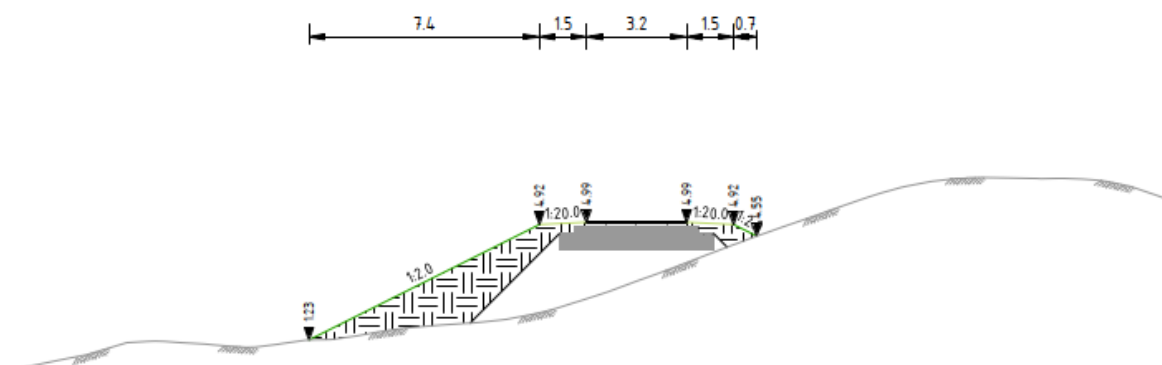
Figuur 5-22 Tijdelijke ontsluitingsweg UOT 06



Figuur 5-23 Dwarsprofiel 1 - ontsluitingsweg langs buitenteen



Figuur 5-24 Dwarsprofiel 2 - dijkopgang buitenwaarts



Figuur 5-25 Dwarsprofiel 3 - dijkopgang binnenwaarts

5.5.1 Ontsluitingsweg langs buitenteen

De resultaten van de zettingsberekening zijn weergegeven in Tabel 5.42. De aanleghoogte van de ontsluitingsweg is NAP +3,55 m. De berekende zetting (circa 32 cm) is significant. Omdat de grondopbouw op de strekking van de ontsluitingsweg relatief uniform is, worden er echter geen significante zettingsverschillen verwacht. Het uitgangspunt is dat de kruin van de ontsluitingsweg wordt rechtgetrokken tijdens uitvoering indien de opgetreden zettingsverschillen te groot zijn.

Tabel 5.42 Resultaten verificatie zettingen tijdelijke ontsluitingsweg langs buitenteen

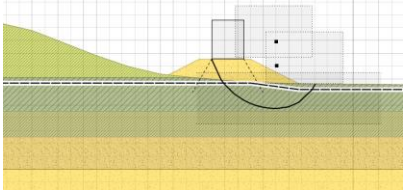
Onderdeel	Eenheid	Waarde
Ontwerphoogte weg	[NAP m]	+3,20
Zettingscompensatie	[m]	0,35
Aanleghoogte weg	[NAP m]	+3,55
Zetting berekend	[m]	0,32
Eindhoogte	[NAP m]	+3,23
Verificatie zetting	[-]	voldoet

¹ Verificatie zettingen: voldoet indien eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte

Ook de stabiliteit van de ontsluitingsweg langs de buitenteen van de dijk is geverifieerd. Er is gerekend met de consolidatiepercentages van de kleilagen direct na aanleg van de ontsluitingsweg, op basis van de zettingsberekening. Dit betekent dat er geen wachttijd (consolidatietijd) is vereist voor vrijgave van de ontsluitingsweg.

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 5.43. Direct na aanleg van de ontsluitingsweg langs de buitenteen wordt voldaan aan de eis voor stabiliteit.

Tabel 5.43 Resultaten verificatie stabiliteit tijdelijke ontsluitingsweg langs buitenteen

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +3,55 m; • aanlegtaluds = 1:2; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • geen consolidatietijd benodigd.	1,18 (voldoet)	

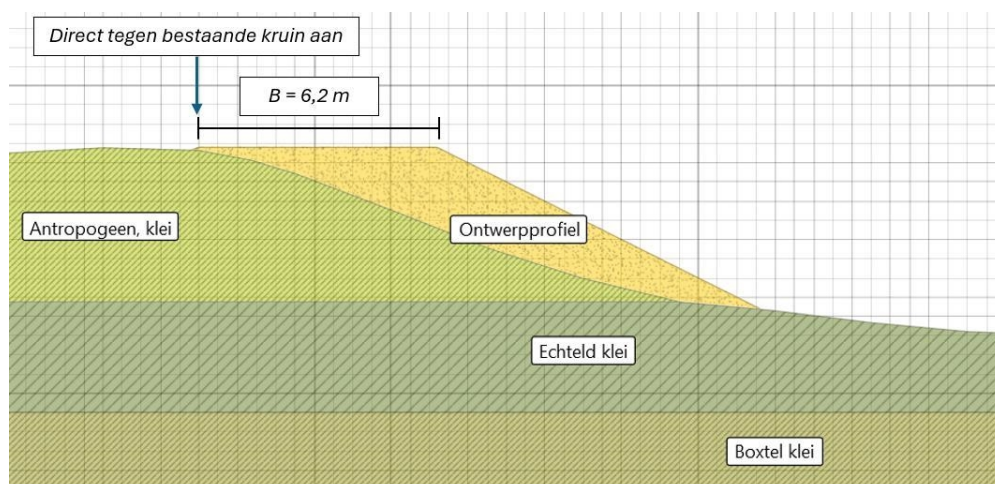
5.5.2 Dijkopgang buitenwaarts

De berekende zetting ter plaatse van de dijkopgang aan de buitenwaartse zijde van de dijk bedraagt maximaal 35 cm, daar waar de dijkopgang op gelijke hoogte ligt met de bestaande kruin. Deze verwachte zetting dient te worden verdisconteerd in het aanlegprofiel van de dijkopgang.

In de stabiliteitsberekeningen is gerekend met het consolidatiepercentages in de cohesieve lagen welke volgen uit de zettingsberekening op een bepaald aantal dagen na aanleg van de ophoging.

Voor het waarborgen van de stabiliteit van de buitenwaartse dijkopgang dient de omvang van het grondlichaam te worden beperkt. Om deze reden is het uitgangspunt dat de dijkopgang direct tegen het buitentalud van de dijk aan wordt gelegd (zie Figuur 5-26).

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 5.44. Bij een 1:2 talud is een consolidatietijd van ordegrootte 1 week vereist. In de praktijk betekent dit dat de benodigde consolidatie reeds optreedt gedurende de aanleg van de dijkopgang. Bij een flauwer talud (1:3) komt de ophoging meer buiten het bestaande dijklichaam te liggen, waardoor er een langere consolidatieperiode (2 weken i.p.v. 1 week) benodigd is alvorens stabiliteit voldoet.



Figuur 5-26 Dwarsprofiel buitenwaartse dijkopgang (direct tegen buitentalud bestaande dijk aan)

Tabel 5.44 Resultaten verificatie stabiliteit buitenwaartse dijkopgang

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:2; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • geen consolidatietijd (T = 1d).	0,99 (voldoet niet)	
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:2; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • consolidatietijd = 1 week (T = 8d).	1,06 (voldoet)	
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:3; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • geen consolidatietijd (T = 1d).	0,96 (voldoet niet)	
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:3; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • consolidatietijd = 2 weken (T = 15d).	1,00 (voldoet)	

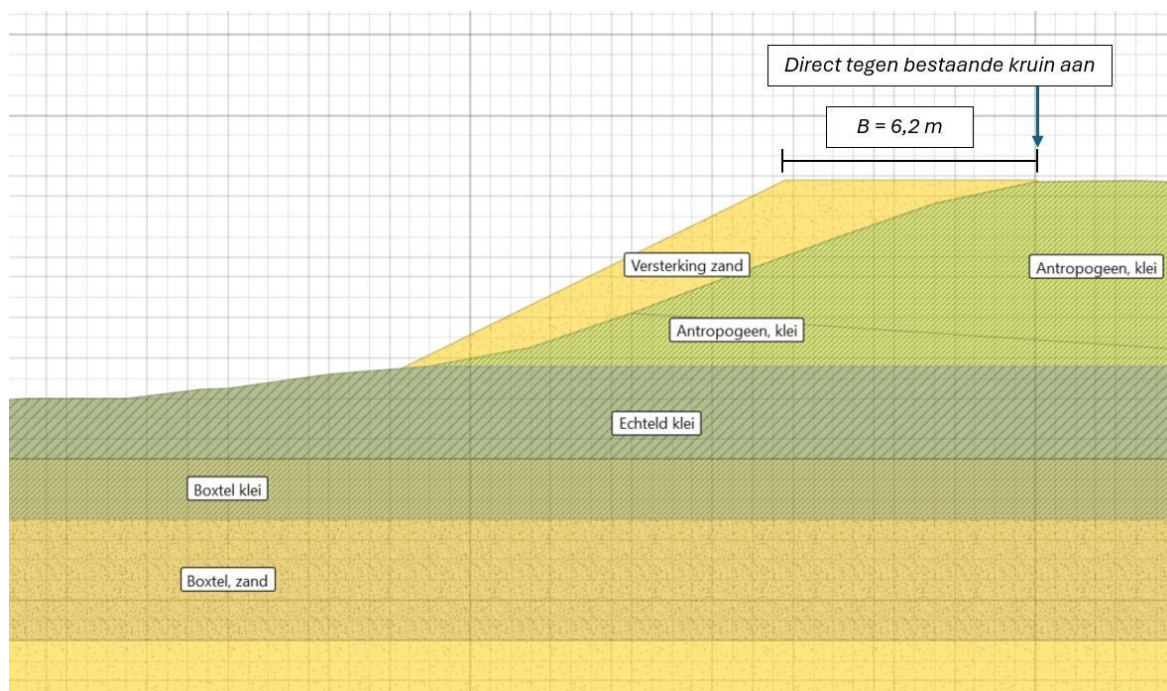
5.5.3 Dijkopgang binnenwaarts

De berekende zetting ter plaatse van de dijkopgang aan de binnenwaartse zijde van de dijk bedraagt maximaal 35 cm, daar waar de dijkopgang op gelijke hoogte ligt met de bestaande kruin. Deze verwachte zetting dient te worden verdisconteerd in het aanlegprofiel van de dijkopgang.

In de stabiliteitsberekeningen is gerekend met het consolidatiepercentages in de cohesieve lagen welke volgen uit de zettingsberekening op een bepaald aantal dagen na aanleg van de ophoging.

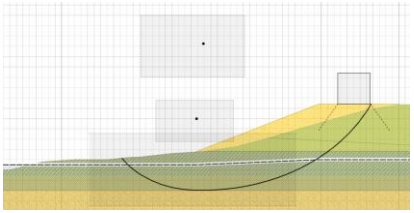
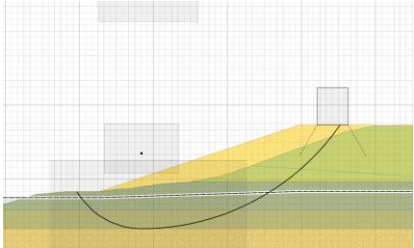
Voor het waarborgen van de stabiliteit van de binnenwaartse dijkopgang dient de omvang van het grondlichaam te worden beperkt. Om deze reden is het uitgangspunt dat de dijkopgang direct tegen het binnentalud van de dijk aan wordt gelegd (zie Figuur 5-27).

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 5.45. Zowel bij een 1:2 talud als een 1:3 talud voldoet de stabiliteit direct na aanleg van de dijkopgang. Er is geen consolidatieperiode vereist.



Figuur 5-27 Dwarsprofiel binnenwaartse dijkopgang (direct tegen binnentalud bestaande dijk aan)

Tabel 5.45 Resultaten verificatie stabiliteit binnenwaartse dijkopgang

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:2; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • geen consolidatietijd (T = 1d).	1,06 (voldoet)	
Uitgangspunten: • aanleghoogte = NAP +6,40 m; • aanlegtalud = 1:3; • belasting = 15 kPa over 2,5 m breedte; • geen consolidatietijd (T = 1d).	1,00 (voldoet)	

5.6 Waterveiligheid tijdens uitvoering

In deze paragraaf is waterveiligheid tijdens uitvoering beschouwd. De verificatie van waterveiligheid is uitgevoerd conform de aanpak voor het dijkontwerp (zie TUN Waterkeringen [Ref. 5]) in combinatie met de aanvullende uitgangspunten in het document Technische Onderbouwing Downtime Tijdens Uitvoering [Ref. 19]. Specifieke uitgangspunten zijn hieronder opgesomd:

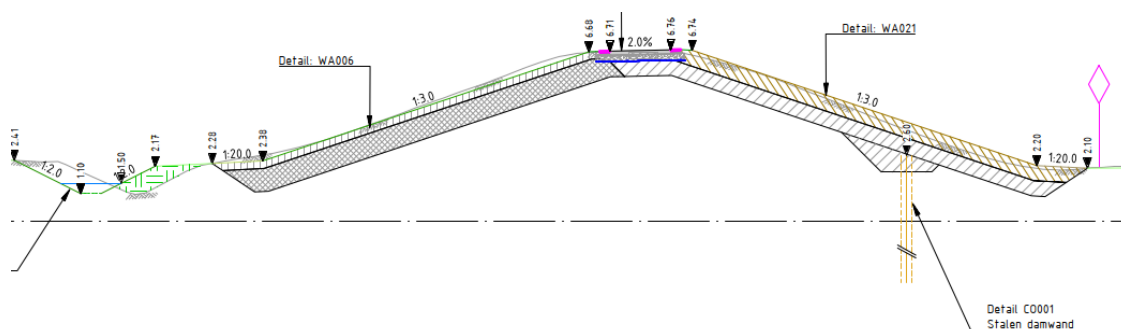
- er is een buitenwaterstand met een overschrijdingskans van 5 dagen per jaar toegepast;
- de vereiste stabiliteitsfactor voor STBI bedraagt $SF = 1,10$;
- er is gerekend met de Shansep-sterkteparameters voor de klei- en veenlagen;
- de bovenbelasting (onderhoudsvoertuig) is geschematiseerd als 5 kPa over 2,5 m breedte.

Hierbij is specifiek gekeken naar binnenwaartse macrostabiliteit (STBI) bij binnendijkse ontgravingen. Twee maatgevende situaties zijn beschouwd:

- ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km31,510 (zie §5.6.1);
- ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km33,000 (zie §5.6.2).

5.6.1 Ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km31,510

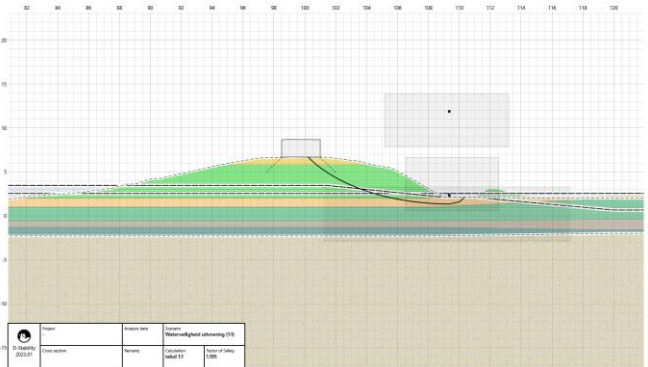
Het maatgevende dwarsprofiel voor de situatie bij km31,510 is weergegeven in Figuur 5-28.



Figuur 5-28 Dwarsprofiel ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km31,510

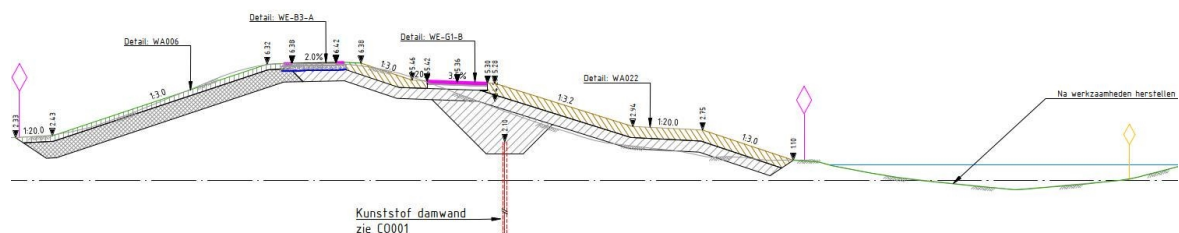
Het resultaat van de verificatie is weergegeven in Tabel 5.46. Een 1:1 ontgravingstalud is toereikend om te voldoen op STBI tijdens uitvoering.

Tabel 5.46 Resultaten verificatie STBI tijdens uitvoering km31,510

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Ontgravingstalud = 1:1	$1,20 \geq 1,10$ (voldoet)	

5.6.2 Ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km33,000

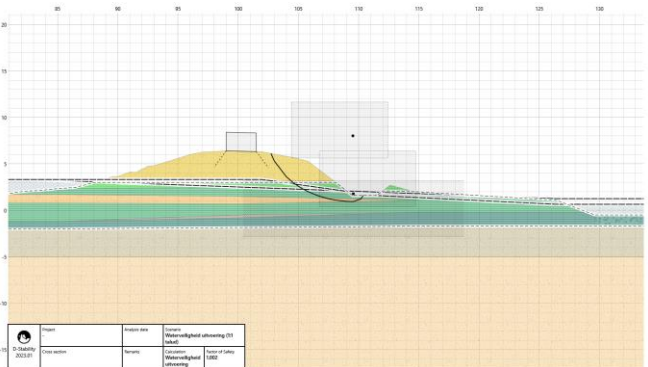
Het maatgevende dwarsprofiel voor de situatie bij km33,000 is weergegeven in Figuur 5-29.



Figuur 5-29 Dwarsprofiel ontgraving binnentalud voor damwandinstallatie bij km33,000

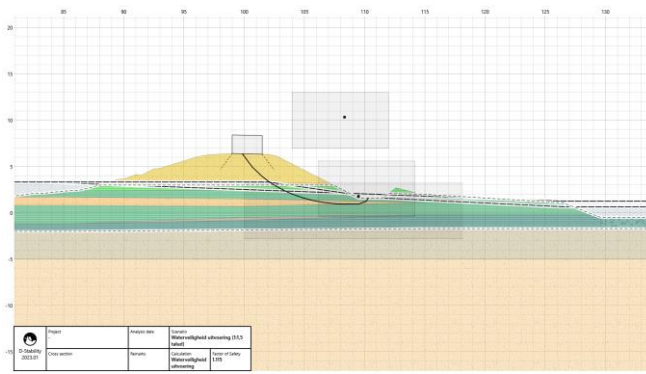
Het resultaat van de verificatie is weergegeven in Tabel 5.47. Bij een 1:1 ontgravingstalud voldoet STBI tijdens uitvoering niet. Een ontgravingstalud van 1:1,5 (of flauwer) is vereist om te voldoen aan STBI tijdens uitvoering.

Tabel 5.47 Resultaten verificatie STBI tijdens uitvoering km33,000

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Ontgravingstalud = 1:1	$1,00 < 1,10$ (voldoet niet)	

Ontgravingstalud = 1:1,5

$1,12 \geq 1,10$
(voldoet)



BIJLAGE I - LOGBOEKEN DIJKONTWERP DIJKVERLEGGING PADDENPOL UOT 06



LOGBOEK ONTWERPBEREKENINGEN DIJKVERLEGGING PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-Z
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	2.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
1.1	Concept UO (OL3)
1.2	Interne review UO (OL3)
2.0	Definitief UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 4). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensneden (blauwe lijnen) is weergegeven in Afbeelding 1. Voorliggend logboek betreft het geotechnisch ontwerp voor **sectie 9a-Z**.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464 ¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

Afbeelding 1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensneden (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

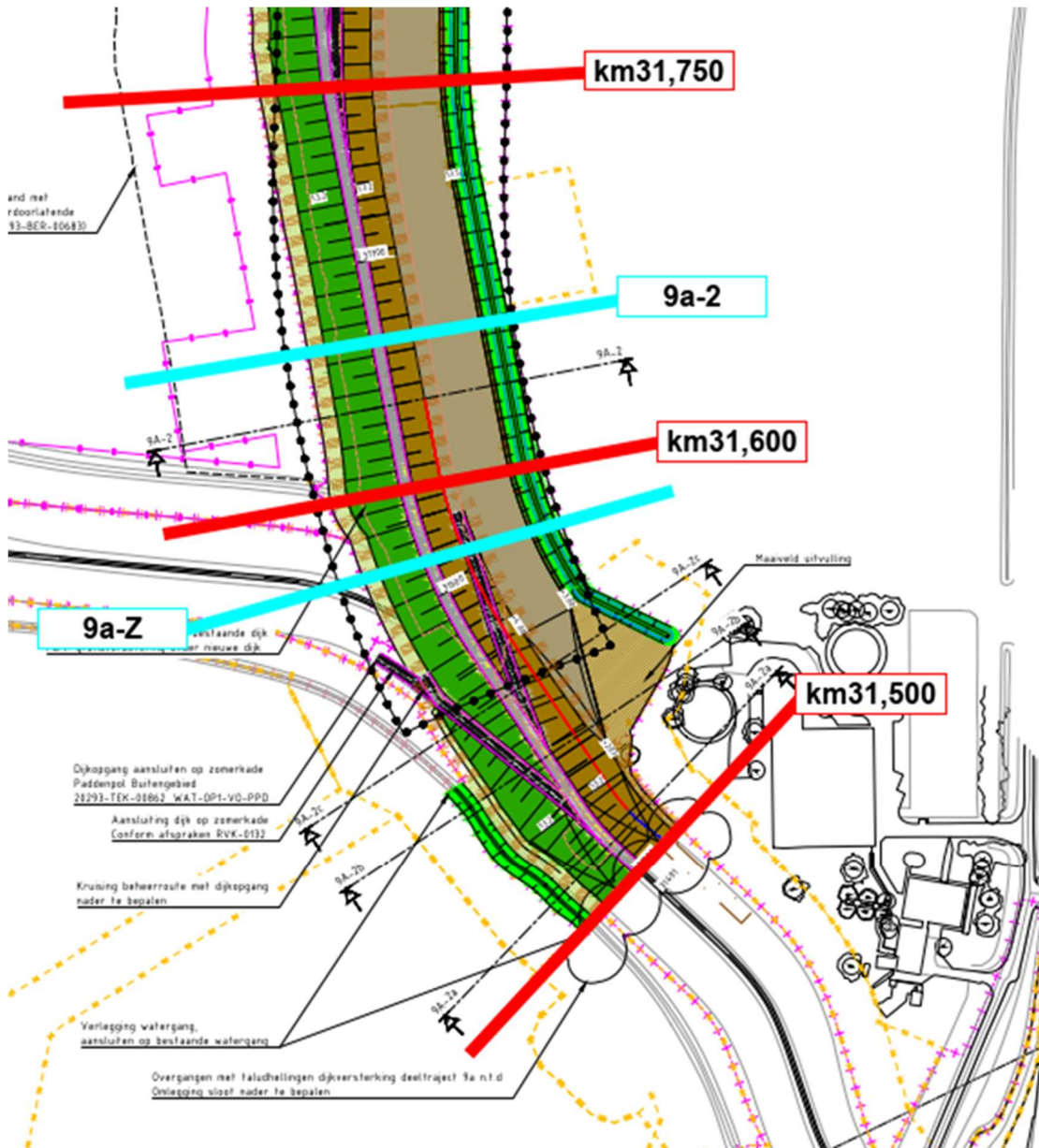


2. Ontwerputgangspunten

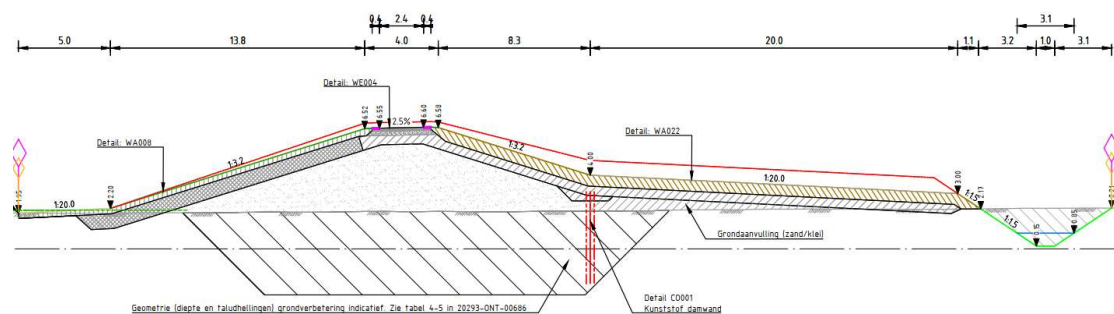
2.1. Definitief ontwerp (DO)

Het DO uit OL2 vormt de basis voor de geotechnische verificaties in het UO (OL3). Zie Afbeelding 2 (bovenaanzicht) en Afbeelding 3 (dwarsprofiel) voor het ontwerpresultaat van OL2.

Afbeelding 2 Bovenaanzicht sectie 9a-Z DO (OL2)



Afbeelding 3 Dwarsprofiel sectie 9a-2 DO (OL2)



2.2. Bouwfasering

Voor de verificatie van zettingen, macrostabiliteit en uitvoeringsstabiliteit zijn de uitgangspunten in Tabel 5 gehanteerd voor de bouwfasering.

Tabel 5 Uitgangspunten bouwfasering

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm. In de berekeningen is het uitgangspunt dat de binnenberm pas wordt aangebracht na het aanbrengen van de zandkern.

2.3. Grondverbetering

De uitgangspunten voor het ontwerp van de grondverbetering zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Uitgangspunten ontwerp grondverbetering

	Uitgangspunt
Ontgravingsniveau	NAP 0,0 m
Positie dijk-as	x = 0,00 m
Positie onderkant grondverbetering buitenzijde	x = -11,25 m (11,25 m uit dijk-as)
Positie onderkant grondverbetering binnenzijde	x = +9,00 m (9,00 m uit dijk-as)
Ontgravingstalud buitenzijde	1:2
Ontgravingstalud binnenzijde	1:2

2.4 Geometrie

Middels zettingsberekeningen is de benodigde zettingscompensatie bepaald. Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

3. Zettingen

3.1. Input verificatie zettingen

In de zettingsberekeningen zijn de samendrukbaarheidsparementers (NEN-Bjerrum model) uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. De uitgangspunten voor de verificatie van de zettingen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,0
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Er is één zettingsberekening opgesteld voor de verificatie van de zettingen (Tabel 8).

Tabel 8 Zettingsberekeningen voor verificatie zettingen

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-Z_verificatie_zettingen.sli	25-04-2024	zuidelijke aansluiting

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte:** betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie DO);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar):** betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie:** betreft de hoeveelheid extra hoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte:** betreft de berekening van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment:** dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), **T = 365 dagen na aanleg van de dijk**, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

3.2. Output verificatie zettingen

Voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel van de dijk is in Afbeelding 4 een overzicht gegeven van:

- input ontwerp:
 - benodigde zettingscompensatie;
 - theoretische aanleghoogte;
 - oplevermoment dijk;
- output zettingsberekeningen:
 - hoogtes en taludhellingen bij oplevering;
 - hoogtes en taludhellingen bij eindsituatie 2075;
 - restzetting;
- verificatie zettingen.

Het oplevermoment is vastgesteld op **T = 365 dagen** na aanleg van de dijk op basis van de macrostabiliteit, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

Op basis van Afbeelding 4 is aangetoond dat met de gekozen ontwerpuitgangspunten wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op kruin);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en binnenberm).

Opmerking(en):

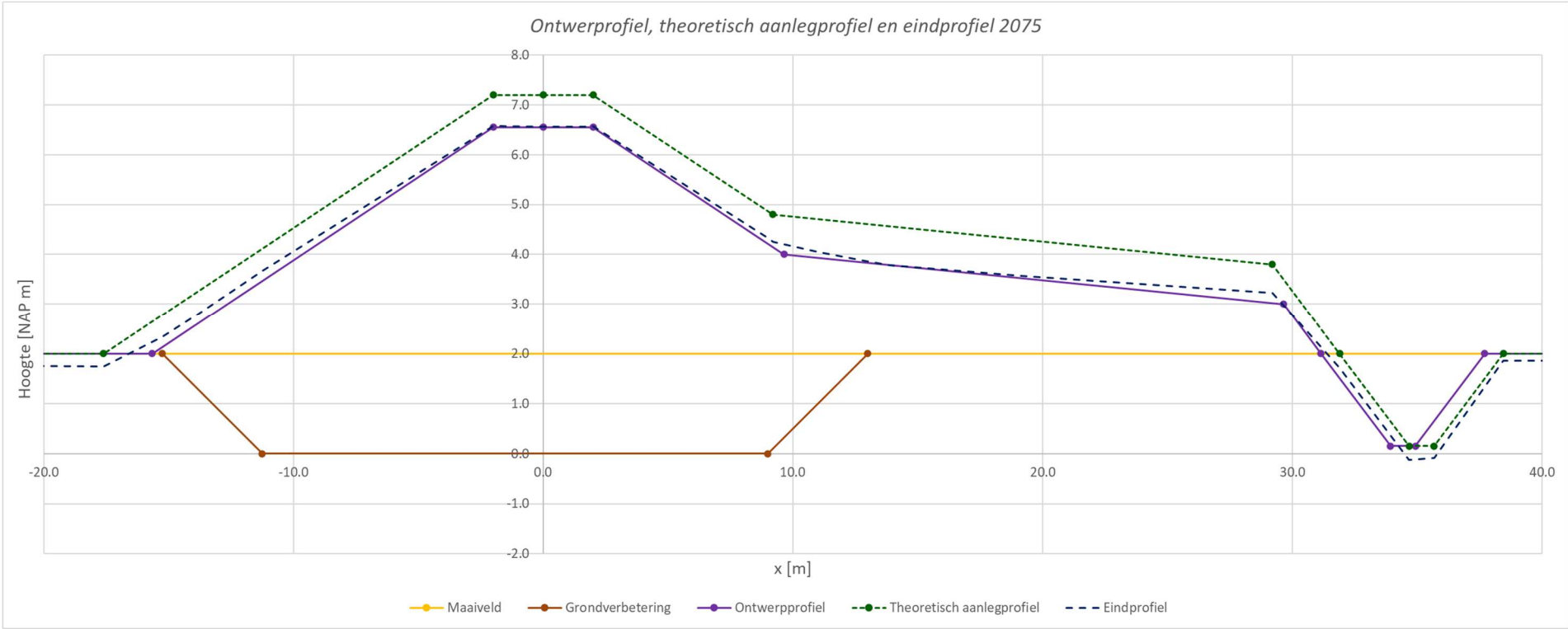
- De helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie is niet berekend. Uit de zettingsberekening volgt dat ter plaatse van de kruin geen significante zettingsverschillen optreden. Op basis hiervan wordt gesteld dat de helling waarop de kruin wordt aangelegd, overeenkomt met de helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie.
-

In Afbeelding 5 zijn het ontwerpprofiel, het theoretisch aanlegprofiel en het eindprofiel 2075 schematisch weergegeven.

Afbeelding 4 Input ontwerp, output zettingsberekening en verificatie zettingen voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel

	Positie in dwarsprofiel	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Situatie bij aanleg	Sectie [-]	1	6	7	8	9	10	11	12
	Verticaal [-]	2	6	8	10	12	13	16	17
	X-positie [m]	-17.600	-2.000	0.000	2.000	9.200	11.000	19.200	29.200
	Ontwerphoogte [NAP m]	2.000	6.550	6.550	6.550	4.000	3.910	3.500	3.000
	Ontwerptalud [-]	-	1:3	-	1:3	-	-	1:20	-
	Zettingscompensatie [m]	0.000	0.650	0.650	0.650	0.800	0.800	0.800	0.800
	Theoretische aanleghoogte [NAP m]	2.000	7.200	7.200	7.200	4.800	4.710	4.300	3.800
Situatie 2075 (eindsituatie)	Zetting na 50 jaar [m]	0.26	0.63	0.64	0.63	0.55	0.66	0.74	0.58
	Hoogte na 50 jaar [NAP m]	1.740	6.570	6.560	6.570	4.250	4.050	3.560	3.220
	Talud na 50 jaar [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:22.1	-
Situatie bij oplevering	Oplevermoment [maanden]	12	12	12	12	12	12	12	12
	Zetting bij oplevering [m]	0.15	0.51	0.52	0.52	0.44	0.47	0.51	0.39
	Restzetting [m]	0.11	0.12	0.12	0.11	0.11	0.19	0.23	0.19
	Hoogte bij oplevering [NAP m]	1.850	6.690	6.680	6.680	4.360	4.240	3.790	3.410
	Talud bij oplevering [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:22.1	-
Verificatie	Omschrijving	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Eis hoogte kruin 2075	Min. NAP +6,55 m	-	6.57	6.56	6.57	-	-	-	-
Eis hoogte binnenberm 2075	Min. NAP +3,50 m (midden berm)	-	-	-	-	4.25	-	3.56	3.22
Eis hoogte buitenberm 2075	Min. NAP +4,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis restzetting dijk	Max. 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0.11	0.12	0.12	0.11	0.11	0.19	0.23	0.19
Eis restzetting fietspad	Max. 0,16 m in 7 jaar na oplevering	-	-	0.12	-	-	-	-	-
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:3	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	-	-
Eis beheer bermtaludhelling	Max. talud bij oplevering 1:20	-	-	-	-	-	-	1:22.1	-

Afbeelding 5 Ontwerpprofiel, theoretisch aanlegprofiel en eindprofiel 2075 (laag maaiveld)

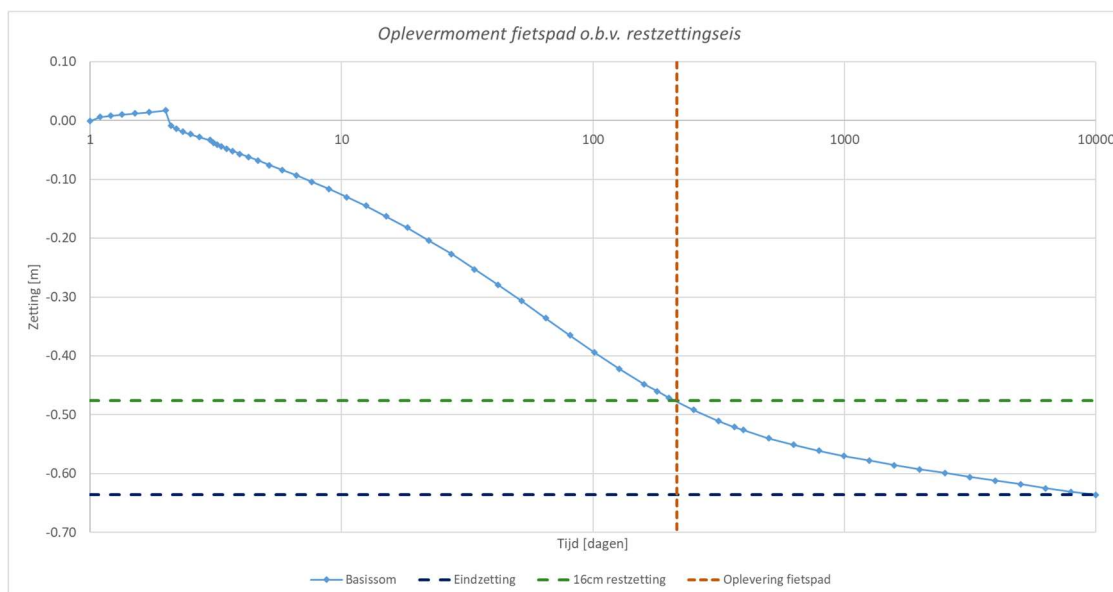


3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad

Aanvullend zijn er een aantal zettingsberekeningen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen.

De zettingsberekening resulteert in een totaalzetting van circa 0,64 m. Op basis van de restzettingseis van het fietspad (max. 16 cm restzetting binnen 7 jaar na oplevering) kan het fietspad na circa 100 dagen na de bouw van de dijk worden opgeleverd (zie Afbeelding 6 en Tabel 9).

Afbeelding 6 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis



Tabel 9 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq$ 0,16 m)
zuidelijke aansluiting	0,64	0,48	215

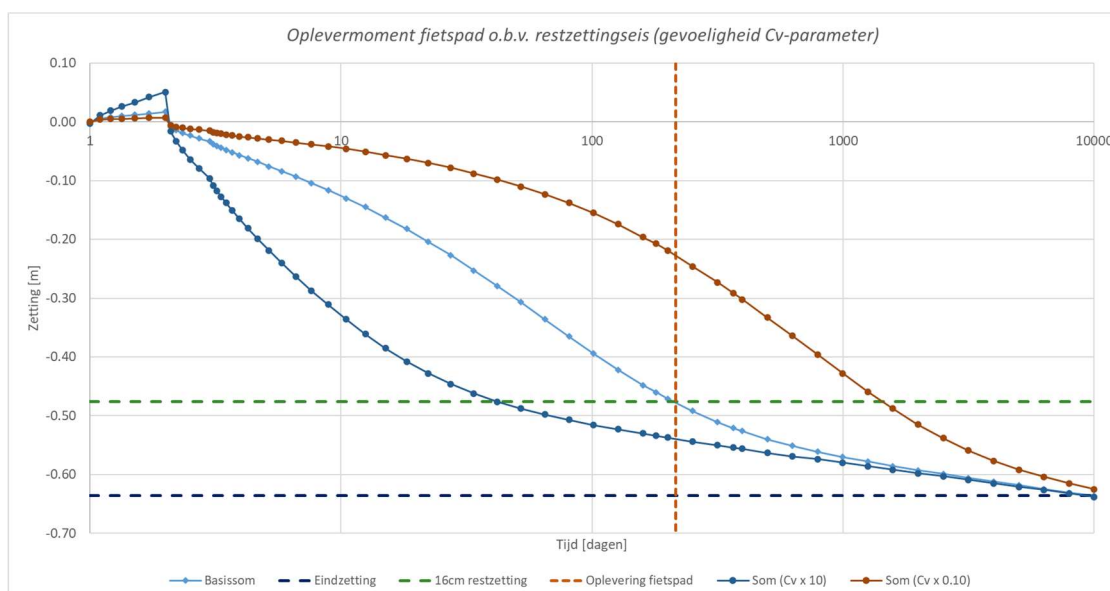
3.3.1. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. doorlatendheid cohesieve lagen

De drie berekeningen in Tabel 10 zijn beschouwd voor het bepalen van de invloed van de verticale consolidatieparameter (doorlatendheid) van de cohesieve lagen op het oplevermoment van het fietspad. Het effect van de verticale consolidatieparameter C_v op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 7 en in Tabel 11.

Tabel 10 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse Cv-parameter

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-Z_verificatie_zettingen.sli	25-04-2024	standaard waarden voor Cv-parameter: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-Z_verificatie_zettingen_Cv10.sli	25-04-2024	Cv-parameter vermenigvuldigd met factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-Z_verificatie_zettingen_Cv01.sli	25-04-2024	Cv-parameter gedeeld door factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

Afbeelding 7 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid Cv-parameter)



Tabel 11 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid Cv-parameter)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq 0,16 \text{ m}$)
basisberekening (standaard waarden Cv)	0,64	0,48	215
hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$)	0,64	0,48	42
lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$)	0,63	0,47	1579

3.3.2. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. ophoogtempo

Er zijn drie aanvullende zettingsberekeningen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op het oplevermoment van het fietspad te bepalen (zie Tabel 12). De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen;
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen;
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen.

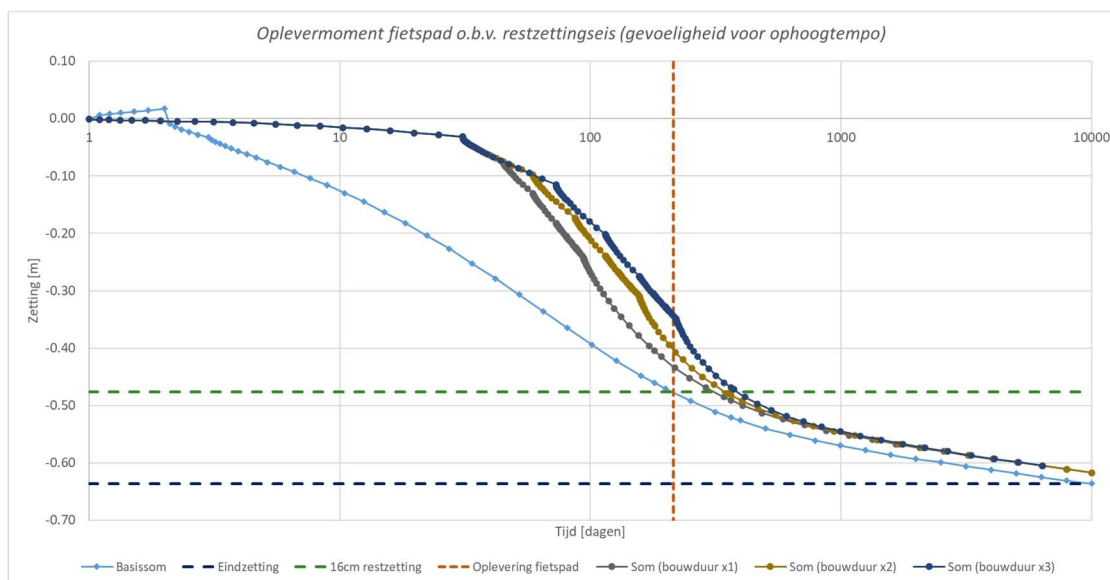
Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

Tabel 12 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse ophoogtempo (inclusief uitgangspunten ophoogtempo)

Bouwstap	Hoog ophoogtempo	Gemiddeld ophoogtempo	Laag ophoogtempo
Berekening	<i>9a-Z_verificatie_zettingen_bouwduur_x1.sli</i> (25-04-2024)	<i>9a-Z_verificatie_zettingen_bouwduur_x2.sli</i> (25-04-2024)	<i>9a-Z_verificatie_zettingen_bouwduur_x3.sli</i> (25-04-2024)
1. ontgraven grondverbetering	T = 0 d	T = 0 d	T = 0 d
2. aanvullen grondverbetering	T = 1 d	T = 1 d	T = 1 d
3. zandkern slag 1 (1 ^e m)	T = 31 d	T = 31 d	T = 31 d
4. zandkern slag 2 (2 ^e m)	T = 45 d	T = 59 d	T = 73 d
5. zandkern slag 3 (3 ^e m)	T = 59 d	T = 87 d	T = 115 d
6. zandkern slag 3 (restant)	T = 73 d	T = 115 d	T = 157 d
7. kleiberm slag 1 (1 ^e m)	T = 80 d	T = 129 d	T = 178 d
8. kleiberm slag 2 (2 ^e m)	T = 87 d	T = 143 d	T = 199 d
9. kleibekleding	T = 94 d	T = 157 d	T = 220 d

Het effect van het ophoogtempo op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 8 en in Tabel 13.

Afbeelding 8 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid ophoogtempo)



Tabel 13 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid ophoogtempo)

Scenario	Totaal-zetting [m]	Totaal-zetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)	Oplevermoment fietspad t.o.v. laatste ophoogslag [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
basisberekening (bouw dijk in één slag)	0,64	0,48	215	215
hoog ophoogtempo	0,62	0,46	290	196
gemiddeld ophoogtempo	0,62	0,46	352	195
laag ophoogtempo	0,62	0,46	414	194

3.4. Zettingen dijk-as in langsrichting

Aanvullend is er een zettingsberekening opgesteld voor de aansluiting van de nieuwe dijk op de bestaande dijk. Het betreft een zettingsberekening over de as (kruin) van de nieuwe dijk. De uitgangspunten voor de zettingsberekening zijn weergegeven in Tabel 14.

Tabel 14 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	kruin huidige dijk	[-]	HB53-31.50C; DKMP53-31.52C
	binnenteen huidige dijk	[-]	HB53-31.60D; S53-31.59D
	binnenwaarts maaiveld	[-]	S53-31.62E
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

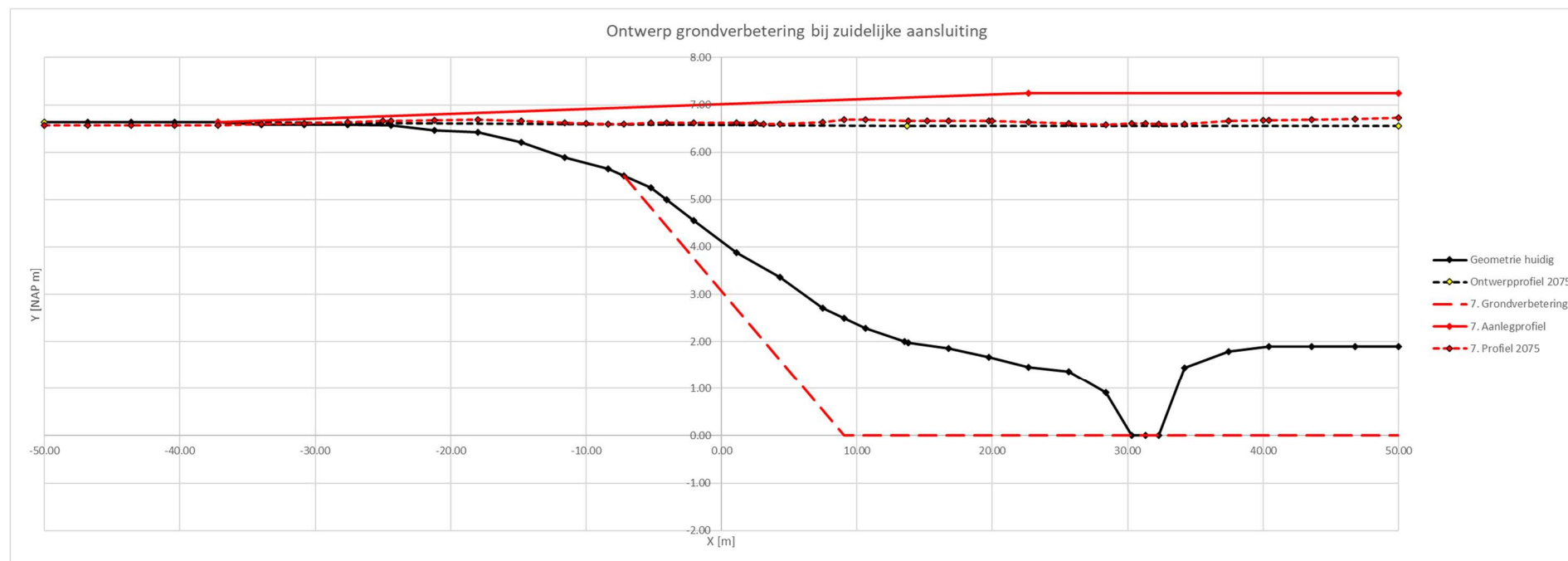
Hierbij zijn verschillende opties overwogen wat betreft het ontwerp van de grondverbetering bij de aansluiting, zie Tabel 15.

Tabel 15 Beschouwde opties voor het ontwerp van de grondverbetering ter plaatse van de zuidelijke aansluiting

Optie	Berekening	Omschrijving grondverbetering (ref. = referentiehoogte)
1	9a-Z_optie1.sli	geen grondverbetering
2	9a-Z_optie2.sli	vanaf huidige binnenteen (1:2 talud tot NAP 0,0 m)
3	9a-Z_optie3.sli	vanaf huidige binnenkruin (1:2 talud tot NAP 0,0 m)
4	9a-Z_optie4.sli	vanaf huidige binnenkruin (1:3 talud tot NAP 0,0 m)
5	9a-Z_optie5.sli	vanaf huidig binnentalud (ref. NAP +5,0 m) (1:3 talud tot NAP 0,0 m)
6	9a-Z_optie6.sli	vanaf huidig binnentalud (ref. NAP +5,0 m) tot NAP 0,0 m t.h.v. binnenteen (ref. NAP +2,5 m)
7	9a-Z_optie7.sli	vanaf huidig binnentalud (ref. NAP +5,5 m) tot NAP 0,0 m t.h.v. binnenteen (ref. NAP +2,5 m)

Bij optie 7 komt het eindprofiel na zetting ter plaatse van de aansluiting goed overeen met het ontwerpprofiel. Om deze reden is optie 7 geselecteerd voor het ontwerp van de grondverbetering ter plaatse van de zuidelijke aansluiting (zie Afbeelding 9).

Afbeelding 9 Ontwerp grondverbetering bij zuidelijke aansluiting (optie 7)



4. Macrostabieliteit

4.1. Input verificatie macrostabieliteit

Voor de verificatie van macrostabieliteit is geen rekening gehouden met een bouwfaserings; het uitgangspunt is dat de dijk in één slag wordt aangelegd. Na aanleg van de dijk is een consolidatietijd benodigd voordat de wateroverspanningen in de cohesieve lagen voldoende zijn afgenomen en er voldoende sterkte in de ondergrond is ontwikkeld.

Bij de verificatie van macrostabieliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 16):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$);
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$).

Tabel 16 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie). Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch. Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De overige uitgangspunten voor de verificatie van macrostabieliteit zijn weergegeven in Tabel 17.

Tabel 17 Uitgangspunten verificatie macrostabieliteit

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,0
Waterstanden	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,60
	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	H	[m]	4,75
	1/2 H (buitentalud)	[NAP m]	+3,23
	1/4 H (binnenberm)	[NAP m]	+2,05
	peil na val	[NAP m]	+2,37
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58
	grenspotentiaal sloot	[NAP m]	+2,17

Middels de zettingsberekening zijn de consolidatiepercentages van de cohesieve lagen op verschillende tijdstippen bepaald. Op basis van de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende tijdstippen (Tabel 18) is bepaald wanneer de nieuwe dijk voldoet aan de eisen voor Dijkveilig en Normveilig.

Tabel 18 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T10000.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 10.000 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T365.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 365 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T300.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 300 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T240.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 240 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T180.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 180 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T120.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 120 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T60.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 60 dagen na aanleg
9a-Z_verificatie_macrostabiliteit_T1.stix	25-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 1 dag na aanleg

4.2. Output verificatie macrostabiliteit

In Tabel 19 is een overzicht gegeven van de resultaten van de verificatie van macrostabiliteit op de verschillende tijdstippen. Op basis hiervan wordt gesteld:

- **Dijkveilig** na een consolidatieperiode van 60 dagen na aanleg van de dijk;
- **Normveilig** na een consolidatieperiode van 365 dagen na aanleg van de dijk.

Tabel 19 Overzicht resultaten verificatie macrostabiliteit

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,61	1,30	1,40	
365	1,28 ($\geq 1,27$)	1,10 ($\geq 1,00$)	1,29 ($\geq 1,19$)	Normveilig
300	1,24	-	1,27	
240	1,22	-	1,25	
180	1,18	-	1,21	
120	1,14	-	1,17	
60	1,09	-	1,13	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
1	0,98	-	-	

In de volgende paragrafen zijn de consolidatiepercentages en berekeningsresultaten per tijdstip weergegeven.

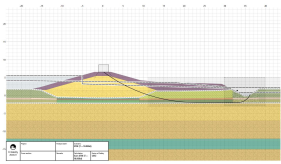
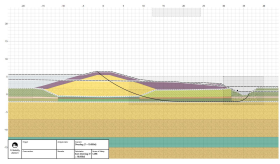
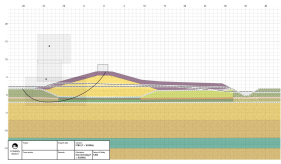
4.2.1. T = 10.000 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 20. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 21.

Tabel 20 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 10.000 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	100	100	100
Nieuwkoop veen	100	100	100
Boxtel klei	100	100	100

Tabel 21 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 10.000 dagen na aanleg

T = 10.000 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,61	1,30	1,40
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig - voldoet aan SF _{eis} , dijkveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig

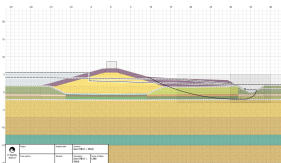
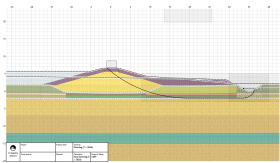
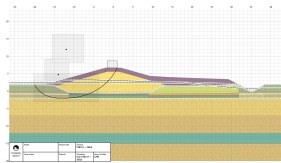
4.2.2. T = 365 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 22. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 22 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 365 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	81	84	74
Nieuwkoop veen	63	61	51
Boxtel klei	75	63	69

Tabel 23 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 365 dagen na aanleg

T = 365 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,28	1,10	1,29
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig - voldoet aan SF _{eis} , dijkveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig

4.2.3. $T = 300$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 24. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 25.

Tabel 24 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 300$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	77	81	70
Nieuwkoop veen	55	55	43
Boxtel klei	69	58	64

Tabel 25 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 300$ dagen na aanleg

$T = 300$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{\text{berekend}} [-]$	1,24	niet beschouwd	1,27
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$ - voldoet aan $SF_{\text{eis, dijkveilig}}$		

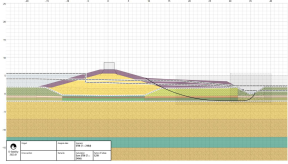
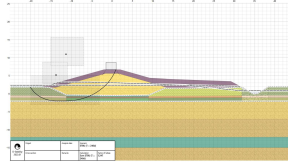
4.2.4. $T = 240$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 26. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 27.

Tabel 26 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 240$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	72	77	66
Nieuwkoop veen	47	48	36
Boxtel klei	63	52	59

Tabel 27 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 240 dagen na aanleg

T = 240 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,22	niet beschouwd	1,25
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig		- voldoet aan SF_{eis}, normveilig

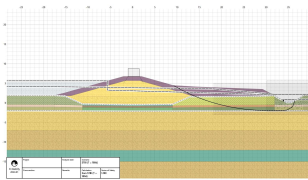
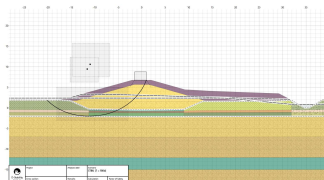
4.2.5. T = 180 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 28. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 29.

Tabel 28 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 180 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	67	72	60
Nieuwkoop veen	38	39	28
Boxtel klei	57	45	54

Tabel 29 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 180 dagen na aanleg

T = 180 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,18	niet beschouwd	1,21
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig		- voldoet aan SF_{eis}, normveilig

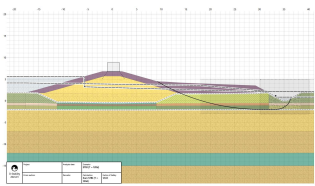
4.2.6. T = 120 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 30. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 31.

Tabel 30 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 120 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	59	64	53
Nieuwkoop veen	26	28	19
Boxtel klei	48	37	47

Tabel 31 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 120 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,14	niet beschouwd	1,17
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}		

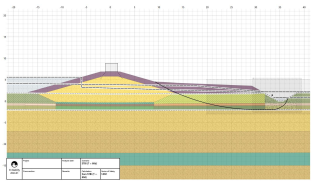
4.2.7. T = 60 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 32. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 33.

Tabel 32 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 60 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	49	51	43
Nieuwkoop veen	13	14	9
Boxtel klei	39	28	39

Tabel 33 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 60 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,09	niet beschouwd	1,13
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}		

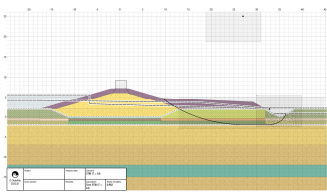
4.2.8. $T = 1$ dag na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 34. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 35.

Tabel 34 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 1$ dag na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	9	28	6
Nieuwkoop veen	0	1	0
Boxtel klei	11	4	11

Tabel 35 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 1$ dag na aanleg

$T = 1$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	0,98	niet beschouwd	niet beschouwd
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$ - voldoet niet aan $SF_{eis, \text{dijkveilig}}$		

5. Uitvoeringsstablieiteit

Een aantal maatgevende situaties met betrekking tot uitvoeringsstablieiteit zijn getoetst:

- materieel naast ontgraving grondverbetering;
- ophoging zandkern;
- ophoging kleiberm;
- ophoging kleibekleding;
- materieel voor installatie kunststof damwand;
- materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk.

5.1. Input verificatie uitvoeringsstablieiteit

In de stablieiteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stablieiteitsfactor voor uitvoeringsstablieiteit bedraagt $SF = 1,00$.

De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstablieiteit zijn per berekening weergegeven in het vervolg van dit logboek.

Tabel 36 geeft een overzicht van de verschillende berekeningen voor de verificatie van uitvoeringsstablieiteit.

Tabel 36 Stablieiteitsberekeningen voor verificatie uitvoeringsstablieiteit

Berekening	Datum	Omschrijving
materieel naast ontgraving grondverbetering	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_ontgraving_BGT.stix
ophoging zandkern	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_zandkern.stix
ophoging kleiberm	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_kleiberm.stix
ophoging kleibekleding	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_bekleding.stix
materieel op zandkern voor damwandinstallatie	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_damwand.stix
materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk	07-06-2024	9a-Z_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_ontgraving_bestaaude_dijk.stix

5.2. Output verificatie uitvoeringsstablieiteit

5.2.1. Uitvoeringsstablieiteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstablieiteit voor de situatie waarbij een hydraulische graaf-machine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in

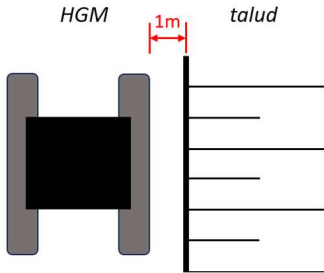
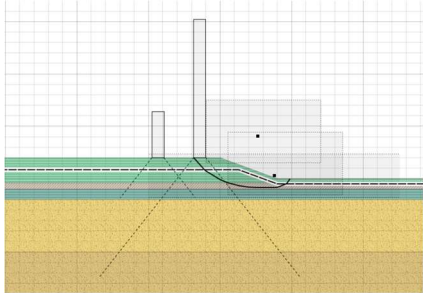
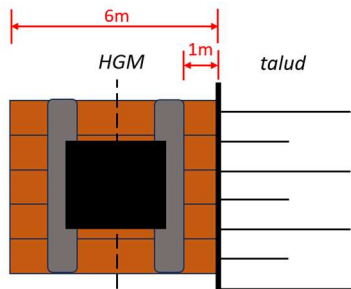
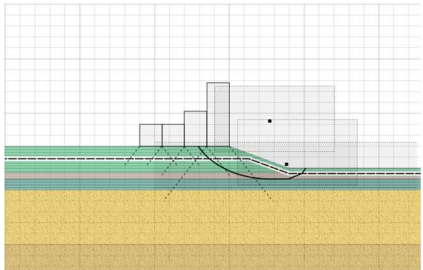
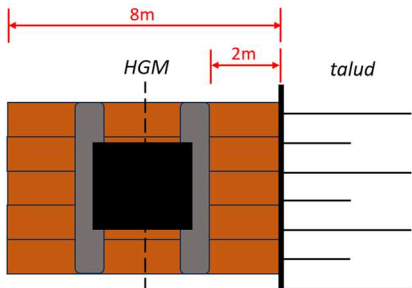
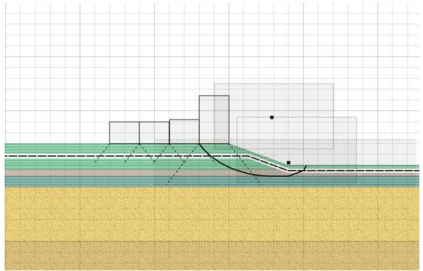
Tabel 37. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 37 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine, 3 situaties: (1) HGM zonder schotten (2) HGM op schotten (schotlengte 6 m) (3) HGM op schotten (schotlengte 8 m)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 38.

Tabel 38 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Optie 1: - HGM zonder schotten; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,07 (voldoet)	
Optie 2: - HGM op schotten (schotlengte 6 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,16 (voldoet)	
Optie 3: - HGM op schotten (schotlengte 8 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 2 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,21 (voldoet)	

5.2.2. Uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 39.

Tabel 39 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

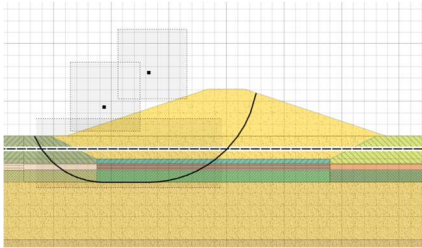
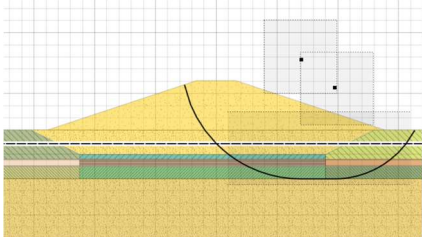
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,10
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 40. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 41. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 40 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenberm [%]
Echteld klei	12	28	10
Nieuwkoop veen	0	1	0
Boxtel klei	11	4	10

Tabel 41 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,10 m; - talud = 1:3.	1,15 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,10 m; - talud = 1:3.	1,14 (voldoet)	

5.2.3. Uitvoeringsstabiliteit kleiberm

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleiberm naast de binnendijkse sloot wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 42.

Tabel 42 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

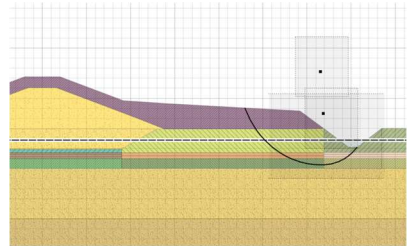
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+4,80 (insteek binnenberm) +3,80 (insteek sloot)
	talud sloot	[-]	1:1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleiberm in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de kleiberm zijn weergegeven in Tabel 43. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 44. Bij het aanleggen van de kleiberm in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 43 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleiberm

Laag	Consolidatiepercentage [%]
Echteld klei	6
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	11

Tabel 44 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit kleiberm: - ophoging kleiberm in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +4,80 m à NAP +3,80 m; - talud sloot = 1:1,5.	1,08 (voldoet)	

5.2.4. Uitvoeringsstabiliteit kleibekleding

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 45.

Tabel 45 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

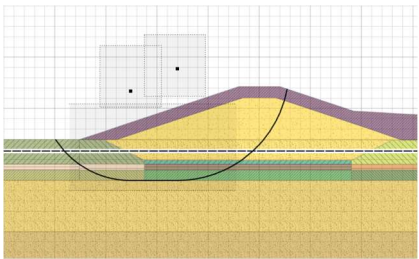
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,20
	talud kleibekleding	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 46. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 47. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 46 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]
Echteld klei	10	28
Nieuwkoop veen	0	1
Boxtel klei	9	4

Tabel 47 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,20 m; - talud = 1:3.	1,09 (voldoet)	

5.2.5. Uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kunststof damwanden worden geïnstalleerd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 48. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 48 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,10
	bovenkant zandberm (heiplateau)	[NAP m]	+3,20
	breedte zandberm	[m]	10
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
Materieel	draadkraan	[-]	Hitachi CX-700 op schotten (minimum schotlengte = 8 m)

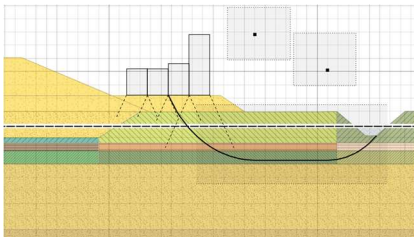
Het uitgangspunt is dat eerst zowel de zandkern als de zandberm (heiplateau) worden aangelegd, waarna vervolgens de kunststof damwandplanken met een draadkraan vanaf de zandberm worden geïnstalleerd.

Het uitgangspunt is dat de damwanden direct na aanleg van de zandkern en de zandberm worden geïnstalleerd. De consolidatiepercentages direct na aanleg zijn weergegeven in Tabel 49. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 50. Bij deze werkwijze wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 49 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern tot NAP +6,1 m en zand berm tot NAP +3,2 m

Laag	Zandkern [%]	Kleiberm [%]
Echteld klei	28	8
Nieuwkoop veen	1	0
Boxtel klei	5	11

Tabel 50 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
- ophoging zandkern + zandberm in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - hoogte heiplateau = NAP +3,2 m; - breedte heiplateau = 10 m; - draadkraan op schotten (minimum schotlengte = 8 m).	1,37 (voldoet)	

5.2.6. Uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

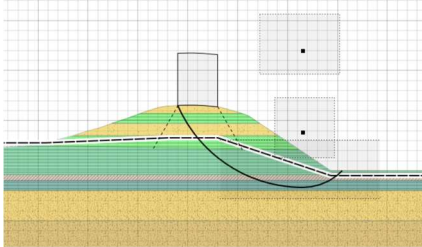
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine op de kruin van de bestaande dijk staat, naast de ontgraving voor de aansluiting. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 51. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 51 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	HB53-31.60C, HB53-31.60D & S53-31.59D
Geometrie	kruinniveau	[NAP m]	+6,55
	ontgravingstalud	[-]	1:1,5
	niveau bovenkant ontgraving (op talud)	[NAP m]	+5,50
	niveau onderkant ontgraving	[NAP m]	0,00
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 52.

Tabel 52 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
- hydraulische graafmachine op kruin bestaande dijk; - ontgravingstalud = 1:1,5; - ontgraving van NAP +5,5 m tot NAP 0,0 m.	1,01 (voldoet)	

LOGBOEK ONTWERPBEREKENINGEN DIJKVERLEGGING PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-2
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	2.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
0.1	Versie t.b.v interne review 1
1.0	Definitief DO (OL2)
1.1	Concept UO (OL3)
1.2	Interne review UO (OL3)
2.0	Definitief UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 4). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensneden (blauwe lijnen) is weergegeven in Afbeelding 1. Voorliggend logboek betreft het geotechnisch ontwerp voor **sectie 9a-2**.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464 ¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

Afbeelding 1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensneden (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

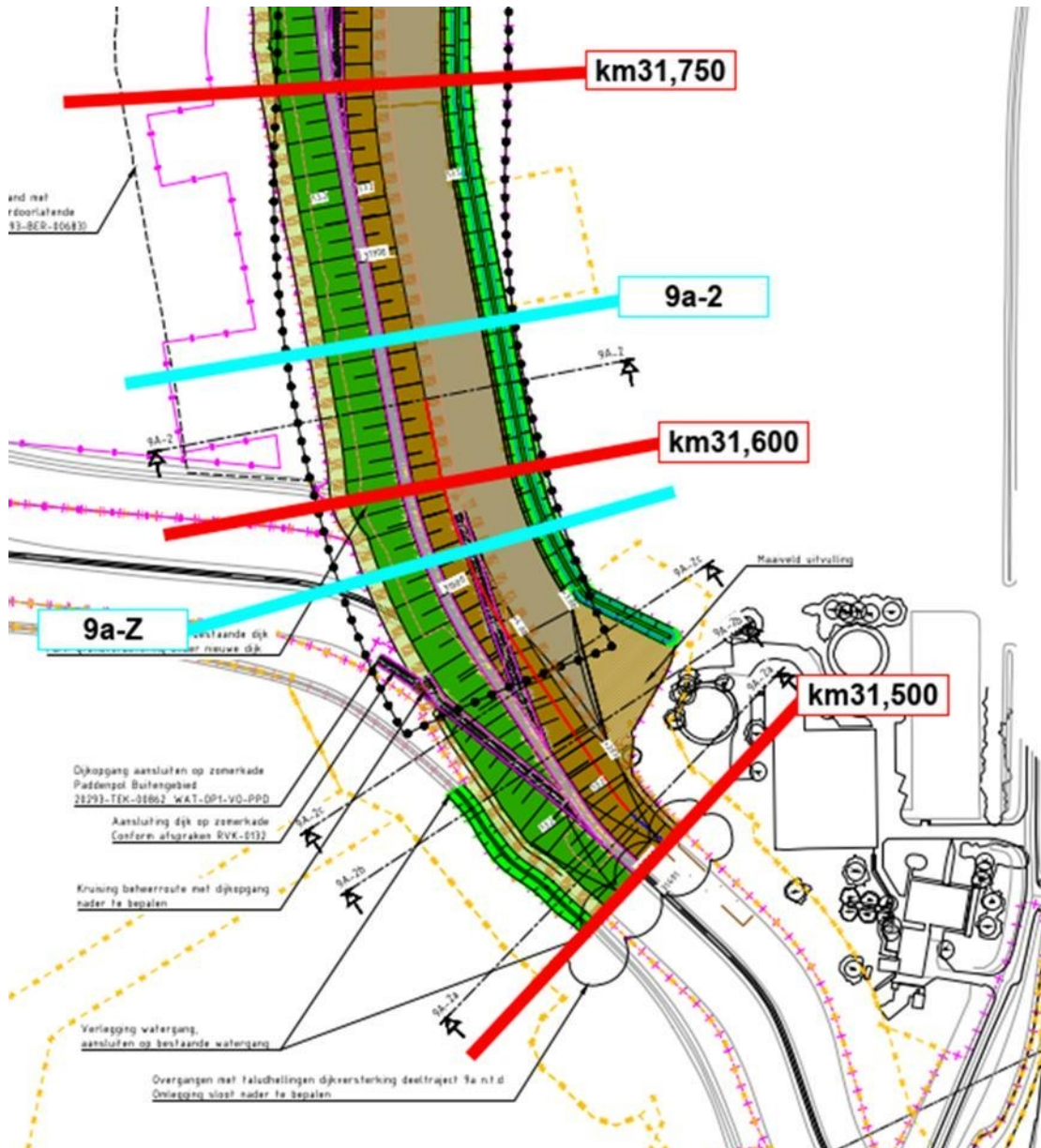


2. Ontwerputgangspunten

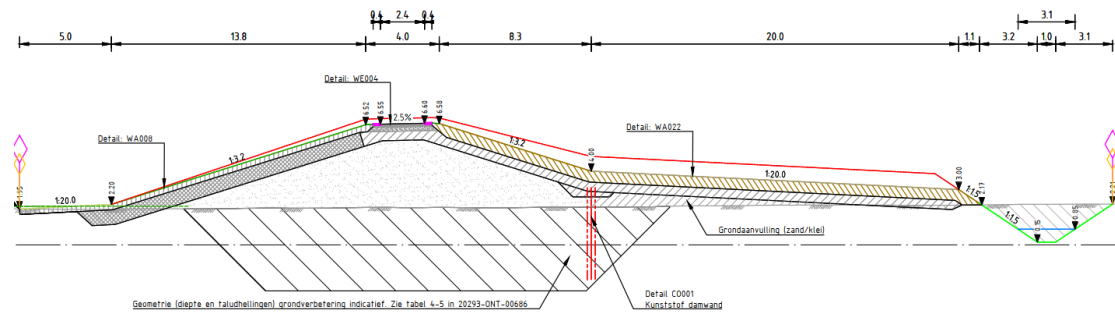
2.1. Definitief ontwerp (DO)

Het DO uit OL2 vormt de basis voor de geotechnische verificaties in het UO (OL3). Zie Afbeelding 2 (bovenaanzicht) en Afbeelding 3 (dwarsprofiel) voor het ontwerpresultaat van OL2.

Afbeelding 2 Bovenaanzicht sectie 9a-2 DO (OL2)



Afbeelding 3 Dwarsprofiel sectie 9a-2 DO (OL2)



2.2. Bouwfasering

Voor de verificatie van zettingen, macrostabiliteit en uitvoeringsstabiliteit zijn de uitgangspunten in Tabel 5 gehanteerd voor de bouwfasering.

Tabel 5 Uitgangspunten bouwfasering

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm. In de berekeningen is het uitgangspunt dat de binnenberm pas wordt aangebracht na het aanbrengen van de zandkern.

2.3. Grondverbetering

De uitgangspunten voor het ontwerp van de grondverbetering zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Uitgangspunten ontwerp grondverbetering

	Uitgangspunt
Ontgravingsniveau	NAP 0,0 m
Positie dijk-as	x = 0,00 m
Positie onderkant grondverbetering buitenzijde	x = -11,25 m (11,25 m uit dijk-as)
Positie onderkant grondverbetering binnenzijde	x = +9,00 m (9,00 m uit dijk-as)
Ontgravingstalud buitenzijde	1:2
Ontgravingstalud binnenzijde	1:2

2.4 Geometrie

Middels zettingsberekeningen is de benodigde zettingscompensatie bepaald. Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

3. Zettingen

3.1. Input verificatie zettingen

In de zettingsberekeningen zijn de samendrukbaarheidsparementers (NEN-Bjerrum model) uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. De uitgangspunten voor de verificatie van de zettingen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B2018
	kruin	[-]	S53-31.62E
	binnenteen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,7 à +2,3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Er zijn drie zettingsberekeningen opgesteld voor de verificatie van de zettingen (Tabel 8). De situatie met een relatief laaggelegen maaiveld is maatgevend voor de benodigde hoeveelheid zettingscompensatie. Deze situatie is nader beschouwd voor de verificatie van de zettingen.

Tabel 8 Zettingsberekeningen voor verificatie zettingen

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag.sli ¹	16-03-2024	laag maaiveldniveau (NAP +1,7 m)
9a-2_verificatie_zettingen_mv_gem.sli	16-03-2024	gemiddeld maaiveldniveau (NAP +2,0 m)
9a-2_verificatie_zettingen_mv_hoog.sli	16-03-2024	hoog maaiveldniveau (NAP +2,3 m)

¹ Maatgevende berekening voor verificatie zettingen

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte**: betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie DO);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar)**: betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie**: betreft de hoeveelheid extra hoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte**: betreft de berekening van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment**: dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), **T = 365 dagen na aanleg van de dijk**, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

3.2. Output verificatie zettingen

Voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel van de dijk is in Afbeelding 4 een overzicht gegeven van:

- input ontwerp:
 - benodigde zettingscompensatie;
 - theoretische aanleghoogte;
 - oplevermoment dijk;
- output zettingsberekeningen:
 - hoogtes en taludhellingen bij oplevering;
 - hoogtes en taludhellingen bij eindsituatie 2075;
 - restzetting;
- verificatie zettingen.

Het oplevermoment is vastgesteld op **T = 365 dagen** na aanleg van de dijk op basis van de macrostabiliteit, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

Op basis van Afbeelding 4 is aangetoond dat met de gekozen ontwerpuitgangspunten wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op kruin);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en binnenberm).

Opmerking(en):

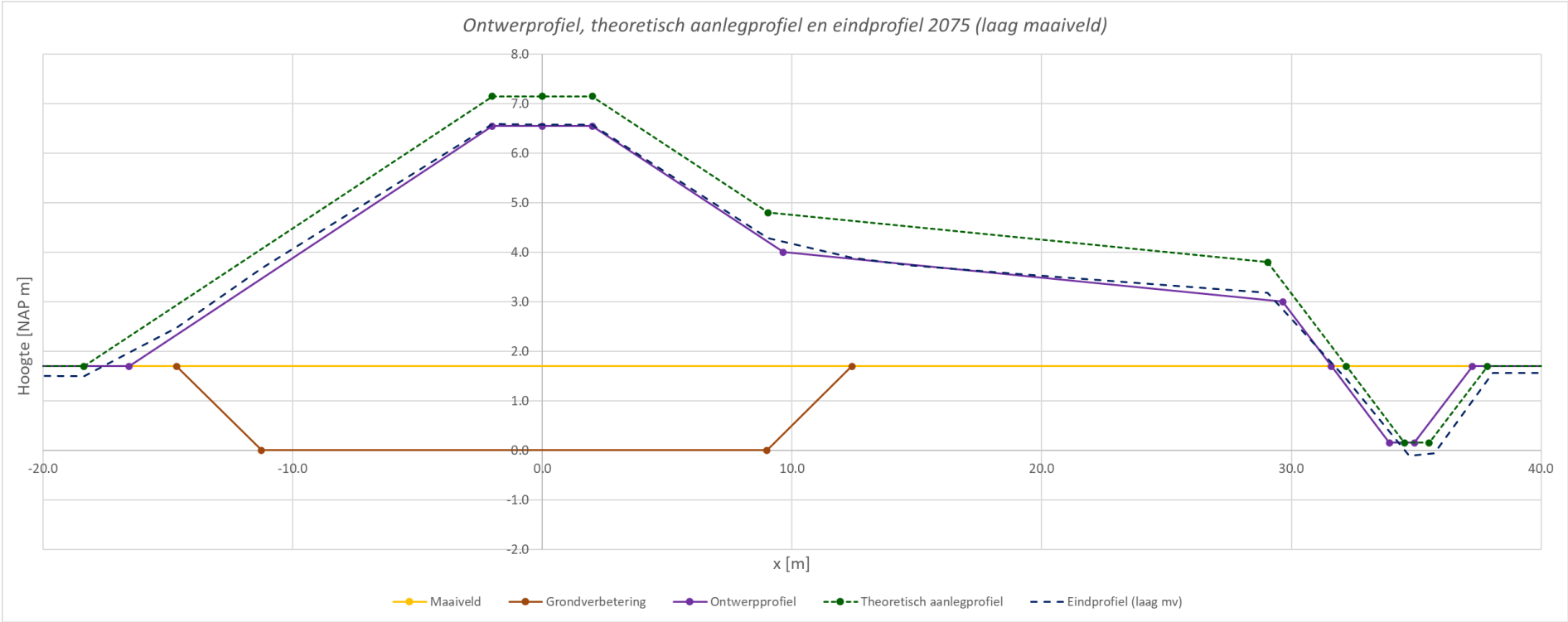
- De helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie is niet berekend. Uit de zettingsberekening volgt dat ter plaatse van de kruin geen significante zettingsverschillen optreden. Op basis hiervan wordt gesteld dat de helling waarop de kruin wordt aangelegd, overeenkomt met de helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie.
-

In Afbeelding 5 zijn het ontwerpprofiel, het theoretisch aanlegprofiel en het eindprofiel 2075 schematisch weergegeven voor de situatie met een relatief laag maaiveld (NAP +1,7 m).

Afbeelding 4 Input ontwerp, output zettingsberekening en verificatie zettingen voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel

	Positie in dwarsprofiel	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Situatie bij aanleg	Sectie [-]	1	6	7	8	9	10	11	12
	Verticaal [-]	2	5	7	9	11	12	14	15
	X-positie [m]	-18.350	-2.000	0.000	2.000	9.050	12.400	19.050	29.050
	Ontwerphoogte [NAP m]	1.700	6.550	6.550	6.550	4.000	3.833	3.500	3.000
	Ontwerptalud [-]	-	1:3	-	1:3	-	-	1:20	-
	Zettingscompensatie [m]	0.000	0.600	0.600	0.600	0.800	0.800	0.800	0.800
	Theoretische aanleghoogte [NAP m]	1.700	7.150	7.150	7.150	4.800	4.633	4.300	3.800
Situatie 2075 (eindsituatie)	Zetting na 50 jaar [m]	0.21	0.56	0.57	0.57	0.52	0.74	0.74	0.62
	Hoogte na 50 jaar [NAP m]	1.494	6.595	6.581	6.578	4.279	3.897	3.557	3.183
	Talud na 50 jaar [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:23.6	-
Situatie bij oplevering	Oplevermoment [maanden]	12	12	12	12	12	12	12	12
	Zetting bij oplevering [m]	0.13	0.47	0.49	0.49	0.43	0.55	0.55	0.44
	Restzetting [m]	0.08	0.09	0.08	0.08	0.09	0.19	0.19	0.18
	Hoogte bij oplevering [NAP m]	1.570	6.680	6.660	6.660	4.370	4.083	3.750	3.360
	Talud bij oplevering [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:23.2	-
Verificatie	Omschrijving	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Eis hoogte kruin 2075	Min. NAP +6,55 m	-	6.60	6.58	6.58	-	-	-	-
Eis hoogte binnenberm 2075	Min. NAP +3,50 m (midden berm)	-	-	-	-	4.28	-	3.56	3.18
Eis hoogte buitenberm 2075	Min. NAP +4,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis restzetting dijk	Max. 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0.08	0.09	0.08	0.08	0.09	0.19	0.19	0.18
Eis restzetting fietspad	Max. 0,16 m in 7 jaar na oplevering	-	-	0.08	-	-	-	-	-
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:3	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	-	-
Eis beheer bermtaludhelling	Max. talud bij oplevering 1:20	-	-	-	-	-	-	1:23.2	-

Afbeelding 5 Ontwerpprofiel, theoretisch aanlegprofiel en eindprofiel 2075 (laag maaiveld)



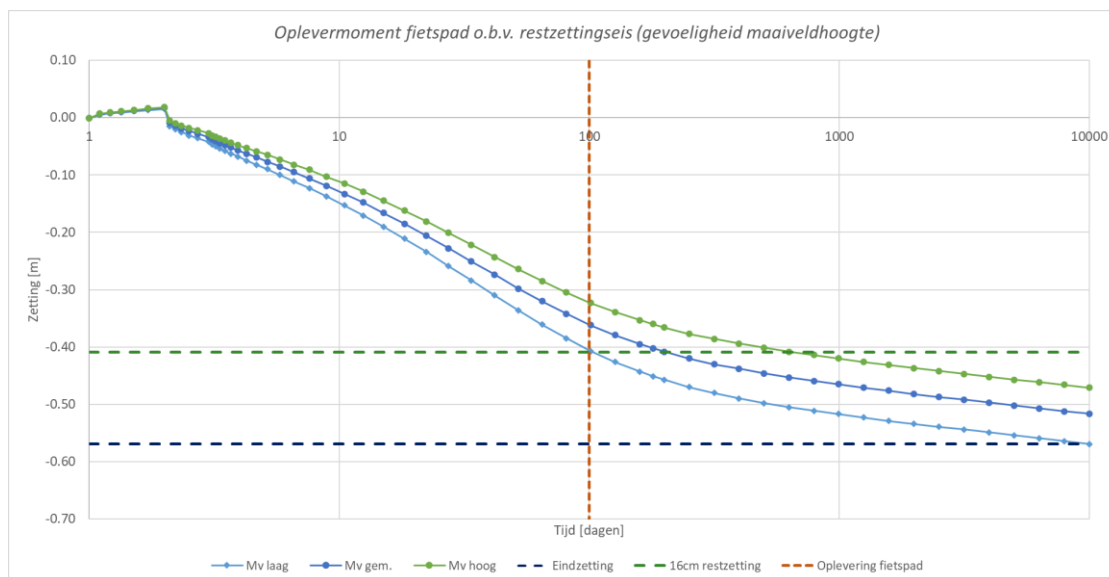
3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad

Aanvullend zijn er een aantal zettingsberekeningen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen.

3.3.1. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. maaiveldhoogte

Voor de variatie in maaiveldhoogte zijn drie berekeningen beschouwd, zoals eerder weergegeven in Tabel 8. De berekening met het laaggelegen maaiveld (op NAP +1,7 m) resulteert in de maximale totaalzetting (circa 0,57 m). Op basis van de restzettingseis van het fietspad (max. 16 cm restzetting binnen 7 jaar na oplevering) kan het fietspad na circa 100 dagen na de bouw van de dijk worden opgeleverd (zie Afbeelding 6). Bij een hoger gelegen maaiveld is de berekende totaalzetting lager en kan het fietspad eerder worden opgeleverd (zie Afbeelding 6 en Tabel 9).

Afbeelding 6 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid maaiveldhoogte)



Tabel 9 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid maaiveldniveau)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
laag maaiveld (NAP +1,7 m)	0,57	0,41	100
gemiddeld maaiveld (NAP +2,0 m)	0,52	0,36	90
hoog maaiveld (NAP +2,3 m)	0,47	0,31	80

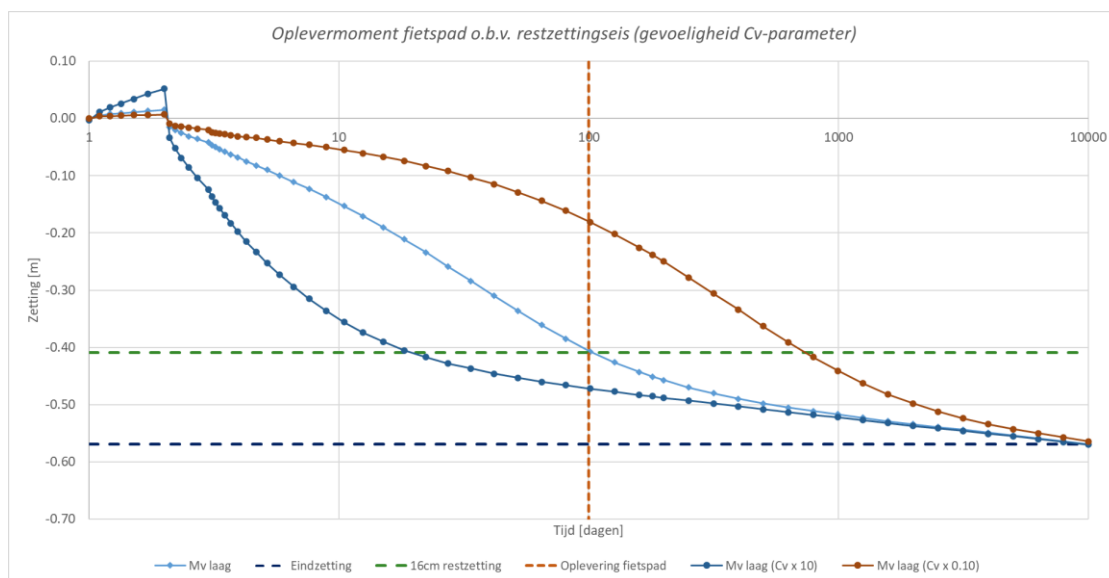
3.3.2. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. doorlatendheid cohesieve lagen

De drie berekeningen in Tabel 10 zijn beschouwd voor het bepalen van de invloed van de verticale consolidatieparameter (doorlatendheid) van de cohesieve lagen op het oplevermoment van het fietspad. Het effect van de verticale consolidatieparameter C_v op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 7 en in Tabel 11.

Tabel 10 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse Cv-parameter

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, standaard waarden voor Cv-parameter: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv10.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter vermenigvuldigd met factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv01.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter gedeeld door factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

Afbeelding 7 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid Cv-parameter)



Tabel 11 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid Cv-parameter)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq 0,16 \text{ m}$)
basisberekening (standaard waarden Cv)	0,57	0,41	100
hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$)	0,57	0,41	20
lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$)	0,57	0,41	800

3.3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. ophoogtempo

Er zijn drie aanvullende zettingsberekeningen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op het oplevermoment van het fietspad te bepalen (zie Tabel 12). De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen;
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen;
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen.

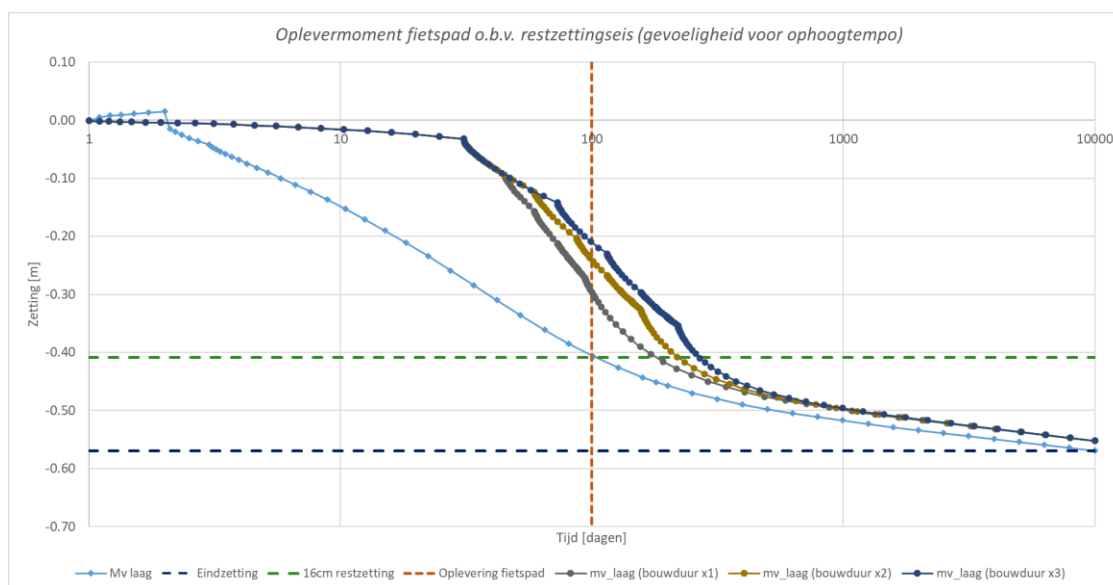
Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

Tabel 12 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse ophoogtempo (inclusief uitgangspunten ophoogtempo)

Bouwstep	Hoog ophoogtempo	Gemiddeld ophoogtempo	Laag ophoogtempo
Berekening	9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x1.sli (16-03-2024)	9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x2.sli (16-03-2024)	9a-2_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x3.sli (16-03-2024)
1. ontgraven grondverbetering	T = 0 d	T = 0 d	T = 0 d
2. aanvullen grondverbetering	T = 1 d	T = 1 d	T = 1 d
3. zandkern slag 1 (1 ^e m)	T = 31 d	T = 31 d	T = 31 d
4. zandkern slag 2 (2 ^e m)	T = 45 d	T = 59 d	T = 73 d
5. zandkern slag 3 (3 ^e m)	T = 59 d	T = 87 d	T = 115 d
6. zandkern slag 3 (restant)	T = 73 d	T = 115 d	T = 157 d
7. kleiberm slag 1 (1 ^e m)	T = 80 d	T = 129 d	T = 178 d
8. kleiberm slag 2 (2 ^e m)	T = 87 d	T = 143 d	T = 199 d
9. kleibekleding	T = 94 d	T = 157 d	T = 220 d

Het effect van het ophoogtempo op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 8 en in Tabel 13.

Afbeelding 8 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid ophoogtempo)



Tabel 13 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid ophoogtempo)

Scenario	Totaal-zetting [m]	Totaal-zetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)	Oplevermoment fietspad t.o.v. laatste ophoogslag [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
basisberekening (bouw dijk in één slag)	0,57	0,41	100	100
hoog ophoogtempo	0,55	0,39	156	62
gemiddeld ophoogtempo	0,55	0,39	196	39
laag ophoogtempo	0,55	0,39	239	19

4. Macrostabieliteit

4.1. Input verificatie macrostabieliteit

Voor de verificatie van macrostabieliteit is geen rekening gehouden met een bouwfasering; het uitgangspunt is dat de dijk in één slag wordt aangelegd. Na aanleg van de dijk is een consolidatietijd benodigd voordat de wateroverspanningen in de cohesieve lagen voldoende zijn afgenomen en er voldoende sterkte in de ondergrond is ontwikkeld.

Bij de verificatie van macrostabieliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 14):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$);
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$).

Tabel 14 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie). Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch. Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De overige uitgangspunten voor de verificatie van macrostabieliteit zijn weergegeven in Tabel 15.

Tabel 15 Uitgangspunten verificatie macrostabieliteit

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B2018
	kruin	[-]	S53-31.62E
	binnenteen	[-]	B3003
Geometrie	maaiVELdNiveau	[NAP m]	+1,7
Waterstanden	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,60
	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	H	[m]	4,75
	1/2 H (buitentalud)	[NAP m]	+3,23
	1/4 H (binnenberm)	[NAP m]	+2,05
	peil na val	[NAP m]	+2,37
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58
	grenspotentiaal sloot	[NAP m]	+2,32

Middels de zettingsberekening zijn de consolidatiepercentages van de cohesieve lagen op verschillende tijdstippen bepaald. Op basis van de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende tijdstippen (Tabel 16) is bepaald wanneer de nieuwe dijk voldoet aan de eisen voor Dijkveilig en Normveilig.

Tabel 16 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T10000.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 10.000 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T365.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 365 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T300.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 300 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T240.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 240 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T180.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 180 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T120.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 120 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T60.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 60 dagen na aanleg
9a-2_verificatie_macrostabiliteit_T1.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 1 dag na aanleg

4.2. Output verificatie macrostabiliteit

In Tabel 17 is een overzicht gegeven van de resultaten van de verificatie van macrostabiliteit op de verschillende tijdstippen. Op basis hiervan wordt gesteld:

- **Dijkveilig** na een consolidatieperiode van 120 dagen na aanleg van de dijk;
- **Normveilig** na een consolidatieperiode van 365 dagen na aanleg van de dijk.

Tabel 17 Overzicht resultaten verificatie macrostabiliteit

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,54	1,28	1,33	
365	1,29 ($\geq 1,27$)	1,11 ($\geq 1,00$)	1,25 ($\geq 1,19$)	Normveilig
300	1,25	-	1,23	
240	1,20	-	1,21	
180	1,14	-	1,19	
120	1,07	-	1,15	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
60	1,04	-	-	
1	0,89	-	-	

In de volgende paragrafen zijn de consolidatiepercentages en berekeningsresultaten per tijdstip weergegeven.

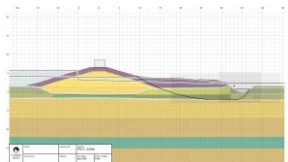
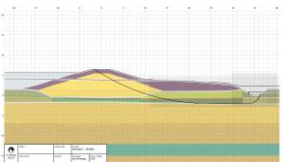
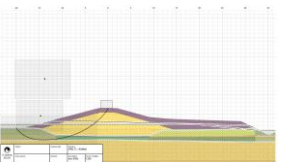
4.2.1. T = 10.000 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 18. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 19.

Tabel 18 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 10.000 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	100	100	100
Nieuwkoop veen	100	100	100
Boxtel klei	100	100	100

Tabel 19 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 10.000 dagen na aanleg

T = 10.000 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,54	1,28	1,33
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF_{eis, normveilig}	- voldoet aan SF_{eis, normveilig}

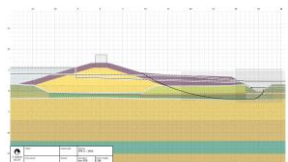
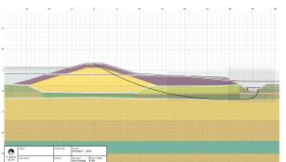
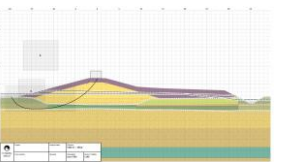
4.2.2. T = 365 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 20. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 21.

Tabel 20 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 365 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	92	90	79
Nieuwkoop veen	85	76	61
Boxtel klei	77	74	72

Tabel 21 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 365 dagen na aanleg

T = 365 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,29	1,11	1,25
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF_{eis, normveilig}	- voldoet aan SF_{eis, normveilig}

4.2.3. $T = 300$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 22. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 22 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 300$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	89	88	75
Nieuwkoop veen	80	70	53
Boxtel klei	71	69	66

Tabel 23 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 300$ dagen na aanleg

$T = 300$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{\text{berekend}} [-]$	1,25	niet beschouwd	1,23
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$ - voldoet aan $SF_{\text{eis, dijkveilig}}$		

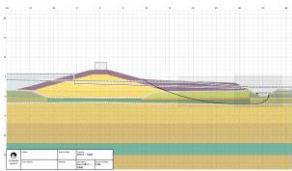
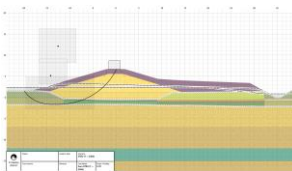
4.2.4. $T = 240$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 24. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 25.

Tabel 24 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 240$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	85	85	70
Nieuwkoop veen	73	64	45
Boxtel klei	64	63	60

Tabel 25 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 240 dagen na aanleg

T = 240 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,20	niet beschouwd	1,21
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}		- voldoet aan SF_{eis, normveilig}

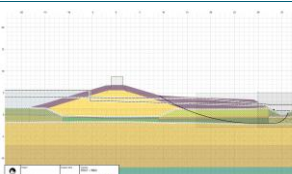
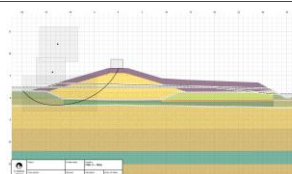
4.2.5. T = 180 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 26. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 27.

Tabel 26 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 180 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	80	80	64
Nieuwkoop veen	65	55	36
Boxtel klei	55	55	54

Tabel 27 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 180 dagen na aanleg

T = 180 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,14	niet beschouwd	1,19
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}		- voldoet aan SF_{eis, normveilig}

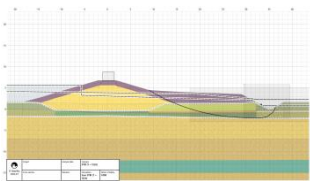
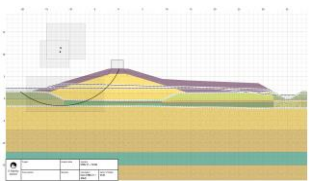
4.2.6. T = 120 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 28. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 29.

Tabel 28 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 120 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	72	73	56
Nieuwkoop veen	51	43	24
Boxtel klei	44	46	45

Tabel 29 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 120 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,07	niet beschouwd	1,15
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet aan SF_{eis, dijkveilig}		- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig}

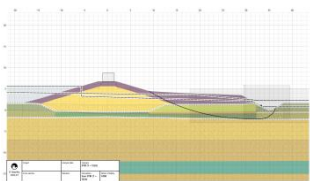
4.2.7. T = 60 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 30. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 31.

Tabel 30 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 60 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	57	60	45
Nieuwkoop veen	32	25	12
Boxtel klei	30	33	36

Tabel 31 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 60 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,04	niet beschouwd	niet beschouwd
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis, normveilig} - voldoet niet aan SF_{eis, dijkveilig}		

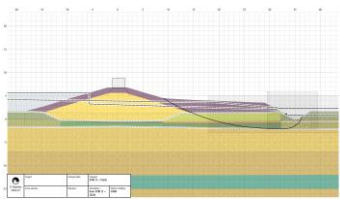
4.2.8. $T = 1$ dag na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 32. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 33.

Tabel 32 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 1$ dag na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	13	36	7
Nieuwkoop veen	1	2	0
Boxtel klei	6	8	10

Tabel 33 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 1$ dag na aanleg

$T = 1$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	0,89	niet beschouwd	niet beschouwd
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$ - voldoet niet aan $SF_{eis, \text{dijkveilig}}$		

5. Uitvoeringsstabieleit

Een aantal maatgevende situaties met betrekking tot uitvoeringsstabieleit zijn getoetst:

- materieel naast ontgraving grondverbetering;
- ophoging zandkern;
- ophoging kleiberm;
- ophoging kleibekleding.

5.1. Input verificatie uitvoeringsstabieleit

In de stabieleitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stabieleitsfactor voor uitvoeringsstabieleit bedraagt $SF = 1,00$.

De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstabieleit zijn per berekening weergegeven in het vervolg van dit logboek.

Tabel 34 geeft een overzicht van de verschillende berekeningen voor de verificatie van uitvoeringsstabieleit.

Tabel 34 Stabieleitsberekeningen voor verificatie uitvoeringsstabieleit

Berekening	Datum	Omschrijving
materieel naast ontgraving grondverbetering	07-06-2024	9a-2_verificatie_uitvoeringsstabieleit_ontgraving_BGT.stix
ophoging zandkern	09-04-2024	9a-2_verificatie_uitvoeringsstabieleit_zandkern.stix
ophoging kleiberm	09-04-2024	9a-2_verificatie_uitvoeringsstabieleit_kleiberm.stix
ophoging kleibekleding	09-04-2024	9a-2_verificatie_uitvoeringsstabieleit_bekleding.stix

5.2. Output verificatie uitvoeringsstabieleit

5.2.1. Uitvoeringsstabieleit materieel naast ontgraving grondverbetering

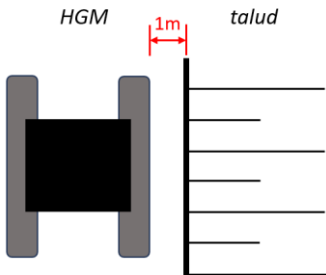
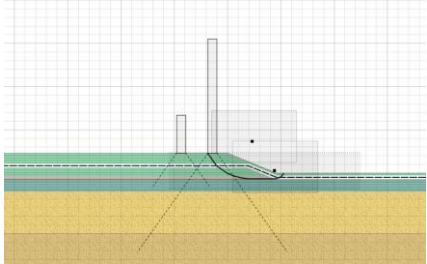
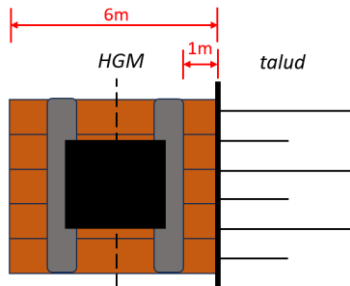
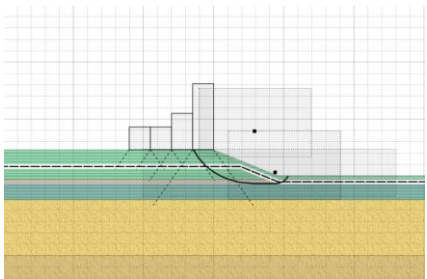
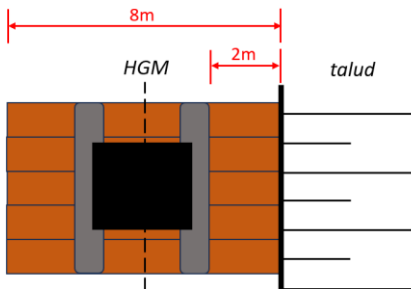
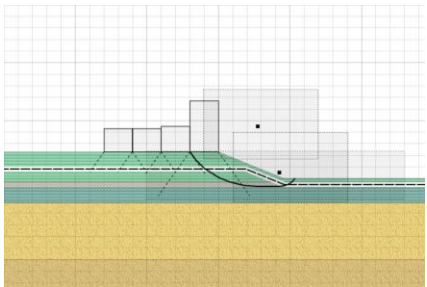
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabieleit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 35. De situatie met een relatief hoog maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabieleit. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 35 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabieleit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,3
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine, 3 situaties: (1) HGM zonder schotten (2) HGM op schotten (schotlengte 6 m) (3) HGM op schotten (schotlengte 8 m)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 36.

Tabel 36 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Optie 1: - HGM zonder schotten; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,04 (voldoet)	
Optie 2: - HGM op schotten (schotlengte 6 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,15 (voldoet)	
Optie 3: - HGM op schotten (schotlengte 8 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 2 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,19 (voldoet)	

5.2.2. Uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 37. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 37 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

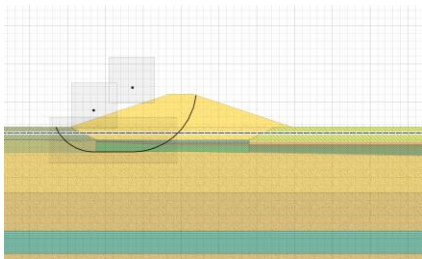
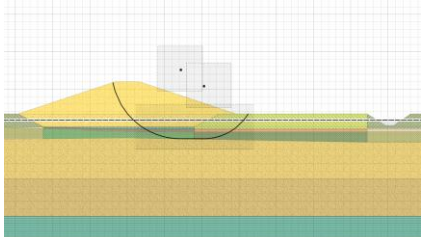
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B2018
	kruin	[-]	S53-31.62E
	binnenteen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,70
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,05
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 38. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80% voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 39. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 38 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenberm [%]
Echteld klei	14	35	11
Nieuwkoop veen	1	1	0
Boxtel klei	8	5	8

Tabel 39 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,05 m; - talud = 1:3.	1,12 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,05 m; - talud = 1:3.	1,12 (voldoet)	

5.2.3. Uitvoeringsstabiliteit kleiberm

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleiberm naast de binnendijkse sloot wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 40. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 40 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

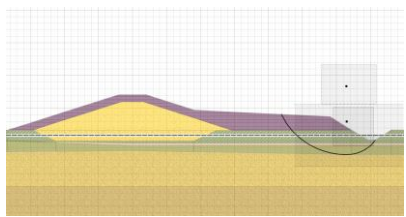
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B2018
	kruin	[-]	S53-31.62E
	binnenteen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,70
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+4,80 (insteek binnenberm) +3,80 (insteek sloot)
	talud sloot	[-]	1:1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleiberm in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de kleiberm zijn weergegeven in Tabel 41. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 42. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 41 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleiberm

Laag	Consolidatiepercentage [%]
Echteld klei	7
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	10

Tabel 42 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit kleiberm: - ophoging kleiberm in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +4,80 m à NAP +3,80 m; - talud sloot = 1:1,5.	1,07 (voldoet)	

5.2.4. Uitvoeringsstabiliteit kleibekleding

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 43. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 43 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

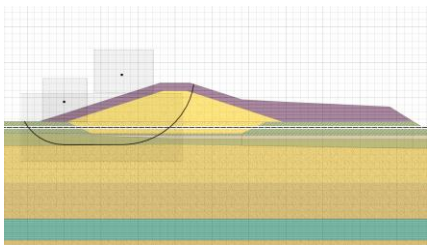
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	B2018
	kruin	[-]	S53-31.62E
	binnenteen	[-]	B3003
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,70
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,15
	talud kleibekleding	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 44. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 45. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 44 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]
Echteld klei	10	36
Nieuwkoop veen	0	1
Boxtel klei	7	5

Tabel 45 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,15 m; - talud = 1:3.	1,09 (voldoet)	

LOGBOEK ONTWERPBEREKENINGEN DIJKVERLEGGING PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-3
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	2.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
0.1	Versie t.b.v interne review 1
1.0	Definitief DO (OL2)
1.1	Concept UO (OL3)
1.2	Interne review UO (OL3)
2.0	Definitief UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 4). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensneden (blauwe lijnen) is weergegeven in Afbeelding 1. Voorliggend logboek betreft het geotechnisch ontwerp voor **sectie 9a-3**.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464 ¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

Afbeelding 1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensneden (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

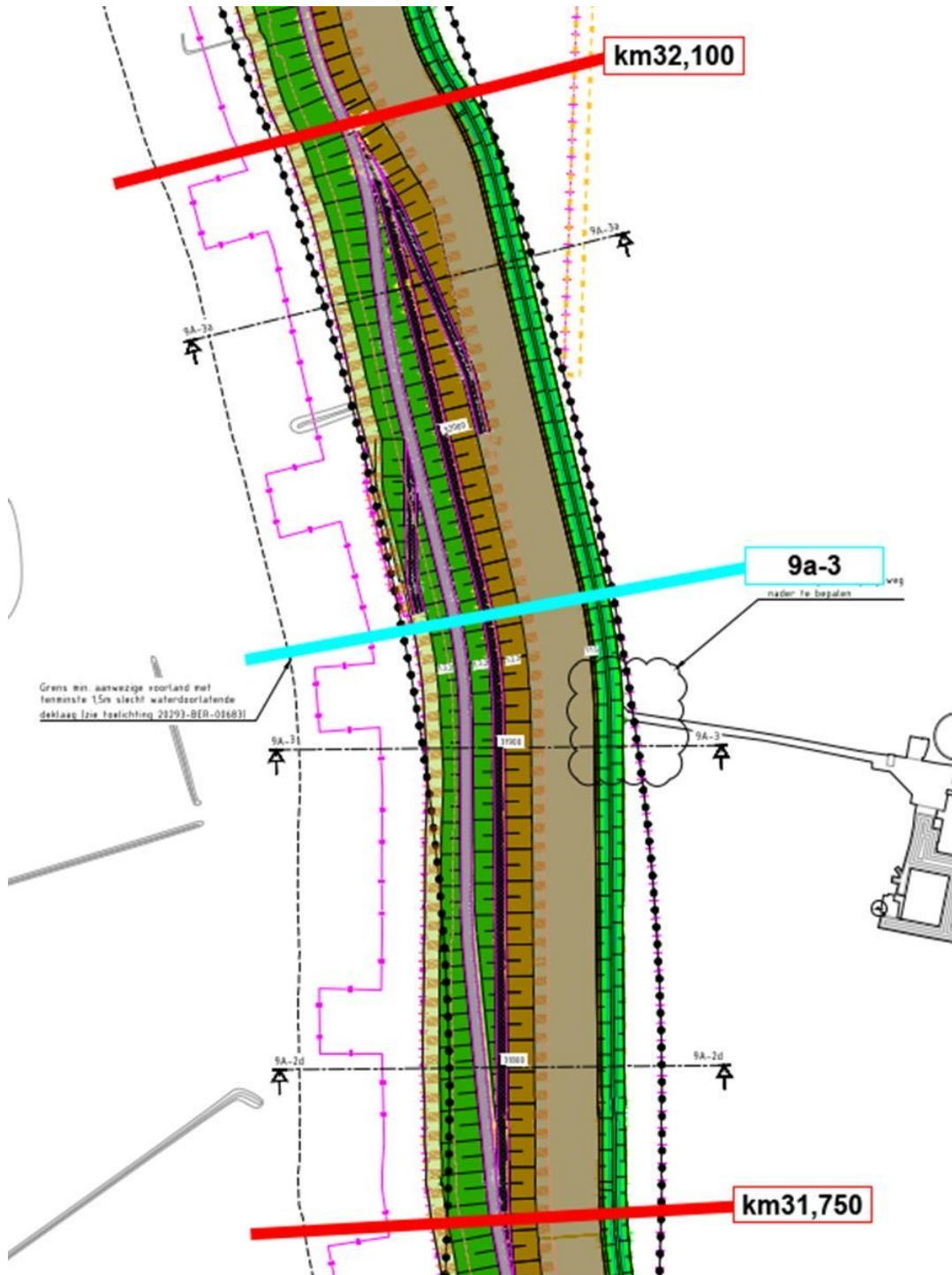


2. Ontwerputgangspunten

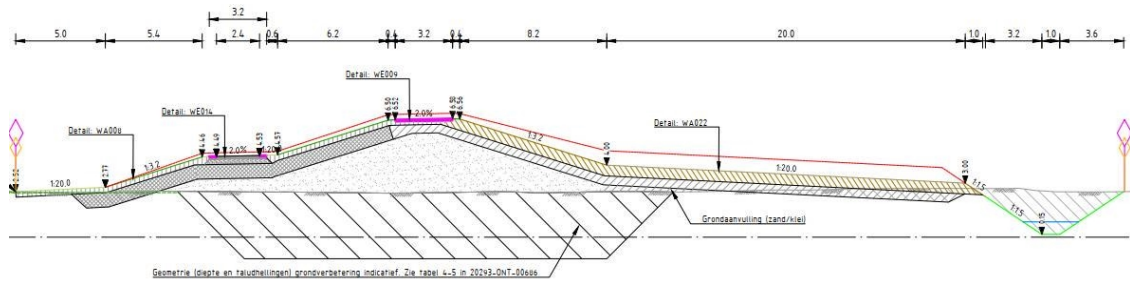
2.1. Definitief ontwerp (DO)

Het DO uit OL2 vormt de basis voor de geotechnische verificaties in het UO (OL3). Zie Afbeelding 2 (bovenaanzicht) en Afbeelding 3 (dwarsprofiel) voor het ontwerpresultaat van OL2.

Afbeelding 2 Bovenaanzicht sectie 9a-3 DO (OL2)



Afbeelding 3 Dwarsprofiel sectie 9a-3 DO (OL2)



2.2. Bouwfasering

Voor de verificatie van zettingen, macrostabiliteit en uitvoeringsstabiliteit zijn de uitgangspunten in Tabel 5 gehanteerd voor de bouwfasering.

Tabel 5 Uitgangspunten bouwfasering

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm. In de berekeningen is het uitgangspunt dat de binnenberm pas wordt aangebracht na het aanbrengen van de zandkern.

2.3. Grondverbetering

De uitgangspunten voor het ontwerp van de grondverbetering zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Uitgangspunten ontwerp grondverbetering

	Uitgangspunt
Ontgravingsniveau	NAP 0,0 m
Positie dijk-as	x = 0,00 m
Positie onderkant grondverbetering buitenzijde	x = -13,55 m (13,55 m uit dijk-as)
Positie onderkant grondverbetering binnenzijde	x = +9,00 m (9,00 m uit dijk-as)
Ontgravingstalud buitenzijde	1:2
Ontgravingstalud binnenzijde	1:2

2.4 Geometrie

Middels zettingsberekeningen is de benodigde zettingscompensatie bepaald. Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

3. Zettingen

3.1. Input verificatie zettingen

In de zettingsberekeningen zijn de samendrukbaarheidsparementers (NEN-Bjerrum model) uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. De uitgangspunten voor de verificatie van de zettingen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP011
	kruin	[-]	DKMP309
	binnenteen	[-]	B2013
Geometrie	maaiVELdnliveau	[NAP m]	+2,0 à +2,6
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Er zijn drie zettingsberekeningen opgesteld voor de verificatie van de zettingen (Tabel 8). De situatie met een relatief laaggelegen maaiveld is maatgevend voor de benodigde hoeveelheid zettingscompensatie. Deze situatie is nader beschouwd voor de verificatie van de zettingen.

Tabel 8 Zettingsberekeningen voor verificatie zettingen

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag.sli ¹	16-03-2024	laag maaiveldniveau (NAP +2,0 m)
9a-3_verificatie_zettingen_mv_gem.sli	16-03-2024	gemiddeld maaiveldniveau (NAP +2,3 m)
9a-3_verificatie_zettingen_mv_hoog.sli	16-03-2024	hoog maaiveldniveau (NAP +2,6 m)

¹ Maatgevende berekening voor verificatie zettingen

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte**: betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie DO);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar)**: betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie**: betreft de hoeveelheid extra hoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte**: betreft de berekening van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment**: dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), **T = 365 dagen na aanleg van de dijk**, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

3.2. Output verificatie zettingen

Voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel van de dijk is in Afbeelding 4 een overzicht gegeven van:

- input ontwerp:
 - benodigde zettingscompensatie;
 - theoretische aanleghoogte;
 - oplevermoment dijk;
- output zettingsberekeningen:
 - hoogtes en taludhellingen bij oplevering;
 - hoogtes en taludhellingen bij eindsituatie 2075;
 - restzetting;
- verificatie zettingen.

Het oplevermoment is vastgesteld op **T = 365 dagen** na aanleg van de dijk op basis van de macrostabiliteit, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit..

Op basis van Afbeelding 4 is aangetoond dat met de gekozen ontwerpuitgangspunten wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin, buiten- en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op buitenberm);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en buiten- en binnenberm).

Opmerking(en):

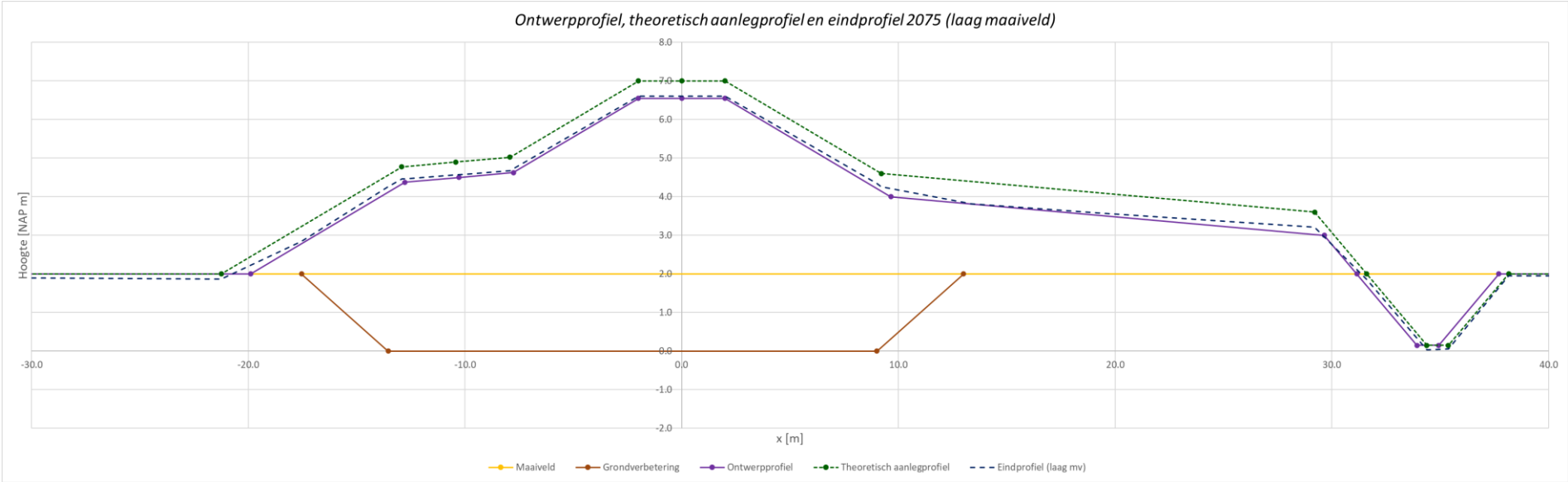
- De helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie is niet berekend. Uit de zettingsberekening volgt dat ter plaatse van de kruin geen significante zettingsverschillen optreden. Op basis hiervan wordt gesteld dat de helling waarop de kruin wordt aangelegd, overeenkomt met de helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie.
-

In Afbeelding 5 zijn het ontwerpprofiel, het theoretisch aanlegprofiel en het eindprofiel 2075 schematisch weergegeven voor de situatie met een relatief laag maaiveld (NAP +2,0 m).

Afbeelding 4 Input ontwerp, output zettingsberekening en verificatie zettingen voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel

	Positie in dwarsprofiel	Buitenteen	Insteek ondertalud buitenberm	Buitenkant buitenberm	Midden buitenberm	Insteek buitenberm	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Situatie bij aanleg	Sectie [-]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Verticaal [-]	2	5	5	7	9	11	13	15	17	18	20	21
	X-positie [m]	-21.250	-12.925	-12.925	-10.425	-7.925	-2.000	0.000	2.000	9.200	13.000	19.200	29.200
	Ontwerphoogte [NAP m]	2.000	-	4.375	4.500	4.625	6.550	6.550	6.550	4.000	3.810	3.500	3.000
	Ontwerptalud [-]	- 1:3	-	- 1:20	-	- 1:3	-	- 1:3	-	-	- 1:20	-	-
	Zettingscompensatie [m]	0.000	0.400	0.400	0.400	0.400	0.450	0.450	0.450	0.600	0.600	0.600	0.600
	Theoretische aanleghoogte [NAP m]	2.000	4.775	4.775	4.900	5.025	7.000	7.000	7.000	4.600	4.410	4.100	3.600
Situatie 2075 (eindsituatie)	Zetting na 50 jaar [m]	0.13	0.31	0.31	0.34	0.35	0.40	0.40	0.40	0.34	0.56	0.53	0.39
	Hoogte na 50 jaar [NAP m]	1.867	4.465	4.465	4.563	4.671	6.600	6.599	6.603	4.261	3.852	3.575	3.215
	Talud na 50 jaar [-]	- 1:3.2	-	- 1:24.3	-	- 1:3.1	-	1:3.1	-	-	- 1:25.6	-	-
Situatie bij oplevering	Oplevermoment [maanden]	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Zetting bij oplevering [m]	0.06	0.24	0.24	0.27	0.28	0.33	0.33	0.33	0.27	0.41	0.39	0.28
	Restzetting [m]	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.15	0.14	0.11
	Hoogte bij oplevering [NAP m]	1.940	4.535	4.535	4.630	4.745	6.670	6.670	6.670	4.330	4.000	3.710	3.320
	Talud bij oplevering [-]	- 1:3.2	-	- 1:23.8	-	- 1:3.1	-	1:3.1	-	-	- 1:24	-	-
Verificatie	Omschrijving	Buitenteen	Insteek ondertalud buitenberm	Buitenkant buitenberm	Midden buitenberm	Insteek buitenberm	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Eis hoogte kruin 2075	Min. NAP +6,55 m	-	-	-	-	-	6.60	6.60	6.60	-	-	-	-
Eis hoogte binnenberm 2075	Min. NAP +3,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-	4.26	-	3.58	3.22
Eis hoogte buitenberm 2075	Min. NAP +4,50 m (midden berm)	-	-	4.47	4.56	4.67	-	-	-	-	-	-	-
Eis restzetting dijk	Max. 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.15	0.14	0.11
Eis restzetting fietspad	Max. 0,16 m in 7 jaar na oplevering	-	-	-	0.07	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:3	- 1:3.2	-	-	-	- 1:3.1	-	- 1:3.1	-	-	-	-	-
Eis beheer berm taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:20	-	-	- 1:23.8	-	-	-	-	-	-	- 1:24	-	-

Afbeelding 5 Ontwerpprofiel, theoretisch aanlegprofiel en eindprofiel 2075 (laag maaiveld)



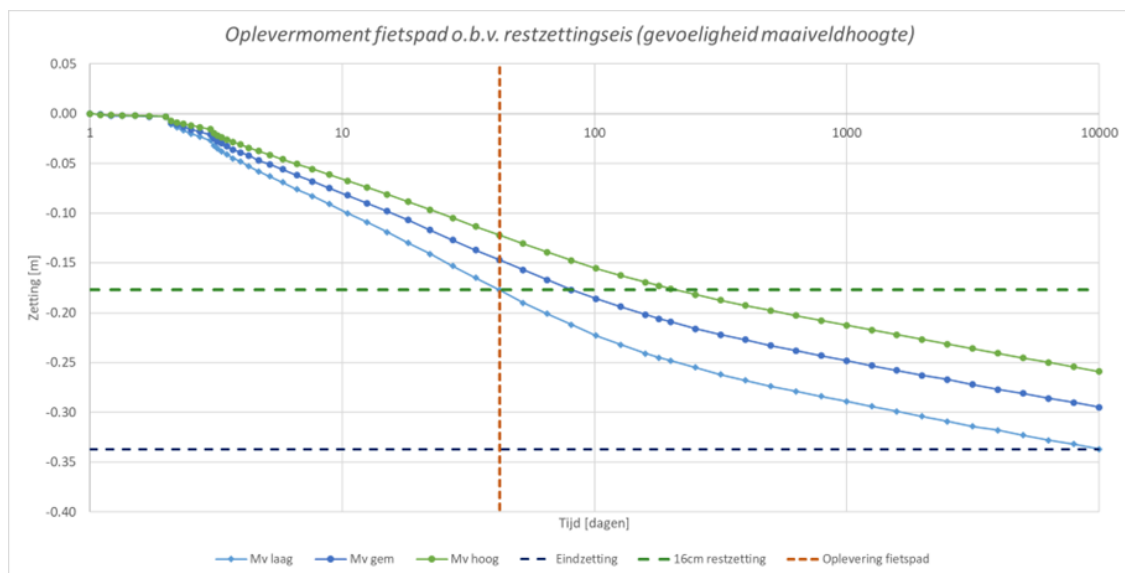
3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad

Aanvullend zijn er een aantal zettingsberekeningen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen.

3.3.1. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. maaiveldhoogte

Voor de variatie in maaiveldhoogte zijn drie berekeningen beschouwd, zoals eerder weergegeven in Tabel 8. De berekening met het laaggelegen maaiveld (op NAP +2,0 m) resulteert in de maximale totaalzetting (circa 0,34 m). Op basis van de restzettingseis van het fietspad (max. 16 cm restzetting binnen 7 jaar na oplevering) kan het fietspad na circa 42 dagen na de bouw van de dijk worden opgeleverd (zie Afbeelding 6). Bij een hoger gelegen maaiveld is de berekende totaalzetting lager en kan het fietspad eerder worden opgeleverd (zie Afbeelding 6 en Tabel 9).

Afbeelding 6 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid maaiveldhoogte)



Tabel 9 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid maaiveldniveau)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
laag maaiveld (NAP +2,0 m)	0,34	0,18	42
gemiddeld maaiveld (NAP +2,3 m)	0,30	0,14	34
hoog maaiveld (NAP +2,6 m)	0,26	0,10	27

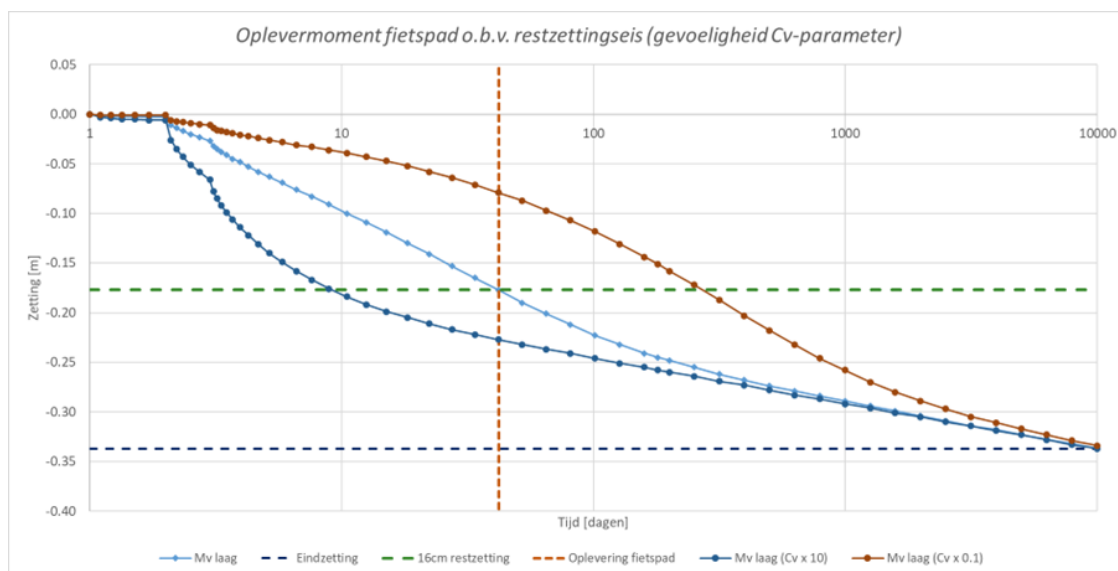
3.3.2. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. doorlatendheid cohesieve lagen

De drie berekeningen in Tabel 10 zijn beschouwd voor het bepalen van de invloed van de verticale consolidatieparameter (doorlatendheid) van de cohesieve lagen op het oplevermoment van het fietspad. Het effect van de verticale consolidatieparameter C_v op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 7 en in Tabel 11.

Tabel 10 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse Cv-parameter

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, standaard waarden voor Cv-parameter: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv10.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter vermenigvuldigd met factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv01.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter gedeeld door factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

Afbeelding 7 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid Cv-parameter)



Tabel 11 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid Cv-parameter)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq 0,16 \text{ m}$)
basisberekening (standaard waarden Cv)	0,34	0,18	42
hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$)	0,34	0,18	10
lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$)	0,33	0,17	251

3.3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. ophoogtempo

Er zijn drie aanvullende zettingsberekeningen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op het oplevermoment van het fietspad te bepalen (zie Tabel 12). De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen;
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen;
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen.

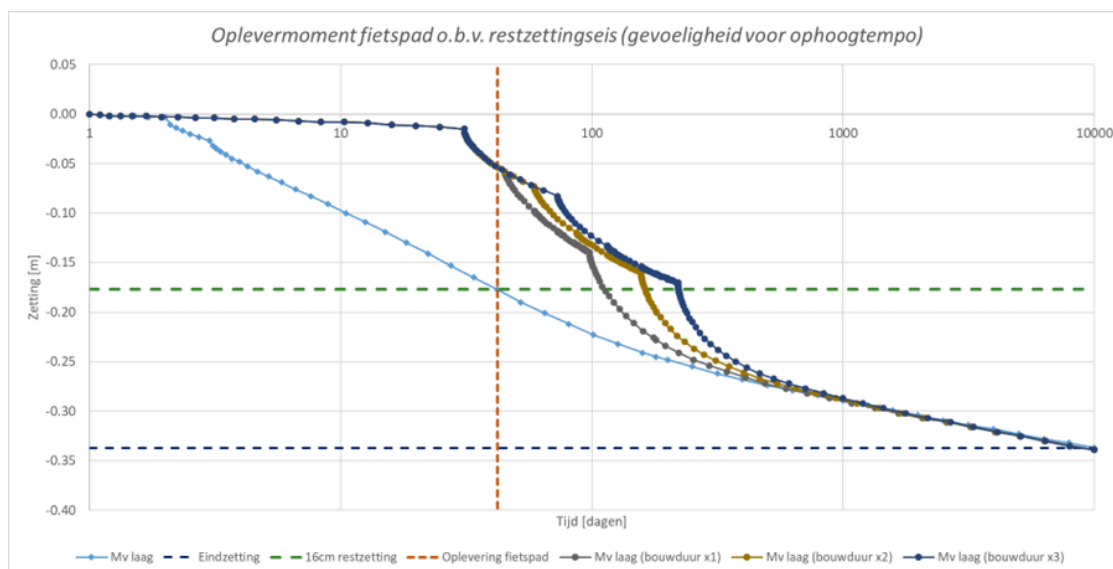
Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

Tabel 12 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse ophoogtempo (inclusief uitgangspunten ophoogtempo)

Bouwstep	Hoog ophoogtempo	Gemiddeld ophoogtempo	Laag ophoogtempo
Berekening	9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x1.sli (16-03-2024)	9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x2.sli (16-03-2024)	9a-3_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x3.sli (16-03-2024)
1. ontgraven grondverbetering	T = 0 d	T = 0 d	T = 0 d
2. aanvullen grondverbetering	T = 1 d	T = 1 d	T = 1 d
3. zandkern slag 1 (1 ^e m)	T = 31 d	T = 31 d	T = 31 d
4. zandkern slag 2 (2 ^e m)	T = 45 d	T = 59 d	T = 73 d
5. zandkern slag 3 (3 ^e m)	T = 59 d	T = 87 d	T = 115 d
6. zandkern slag 3 (restant)	T = 73 d	T = 115 d	T = 157 d
7. kleiberm slag 1 (1 ^e m)	T = 80 d	T = 129 d	T = 178 d
8. kleiberm slag 2 (2 ^e m)	T = 87 d	T = 143 d	T = 199 d
9. kleibekleding	T = 94 d	T = 157 d	T = 220 d

Het effect van het ophoogtempo op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 8 en in Tabel 13.

Afbeelding 8 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid ophoogtempo)



Tabel 13 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid ophoogtempo)

Scenario	Totaal-zetting [m]	Totaal-zetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq$ 0,16 m)	Oplevermoment fietspad t.o.v. laatste ophoogslag [d] (restzetting $\leq$ 0,16 m)
basisberekening (bouw dijk in één slag)	0,34	0,18	42	42
hoog ophoogtempo	0,34	0,18	117	19
gemiddeld ophoogtempo	0,34	0,18	162	5
laag ophoogtempo	0,34	0,18	220	0

4. Macrostabieliteit

4.1. Input verificatie macrostabieliteit

Voor de verificatie van macrostabieliteit is geen rekening gehouden met een bouwfasering; het uitgangspunt is dat de dijk in één slag wordt aangelegd. Na aanleg van de dijk is een consolidatietijd benodigd voordat de wateroverspanningen in de cohesieve lagen voldoende zijn afgenomen en er voldoende sterkte in de ondergrond is ontwikkeld.

Bij de verificatie van macrostabieliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 14):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$);
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$).

Tabel 14 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie). Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch. Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De overige uitgangspunten voor de verificatie van macrostabieliteit zijn weergegeven in Tabel 15.

Tabel 15 Uitgangspunten verificatie macrostabieliteit

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP011
	kruin	[-]	DKMP309
	binnenteen	[-]	B2013
Geometrie	maaielndniveau	[NAP m]	+2,0
Waterstanden	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,60
	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	H	[m]	4,75
	1/2 H (buitentalud)	[NAP m]	+3,23
	1/4 H (binnenberm)	[NAP m]	+2,05
	peil na val	[NAP m]	+2,37
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58
	grenspotentiaal sloot	[NAP m]	+1,50

Middels de zettingsberekening zijn de consolidatiepercentages van de cohesieve lagen op verschillende tijdstippen bepaald. Op basis van de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende tijdstippen (Tabel 16) is bepaald wanneer de nieuwe dijk voldoet aan de eisen voor Dijkveilig en Normveilig.

Tabel 16 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T10000.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 10.000 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T365.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 365 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T300.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 300 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T240.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 240 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T180.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 180 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T120.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 120 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T60.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 60 dagen na aanleg
9a-3_verificatie_macrostabiliteit_T1.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 1 dag na aanleg

4.2. Output verificatie macrostabiliteit

In Tabel 17 is een overzicht gegeven van de resultaten van de verificatie van macrostabiliteit op de verschillende tijdstippen. Op basis hiervan wordt gesteld:

- **Dijkveilig** direct na aanleg van de dijk (consolidatieperiode van 1 dag);
- **Normveilig** na een consolidatieperiode van 60 dagen na aanleg van de dijk.

Tabel 17 Overzicht resultaten verificatie macrostabiliteit

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,78	1,42	1,65	
365	1,63	1,32	1,51	
300	1,59	1,29	1,50	Normveilig
240	1,56	1,26	1,47	
180	1,55	1,23	1,44	
120	1,42	1,17	1,40	
60	1,34 ($\geq 1,27$)	1,12 ($\geq 1,00$)	1,36 ($\geq 1,19$)	Normveilig
1	1,19	-	1,26	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)

In de volgende paragrafen zijn de consolidatiepercentages en berekeningsresultaten per tijdstip weergegeven.

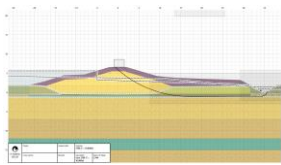
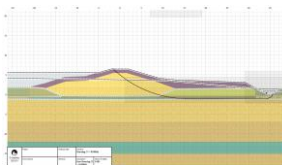
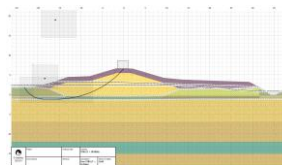
4.2.1. T = 10.000 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 18. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 19.

Tabel 18 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 10.000 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	100	100	100
Nieuwkoop veen	100	100	100
Boxtel klei	100	100	100

Tabel 19 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 10.000 dagen na aanleg

T = 10.000 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{Eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{Eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,78	1,42	1,65
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig - voldoet aan SF_{Eis}, dijkveilig	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig

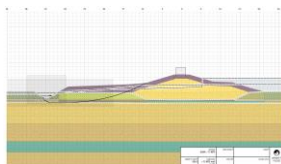
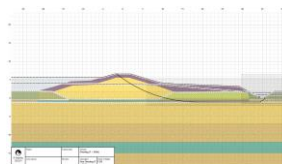
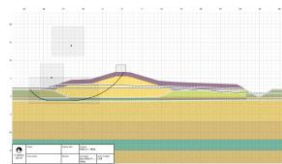
4.2.2. T = 365 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 20. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 21.

Tabel 20 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 365 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	89	-	85
Nieuwkoop veen	78	62	72
Boxtel klei	86	55	83

Tabel 21 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 365 dagen na aanleg

T = 365 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{Eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{Eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,63	1,32	1,51
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig - voldoet aan SF_{Eis}, dijkveilig	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig	- voldoet aan SF_{Eis}, normveilig

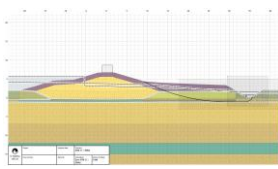
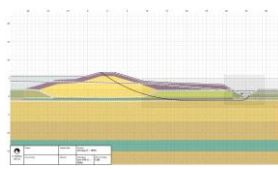
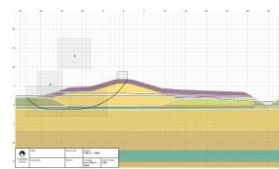
4.2.3. $T = 300$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 22. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 22 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 300$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	85	-	81
Nieuwkoop veen	72	58	65
Boxtel klei	81	51	79

Tabel 23 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 300$ dagen na aanleg

$T = 300$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, normveilig} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, dijkveilig} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	1,59	1,29	1,50
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan $SF_{eis, normveilig}$ - voldoet aan $SF_{eis, dijkveilig}$	- voldoet aan $SF_{eis, normveilig}$	- voldoet aan $SF_{eis, normveilig}$

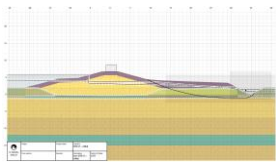
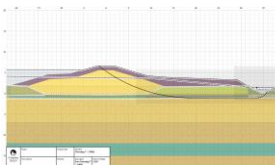
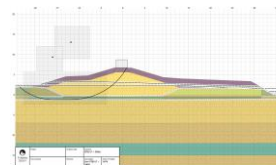
4.2.4. $T = 240$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 24. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 25.

Tabel 24 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 240$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	81	-	76
Nieuwkoop veen	64	53	57
Boxtel klei	76	46	74

Tabel 25 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 240 dagen na aanleg

T = 240 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,56	1,26	1,47
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig} - voldoet aan SF _{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}

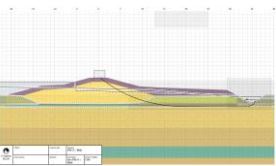
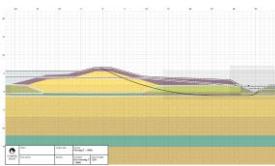
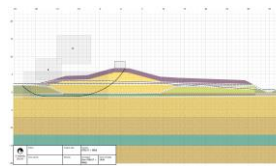
4.2.5. T = 180 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 26. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 27.

Tabel 26 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 180 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	74	-	70
Nieuwkoop veen	53	48	47
Boxtel klei	68	39	68

Tabel 27 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 180 dagen na aanleg

T = 180 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,55	1,23	1,44
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig} - voldoet aan SF _{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}

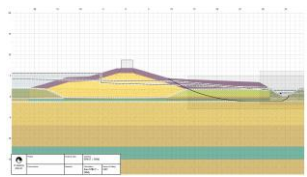
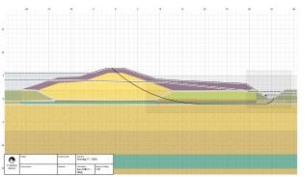
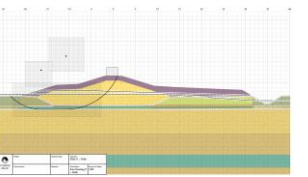
4.2.6. T = 120 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 28. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 29.

Tabel 28 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 120 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	64	-	61
Nieuwkoop veen	38	41	33
Boxtel klei	57	32	59

Tabel 29 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 120 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,42	1,17	1,40
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig} - voldoet aan SF _{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}

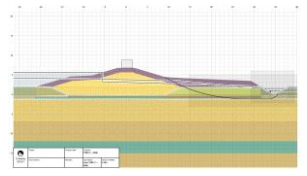
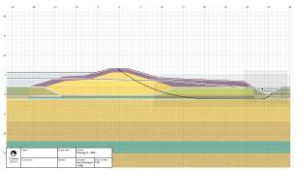
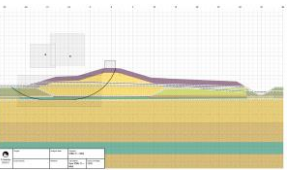
4.2.7. T = 60 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 30. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 31.

Tabel 30 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 60 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	51	-	49
Nieuwkoop veen	19	33	17
Boxtel klei	43	22	48

Tabel 31 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 60 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,34	1,12	1,36
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig} - voldoet aan SF _{eis, dijkveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}

4.2.8. $T = 1$ dag na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 32. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 33.

Tabel 32 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 1$ dag na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	15	-	10
Nieuwkoop veen	0	22	0
Boxtel klei	10	8	8

Tabel 33 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 1$ dag na aanleg

$T = 1$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{\text{berekend}} [-]$	1,19	niet beschouwd	1,26
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$ - voldoet aan $SF_{eis, \text{dijkveilig}}$		

5. Uitvoeringsstablieiteit

Een aantal maatgevende situaties met betrekking tot uitvoeringsstablieiteit zijn getoetst:

- materieel naast ontgraving grondverbetering;
- ophoging zandkern;
- ophoging kleiberm;
- ophoging kleibekleding.

5.1. Input verificatie uitvoeringsstablieiteit

In de stablieiteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stablieiteitsfactor voor uitvoeringsstablieiteit bedraagt $SF = 1,00$.

De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstablieiteit zijn per berekening weergegeven in het vervolg van dit logboek.

Tabel 34 geeft een overzicht van de verschillende berekeningen voor de verificatie van uitvoeringsstablieiteit.

Tabel 34 Stablieiteitsberekeningen voor verificatie uitvoeringsstablieiteit

Berekening	Datum	Omschrijving
materieel naast ontgraving grondverbetering	07-06-2024	9a-3_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_ontgraving_BGT.stix
ophoging zandkern	10-04-2024	9a-3_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_zandkern.stix
ophoging kleiberm	10-04-2024	9a-3_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_kleiberm.stix
ophoging kleibekleding	10-04-2024	9a-3_verificatie_uitvoeringsstablieiteit_bekleding.stix

5.2. Output verificatie uitvoeringsstablieiteit

5.2.1. Uitvoeringsstablieiteit materieel naast ontgraving grondverbetering

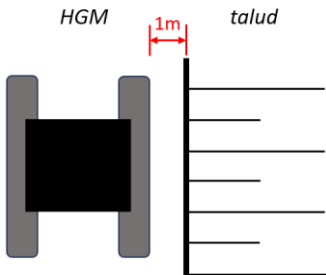
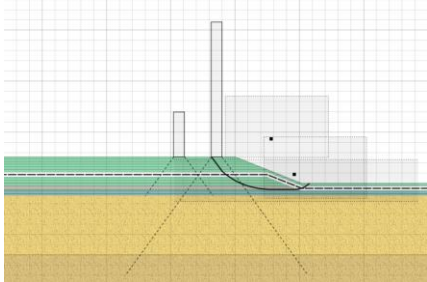
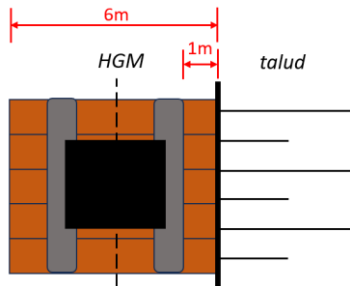
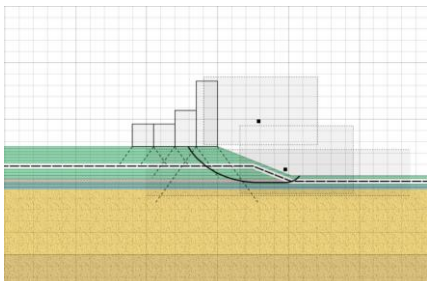
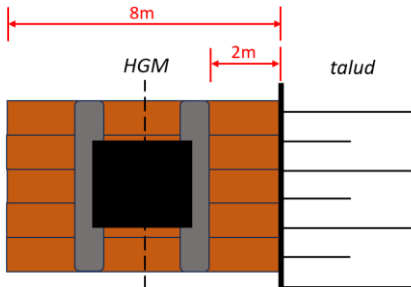
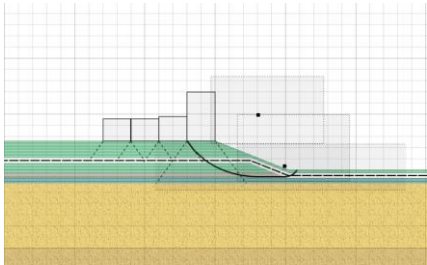
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstablieiteit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 35. De situatie met een relatief hoog maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstablieiteit. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 35 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstablieiteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	DKMP011
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,6
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine, 3 situaties: (1) HGM zonder schotten (2) HGM op schotten (schotlengte 6 m) (3) HGM op schotten (schotlengte 8 m)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 36.

Tabel 36 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Optie 1: - HGM zonder schotten; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,07 (voldoet)	
Optie 2: - HGM op schotten (schotlengte 6 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,17 (voldoet)	
Optie 3: - HGM op schotten (schotlengte 8 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 2 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,18 (voldoet)	

5.2.2. Uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 37. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 37 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

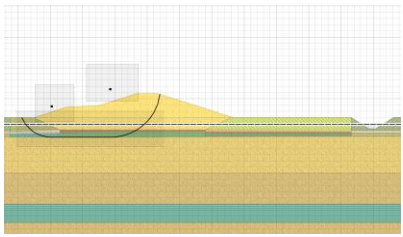
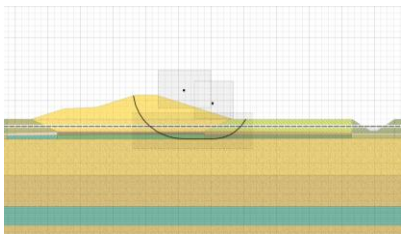
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP011
	kruin	[-]	DKMP309
	binnenteen	[-]	B2013
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+5,90
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages op 1 dag na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 38. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 39. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 38 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenberm [%]
Echteld klei	14	-	14
Nieuwkoop veen	0	22	0
Boxtel klei	2	6	11

Tabel 39 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +5,90 m; - talud = 1:3.	1,46 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +5,90 m; - talud = 1:3.	1,30 (voldoet)	

5.2.3. Uitvoeringsstabiliteit kleiberm

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleiberm naast de binnendijkse sloot wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 40. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 40 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

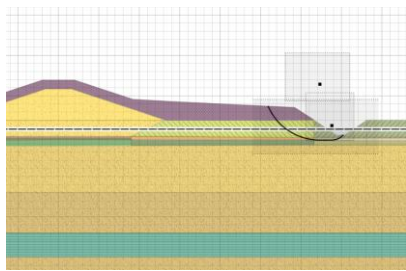
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP011
	kruin	[-]	DKMP309
	binnenteen	[-]	B2013
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+4,60 (insteek binnenberm) +3,60 (insteek sloot)
	talud sloot	[-]	1:1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleiberm in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de kleiberm zijn weergegeven in Tabel 41. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 42. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 41 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleiberm

Laag	Consolidatiepercentage [%]
Echteld klei	7
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	16

Tabel 42 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit kleiberm: - ophoging kleiberm in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +4,60 m à NAP +3,60 m; - talud sloot = 1:1,5.	1,15 (voldoet)	

5.2.4. Uitvoeringsstabiliteit kleibekleding

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 43. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 43 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

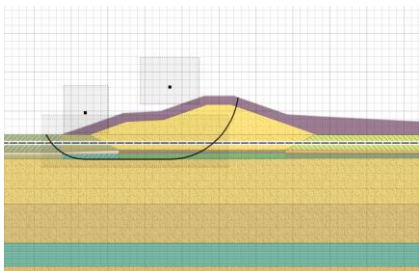
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP011
	kruin	[-]	DKMP309
	binnenteen	[-]	B2013
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,00
	talud kleibekleding	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 44. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 45. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 44 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]
Echteld klei	10	-
Nieuwkoop veen	0	22
Boxtel klei	7	6

Tabel 45 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,00 m; - talud = 1:3.	1,36 (voldoet)	

LOGBOEK ONTWERPBEREKENINGEN DIJKVERLEGGING PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-4
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	2.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
0.1	Versie t.b.v interne review 1
1.0	Definitief DO (OL2)
1.1	Concept UO (OL3)
1.2	Interne review UO (OL3)
2.0	Definitief UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

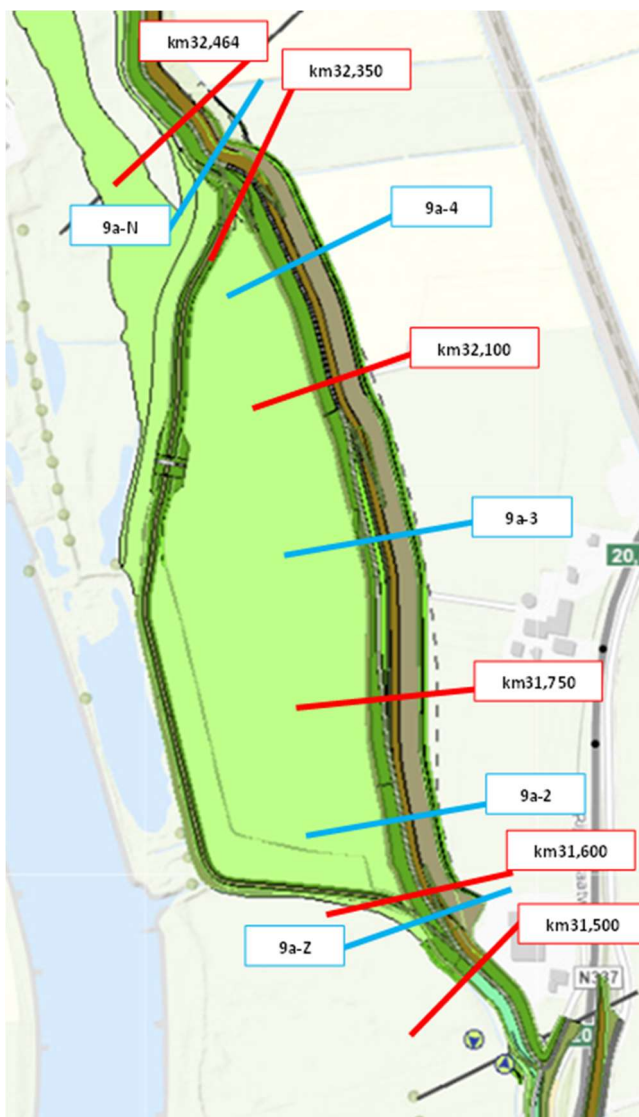
Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 4). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensneden (blauwe lijnen) is weergegeven in Afbeelding 1. Voorliggend logboek betreft het geotechnisch ontwerp voor **sectie 9a-4**.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464 ¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

Afbeelding 1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensneden (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

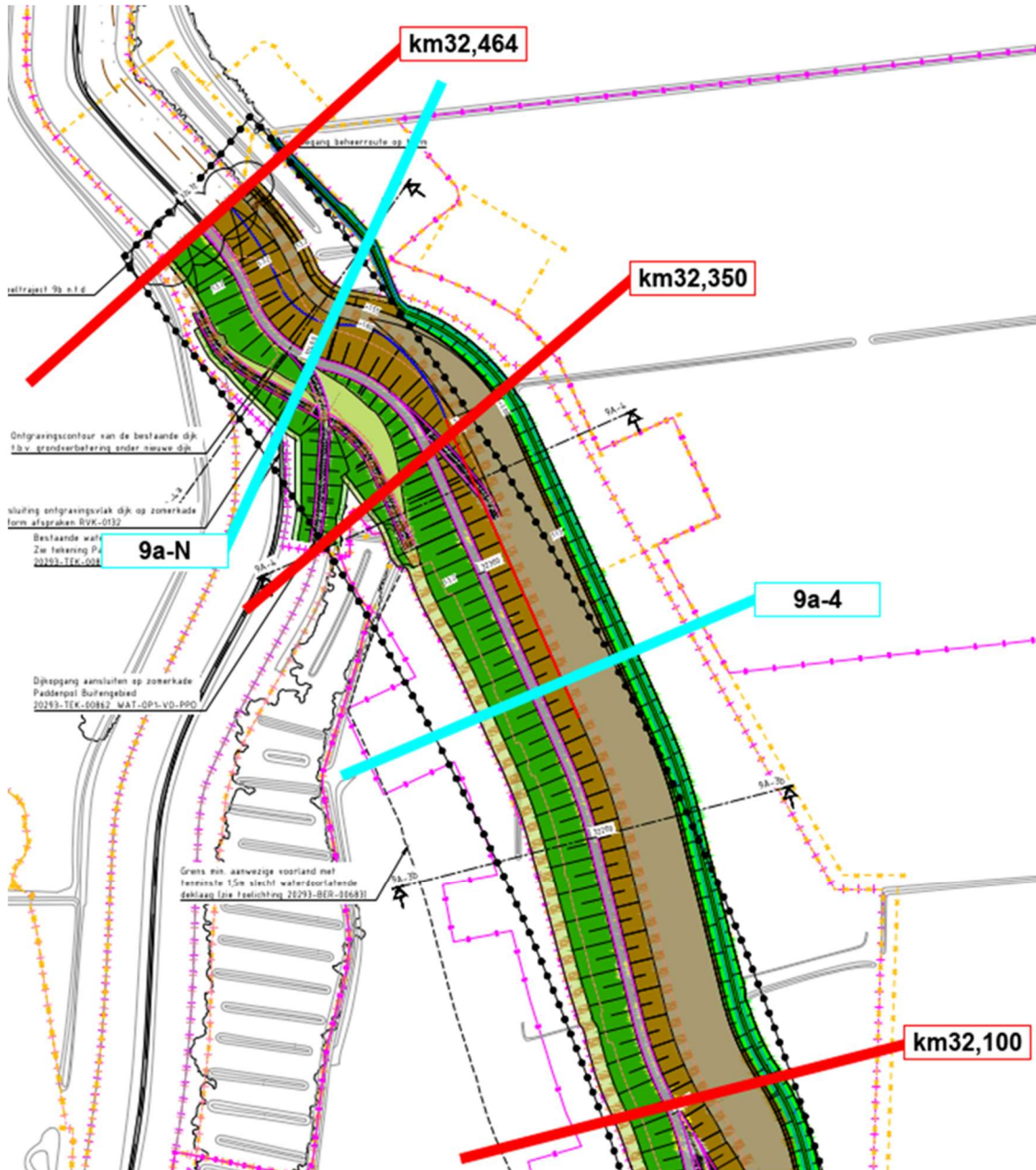


2. Ontwerputgangspunten

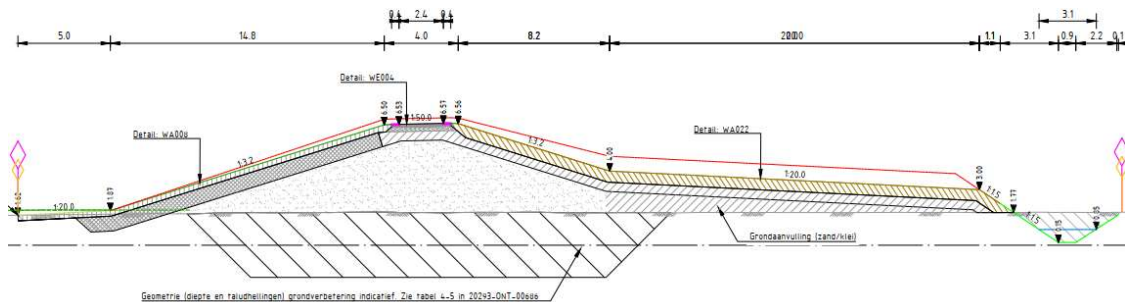
2.1. Definitief ontwerp (DO)

Het DO uit OL2 vormt de basis voor de geotechnische verificaties in het UO (OL3). Zie Afbeelding 2 (bovenaanzicht) en Afbeelding 3 (dwarsprofiel) voor het ontwerpresultaat van OL2.

Afbeelding 2 Bovenaanzicht sectie 9a-4 DO (OL2)



Afbeelding 3 Dwarsprofiel sectie 9a-4 DO (OL2)



2.2. Bouwfasering

Voor de verificatie van zettingen, macrostabiliteit en uitvoeringsstabiliteit zijn de uitgangspunten in Tabel 5 gehanteerd voor de bouwfasering.

Tabel 5 Uitgangspunten bouwfasering

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm. In de berekeningen is het uitgangspunt dat de binnenberm pas wordt aangebracht na het aanbrengen van de zandkern.

2.3. Grondverbetering

De uitgangspunten voor het ontwerp van de grondverbetering zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Uitgangspunten ontwerp grondverbetering

	Uitgangspunt
Ontgravingsniveau	NAP 0,0 m
Positie dijk-as	x = 0,00 m
Positie onderkant grondverbetering buitenzijde	x = -12,25 m (12,25 m uit dijk-as)
Positie onderkant grondverbetering binnenzijde	x = +9,00 m (9,00 m uit dijk-as)
Ontgravingstalud buitenzijde	1:2
Ontgravingstalud binnenzijde	1:2

2.4 Geometrie

Middels zettingsberekeningen is de benodigde zettingscompensatie bepaald. Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

3. Zettingen

3.1. Input verificatie zettingen

In de zettingsberekeningen zijn de samendrukbaarheidsparameters (NEN-Bjerrum model) uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. De uitgangspunten voor de verificatie van de zettingen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,5 à +2,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Er zijn drie zettingsberekeningen opgesteld voor de verificatie van de zettingen (Tabel 8). De situatie met een relatief laaggelegen maaiveld is maatgevend voor de benodigde hoeveelheid zettingscompensatie. Deze situatie is nader beschouwd voor de verificatie van de zettingen.

Tabel 8 Zettingsberekeningen voor verificatie zettingen

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag.sli ¹	16-03-2024	laag maaiveldniveau (NAP +1,5 m)
9a-4_verificatie_zettingen_mv_gem.sli	16-03-2024	gemiddeld maaiveldniveau (NAP +2,0 m)
9a-4_verificatie_zettingen_mv_hoog.sli	16-03-2024	hoog maaiveldniveau (NAP +2,5 m)

¹ Maatgevende berekening voor verificatie zettingen

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte**: betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie DO);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar)**: betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie**: betreft de hoeveelheid extra hoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte**: betreft de berekening van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment**: dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), **T = 365 dagen na aanleg van de dijk**, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

3.2. Output verificatie zettingen

Voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel van de dijk is in Afbeelding 4 een overzicht gegeven van:

- input ontwerp:
 - benodigde zettingscompensatie;
 - theoretische aanleghoogte;
 - oplevermoment dijk;
- output zettingsberekeningen:
 - hoogtes en taludhellingen bij oplevering;
 - hoogtes en taludhellingen bij eindsituatie 2075;
 - restzetting;
- verificatie zettingen.

Het oplevermoment is vastgesteld op **T = 365 dagen** na aanleg van de dijk op basis van de macrostabiliteit, zie paragraaf 4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

Op basis van Afbeelding 4 is aangetoond dat met de gekozen ontwerpuitgangspunten wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op kruin);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en binnenberm).

Opmerking(en):

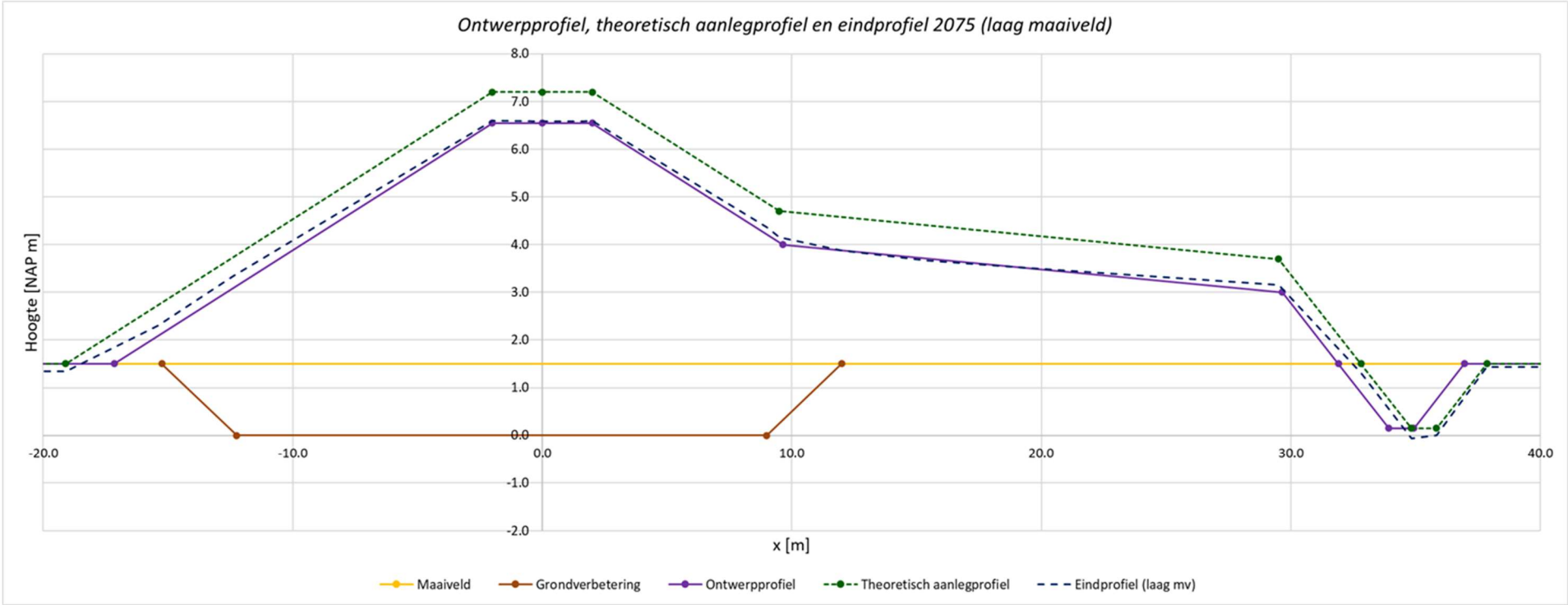
- De helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie is niet berekend. Uit de zettingsberekening volgt dat ter plaatse van de kruin geen significante zettingsverschillen optreden. Op basis hiervan wordt gesteld dat de helling waarop de kruin wordt aangelegd, overeenkomt met de helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie.
-

In Afbeelding 5 zijn het ontwerpprofiel, het theoretisch aanlegprofiel en het eindprofiel 2075 schematisch weergegeven voor de situatie met een relatief laag maaiveld (NAP +1,5 m).

Abbeelding 4 Input ontwerp, output zettingsberekening en verificatie zettingen voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel

	Positie in dwarsprofiel	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Situatie bij aanleg	Sectie [-]	1	6	7	8	9	10	11	12
	Verticaal [-]	2	5	7	9	11	12	14	15
	X-positie [m]	-19.100	-2.000	0.000	2.000	9.500	12.000	19.500	29.500
	Ontwerphoogte [NAP m]	1.500	6.550	6.550	6.550	4.000	3.868	3.500	3.000
	Ontwerptalud [-]	-	1:3	-	1:3	-	-	1:20	-
	Zettingscompensatie [m]	0.000	0.650	0.650	0.650	0.700	0.700	0.700	0.700
	Theoretische aanleghoogte [NAP m]	1.500	7.200	7.200	7.200	4.700	4.568	4.200	3.700
Situatie 2075 (eindsituatie)	Zetting na 50 jaar [m]	0.16	0.60	0.62	0.61	0.55	0.69	0.68	0.55
	Hoogte na 50 jaar [NAP m]	1.341	6.598	6.583	6.592	4.149	3.875	3.516	3.153
	Talud na 50 jaar [-]	-	1:3.3	-	1:3.1	-	-	1:24.4	-
Situatie bij oplevering	Oplevermoment [maanden]	12	12	12	12	12	12	12	12
	Zetting bij oplevering [m]	0.08	0.50	0.51	0.51	0.45	0.51	0.51	0.40
	Restzetting [m]	0.08	0.10	0.11	0.10	0.10	0.18	0.17	0.15
	Hoogte bij oplevering [NAP m]	1.420	6.700	6.690	6.690	4.250	4.058	3.690	3.300
	Talud bij oplevering [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:23.2	-
Verificatie	Omschrijving	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Eis hoogte kruin 2075	Min. NAP +6,55 m	-	6.60	6.58	6.59	-	-	-	-
Eis hoogte binnenberm 2075	Min. NAP +3,50 m (midden berm)	-	-	-	-	4.15	-	3.52	3.15
Eis hoogte buitenberm 2075	Min. NAP +4,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis restzetting dijk	Max. 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0.08	0.10	0.11	0.10	0.10	0.18	0.17	0.15
Eis restzetting fietspad	Max. 0,16 m in 7 jaar na oplevering	-	-	0.11	-	-	-	-	-
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:3	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	-	-
Eis beheer bermtaludhelling	Max. talud bij oplevering 1:20	-	-	-	-	-	-	1:23.2	-

Afbeelding 5 Ontwerpprofiel, theoretisch aanlegprofiel en eindprofiel 2075 (laag maaiveld)



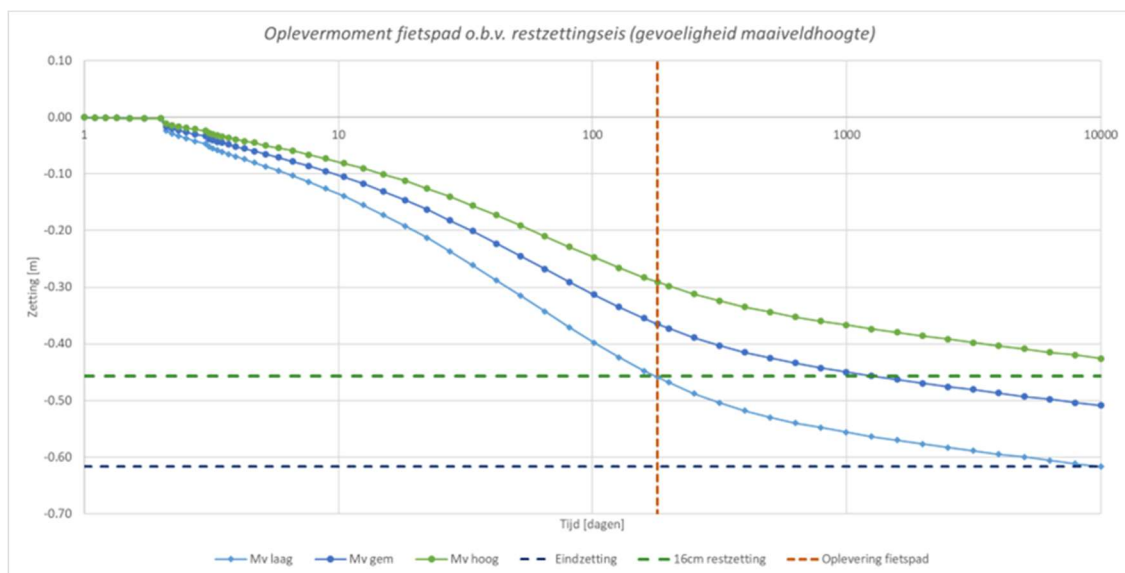
3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad

Aanvullend zijn er een aantal zettingsberekeningen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen.

3.3.1. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. maaiveldhoogte

Voor de variatie in maaiveldhoogte zijn drie berekeningen beschouwd, zoals eerder weergegeven in Tabel 8. De berekening met het laaggelegen maaiveld (op NAP +1,5 m) resulteert in de maximale totaalzetting (circa 0,62 m). Op basis van de restzettingseis van het fietspad (max. 16 cm restzetting binnen 7 jaar na oplevering) kan het fietspad na circa 180 dagen na de bouw van de dijk worden opgeleverd (zie Afbeelding 6). Bij een hoger gelegen maaiveld is de berekende totaalzetting lager en kan het fietspad eerder worden opgeleverd (zie Afbeelding 6 en Tabel 9).

Afbeelding 6 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid maaiveldhoogte)



Tabel 9 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid maaiveldniveau)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
laag maaiveld (NAP +1,5 m)	0,62	0,46	180
gemiddeld maaiveld (NAP +2,0 m)	0,51	0,35	160
hoog maaiveld (NAP +2,5 m)	0,43	0,27	130

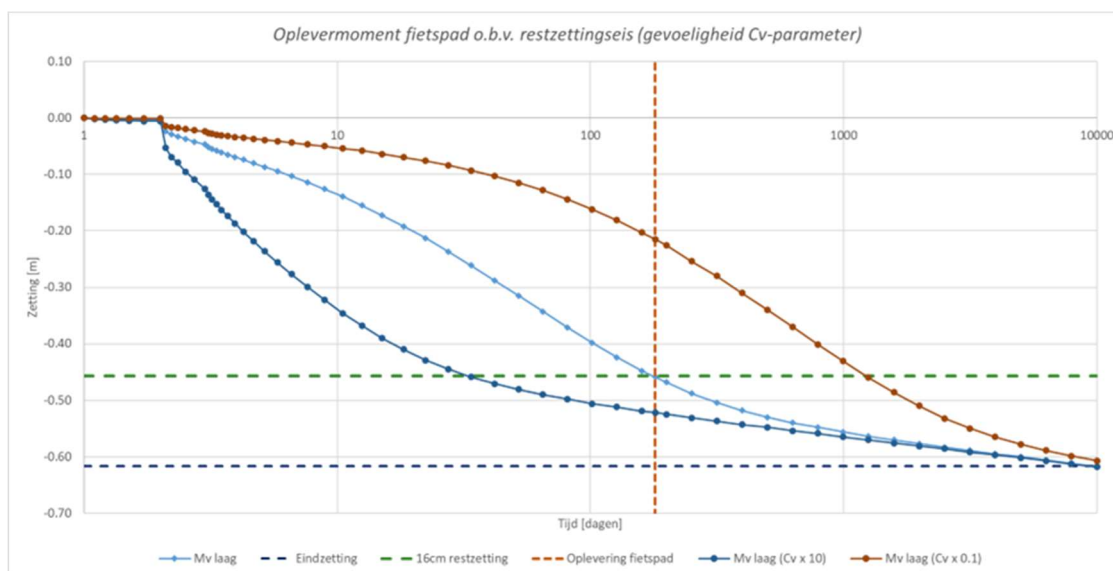
3.3.2. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. doorlatendheid cohesieve lagen

De drie berekeningen in Tabel 10 zijn beschouwd voor het bepalen van de invloed van de verticale consolidatieparameter (doorlatendheid) van de cohesieve lagen op het oplevermoment van het fietspad. Het effect van de verticale consolidatieparameter C_v op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 7 en in Tabel 11.

Tabel 10 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse Cv-parameter

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, standaard waarden voor Cv-parameter: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv10.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter vermenigvuldigd met factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag_Cv01.sli	16-03-2024	laag maaiveldniveau, Cv-parameter gedeeld door factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

Afbeelding 7 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid Cv-parameter)



Tabel 11 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid Cv-parameter)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq 0,16 \text{ m}$)
basisberekening (standaard waarden Cv)	0,62	0,46	180
hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$)	0,62	0,46	34
lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$)	0,61	0,45	1254

3.3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. ophoogtempo

Er zijn drie aanvullende zettingsberekeningen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op het oplevermoment van het fietspad te bepalen (zie Tabel 12). De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen;
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen;
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen.

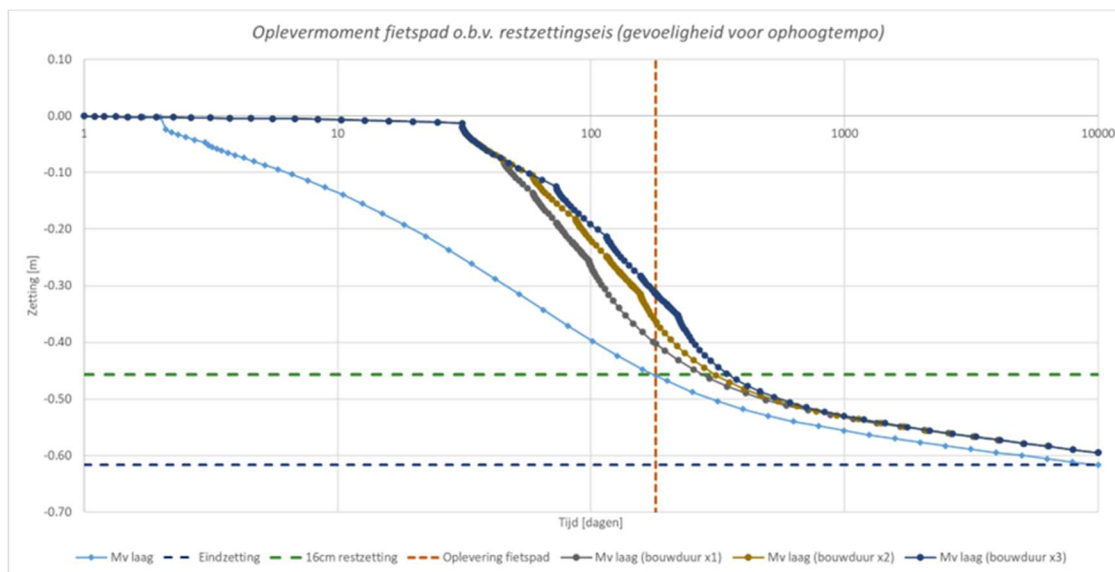
Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

Tabel 12 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse ophoogtempo (inclusief uitgangspunten ophoogtempo)

Bouwstep	Hoog ophoogtempo	Gemiddeld ophoogtempo	Laag ophoogtempo
Berekening	9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x1.sli (16-03-2024)	9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x2.sli (16-03-2024)	9a-4_verificatie_zettingen_mv_laag_bouwduur_x3.sli (16-03-2024)
1. ontgraven grondverbetering	T = 0 d	T = 0 d	T = 0 d
2. aanvullen grondverbetering	T = 1 d	T = 1 d	T = 1 d
3. zandkern slag 1 (1 ^e m)	T = 31 d	T = 31 d	T = 31 d
4. zandkern slag 2 (2 ^e m)	T = 45 d	T = 59 d	T = 73 d
5. zandkern slag 3 (3 ^e m)	T = 59 d	T = 87 d	T = 115 d
6. zandkern slag 3 (restant)	T = 73 d	T = 115 d	T = 157 d
7. kleiberm slag 1 (1 ^e m)	T = 80 d	T = 129 d	T = 178 d
8. kleiberm slag 2 (2 ^e m)	T = 87 d	T = 143 d	T = 199 d
9. kleibekleding	T = 94 d	T = 157 d	T = 220 d

Het effect van het ophoogtempo op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 8 en in Tabel 13.

Afbeelding 8 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid ophoogtempo)



Tabel 13 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid ophogtempo)

Scenario	Totaal- zetting [m]	Totaal- zetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)	Oplevermoment fietspad t.o.v. laatste ophogslag [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
basisberekening (bouw dijk in één slag)	0,62	0,46	180	180
hoog ophogtempo	0,60	0,44	253	159
gemiddeld ophogtempo	0,60	0,44	280	123
laag ophogtempo	0,60	0,44	317	97

4. Macrostabieliteit

4.1. Input verificatie macrostabieliteit

Voor de verificatie van macrostabieliteit is geen rekening gehouden met een bouwfasering; het uitgangspunt is dat de dijk in één slag wordt aangelegd. Na aanleg van de dijk is een consolidatietijd benodigd voordat de wateroverspanningen in de cohesieve lagen voldoende zijn afgenomen en er voldoende sterkte in de ondergrond is ontwikkeld.

Bij de verificatie van macrostabieliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 14):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$);
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$).

Tabel 14 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie).

Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch.

Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De overige uitgangspunten voor de verificatie van macrostabieliteit zijn weergegeven in Tabel 15.

Tabel 15 Uitgangspunten verificatie macrostabieliteit

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Waterstanden	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,60
	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	H	[m]	4,75
	1/2 H (buitentalud)	[NAP m]	+3,23
	1/4 H (binnenberm)	[NAP m]	+2,05
	peil na val	[NAP m]	+2,37
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58
	grenspotentiaal sloot	[NAP m]	+1,64

Middels de zettingsberekening zijn de consolidatiepercentages van de cohesieve lagen op verschillende tijdstippen bepaald. Op basis van de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende tijdstippen (Tabel 16) is bepaald wanneer de nieuwe dijk voldoet aan de eisen voor Dijkveilig en Normveilig.

Tabel 16 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T10000.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 10.000 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T365.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 365 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T300.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 300 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T240.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 240 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T180.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 180 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T120.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 120 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T60.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 60 dagen na aanleg
9a-4_verificatie_macrostabiliteit_T1.stix	18-04-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 1 dag na aanleg

4.2. Output verificatie macrostabiliteit

In Tabel 17 is een overzicht gegeven van de resultaten van de verificatie van macrostabiliteit op de verschillende tijdstippen. Op basis hiervan wordt gesteld:

- **Dijkveilig** na een consolidatieperiode van 60 dagen na aanleg van de dijk;
- **Normveilig** na een consolidatieperiode van 300 dagen na aanleg van de dijk.

Tabel 17 Overzicht resultaten verificatie macrostabiliteit

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,75	1,39	1,33	
365	1,54	1,22	1,22	
300	1,46 ($\geq 1,27$)	1,17 ($\geq 1,00$)	1,20 ($\geq 1,19$)	Normveilig
240	1,37	1,13	1,18	
180	1,30	1,07	1,14	
120	1,19	-	1,10	
60	1,11	-	1,04	Dijkveilig ($1,07 \leq SF_{STBI} < 1,27$)
1	0,92	-	-	

In de volgende paragrafen zijn de consolidatiepercentages en berekeningsresultaten per tijdstip weergegeven.

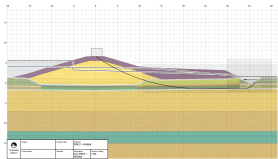
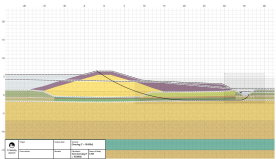
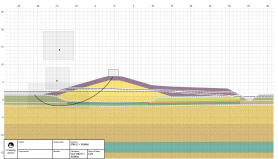
4.2.1. T = 10.000 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 18. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 19.

Tabel 18 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 10.000 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	100	100	100
Nieuwkoop veen	100	100	100
Boxtel klei	100	100	100

Tabel 19 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 10.000 dagen na aanleg

T = 10.000 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,75	1,39	1,33
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig - voldoet aan SF _{eis} , dijkveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig

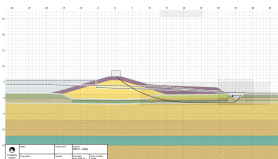
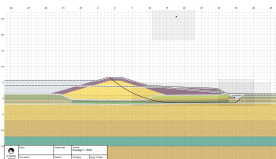
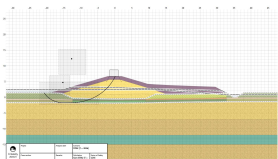
4.2.2. T = 365 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 20. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 21.

Tabel 20 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 365 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	86	88	83
Nieuwkoop veen	74	68	66
Boxtel klei	81	65	77

Tabel 21 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 365 dagen na aanleg

T = 365 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,54	1,22	1,22
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig - voldoet aan SF _{eis} , dijkveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig	- voldoet aan SF _{eis} , normveilig

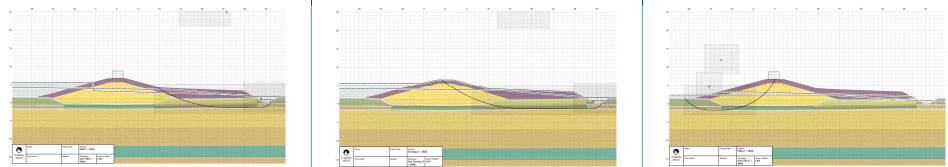
4.2.3. $T = 300$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 22. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 22 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 300$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	82	85	78
Nieuwkoop veen	66	62	58
Boxtel klei	76	59	71

Tabel 23 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 300$ dagen na aanleg

$T = 300$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{\text{berekend}} [-]$	1,46	1,17	1,20
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$ - voldoet aan $SF_{eis, \text{dijkveilig}}$		

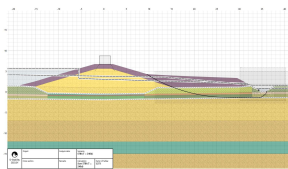
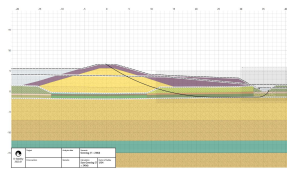
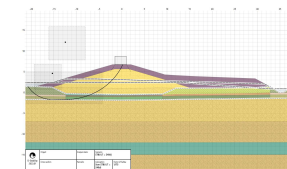
4.2.4. $T = 240$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 24. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 25.

Tabel 24 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 240$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	77	82	73
Nieuwkoop veen	58	55	50
Boxtel klei	70	55	66

Tabel 25 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 240 dagen na aanleg

T = 240 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,37	1,13	1,18
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig	- voldoet aan SF_{eis}, normveilig	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig

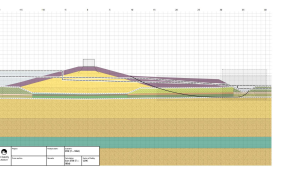
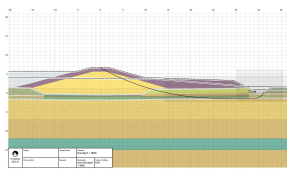
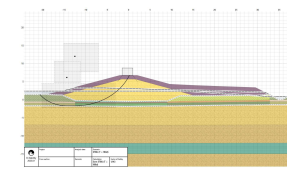
4.2.5. T = 180 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 26. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 27.

Tabel 26 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 180 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	70	77	67
Nieuwkoop veen	47	47	40
Boxtel klei	62	47	59

Tabel 27 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 180 dagen na aanleg

T = 180 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,30	1,07	1,14
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig	- voldoet aan SF_{eis}, normveilig	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig

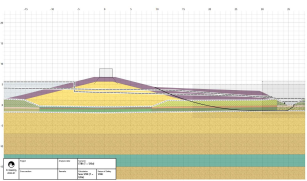
4.2.6. T = 120 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 28. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 29.

Tabel 28 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 120 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	60	70	59
Nieuwkoop veen	33	35	27
Boxtel klei	50	38	49

Tabel 29 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 120 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,19	niet beschouwd	1,10
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig		

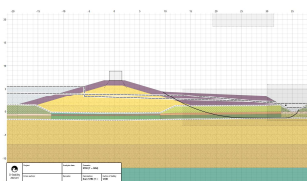
4.2.7. T = 60 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 30. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 31.

Tabel 30 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 60 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	47	57	47
Nieuwkoop veen	16	20	14
Boxtel klei	38	29	39

Tabel 31 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 60 dagen na aanleg

T = 120 d	STBI	STBI bij overslag	STBU
SF _{eis} , normveilig [-]	1,27	1,00	1,19
SF _{eis} , dijkveilig [-]	1,07	n.v.t.	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,11	niet beschouwd	1,04
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan SF_{eis}, normveilig - voldoet aan SF_{eis}, dijkveilig		

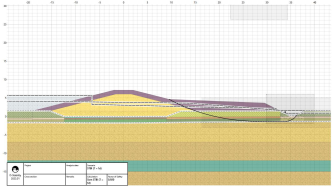
4.2.8. $T = 1$ dag na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 32. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 33.

Tabel 32 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 1$ dag na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin	Binnenberm
Echteld klei	13	36	12
Nieuwkoop veen	0	1	0
Boxtel klei	9	6	11

Tabel 33 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 1$ dag na aanleg

$T = 1$ d	STBI	STBI bij overslag	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,27	1,00	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	1,07	n.v.t.	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	0,92	niet beschouwd	niet beschouwd
Maatgevend glijvlak [-]			
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$ - voldoet niet aan $SF_{eis, \text{dijkveilig}}$		

5. Uitvoeringsstabiliteit

Een aantal maatgevende situaties met betrekking tot uitvoeringsstabiliteit zijn getoetst:

- materieel naast ontgraving grondverbetering;
- ophoging zandkern;
- ophoging kleiberm;
- ophoging kleibekleding;
- materieel voor installatie kunststof damwand.

5.1. Input verificatie uitvoeringsstabiliteit

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stabiliteitsfactor voor uitvoeringsstabiliteit bedraagt $SF = 1,00$.

De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstabiliteit zijn per berekening weergegeven in het vervolg van dit logboek.

Tabel 34 geeft een overzicht van de verschillende berekeningen voor de verificatie van uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 34 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie uitvoeringsstabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
materieel naast ontgraving grondverbetering	07-06-2024	9a-4_verificatie_uitvoeringsstabiliteit_ontgraving_BGT.stix
ophoging zandkern	03-04-2024	9a-4_verificatie_uitvoeringsstabiliteit_zandkern.stix
ophoging kleiberm	04-04-2024	9a-4_verificatie_uitvoeringsstabiliteit_kleiberm.stix
ophoging kleibekleding	04-04-2024	9a-4_verificatie_uitvoeringsstabiliteit_bekleding.stix
materieel op zandkern voor damwandinstallatie	07-06-2024	9a-4_verificatie_uitvoeringsstabiliteit_damwand.stix

5.2. Output verificatie uitvoeringsstabiliteit

5.2.1. Uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

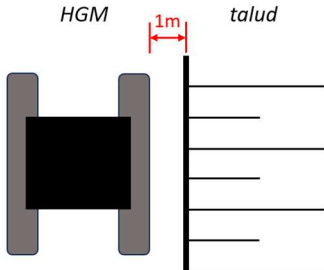
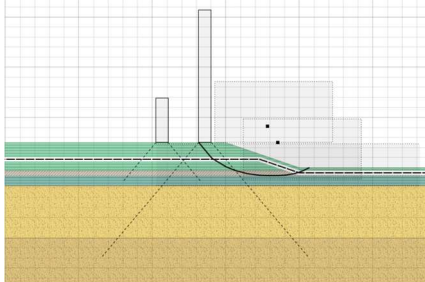
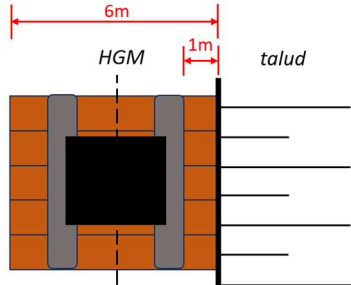
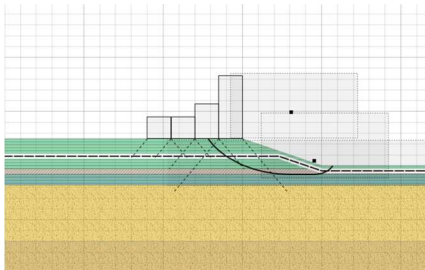
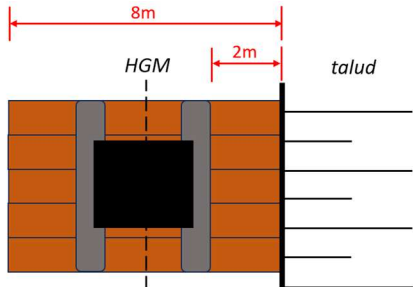
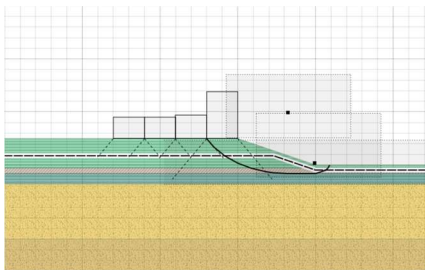
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 35. De situatie met een relatief hoog maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 35 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	DKMP301
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+2,50
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine, 3 situaties: (1) HGM zonder schotten (2) HGM op schotten (schotlengte 6 m) (3) HGM op schotten (schotlengte 8 m)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 36.

Tabel 36 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Optie 1: - HGM zonder schotten; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,06 (voldoet)	
Optie 2: - HGM op schotten (schotlengte 6 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,13 (voldoet)	
Optie 3: - HGM op schotten (schotlengte 8 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 2 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,16 (voldoet)	

5.2.2. Uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 37. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 37 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

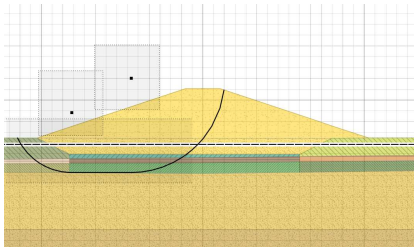
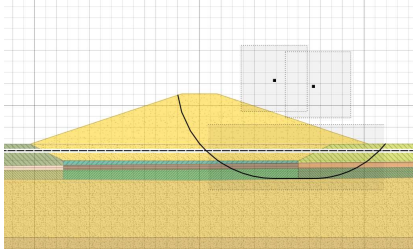
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,10
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 38. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 39. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 38 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenberm [%]
Echteld klei	12	35	13
Nieuwkoop veen	0	1	0
Boxtel klei	12	3	7

Tabel 39 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,10 m; - talud = 1:3.	1,06 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,10 m; - talud = 1:3.	1,06 (voldoet)	

5.2.3. Uitvoeringsstabiliteit kleiberm

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleiberm naast de binnendijkse sloot wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 40. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 40 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

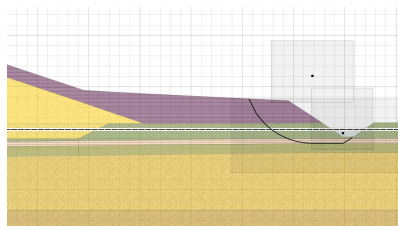
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+4,70 (insteek binnenberm) +3,70 (insteek sloot)
	talud sloot	[-]	1:1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleiberm in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de kleiberm zijn weergegeven in Tabel 41. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 42. Bij het aanleggen van de kleiberm in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 41 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleiberm

Laag	Consolidatiepercentage [%]
Echteld klei	9
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	10

Tabel 42 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleiberm

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit kleiberm: - ophoging kleiberm in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +4,70 m à NAP +3,70 m; - talud sloot = 1:1,5.	1,01 (voldoet)	

5.2.4. Uitvoeringsstabiliteit kleibekleding

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 43. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 43 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

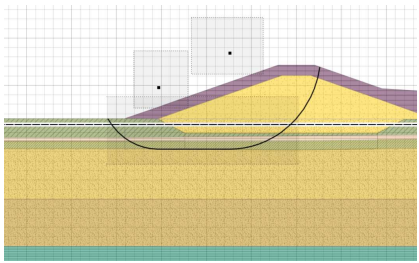
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,20
	talud kleibekleding	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 44. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 45. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 44 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]
Echteld klei	9	36
Nieuwkoop veen	0	1
Boxtel klei	13	3

Tabel 45 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,20 m; - talud = 1:3.	1,04 (voldoet)	

5.2.5. Uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kunststof damwanden worden geïnstalleerd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 46. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 46 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP304
	kruin	[-]	DKMP301
	binnenteen	[-]	DKMP302 & B2004
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,10
	bovenkant zandberm (heiplateau)	[NAP m]	+3,20
	breedte zandberm	[m]	10,0
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
Materieel	draadkraan	[-]	Hitachi CX-700 op schotten (minimum schotlengte = 8 m)

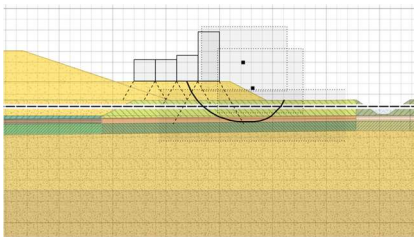
Het uitgangspunt is dat eerst zowel de zandkern als de zandberm (heiplateau) worden aangelegd, waarna vervolgens de kunststof damwandplanken met een draadkraan vanaf de zandberm worden geïnstalleerd.

Het uitgangspunt is dat de damwanden direct na aanleg van de zandkern en de zandberm worden geïnstalleerd. De consolidatiepercentages direct na aanleg zijn weergegeven in Tabel 47. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 48. Bij deze werkwijze wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 47 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern tot NAP +6,1 m en zand berm tot NAP +3,2 m

Laag	Zandkern [%]	Kleiberm [%]
Echteld klei	34	10
Nieuwkoop veen	1	0
Boxtel klei	5	12

Tabel 48 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie kunststof damwand

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
- ophoging zandkern + zandberm in één slag (T = 1 d); - consolidatiepercentages op T = 2 d; - hoogte heiplateau = NAP +3,2 m; - breedte heiplateau = 10 m; - draadkraan op schotten (minimum schotlengte = 8 m).	1,08 (voldoet)	

LOGBOEK ONTWERPBEREKENINGEN DIJKVERLEGGING PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-N
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	2.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
1.1	Concept UO (OL3)
1.2	Interne review UO (OL3)
2.0	Definitief UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

Het tracé van de dijkverlegging is, op basis van de ligging van het fietspad, opgedeeld in vijf geotechnische dijksecties (zie Tabel 4). Een overzicht van de grenzen van geotechnische dijksecties (rode lijnen) en de rekensneden (blauwe lijnen) is weergegeven in Afbeelding 1. Voorliggend logboek betreft het geotechnisch ontwerp voor **sectie 9a-N**.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor dijkverlegging Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-Z	31,500	31,600	31,580	zuidelijke aansluiting; geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-2	31,600	31,750	31,650	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-3	31,750	32,100	31,950	fietspad op de buitenberm
9a-4	32,100	32,350	32,250	geen buitenberm, fietspad op de kruin
9a-N	32,350	32,464¹	32,400	noordelijke aansluiting (bij Herxer bosje); geen buitenberm, fietspad op de kruin

¹ Door de dijkverlegging is er sprake van een sprong in de kilometrering. Het einde van de dijkverlegging ligt op circa km32,464. Dit is op dezelfde plek waar deeltraject 9b begint (km32,600).

Afbeelding 1 Overzicht geotechnische dijksecties (rode lijnen) en rekensneden (blauwe lijnen) voor dijkverlegging Paddenpol

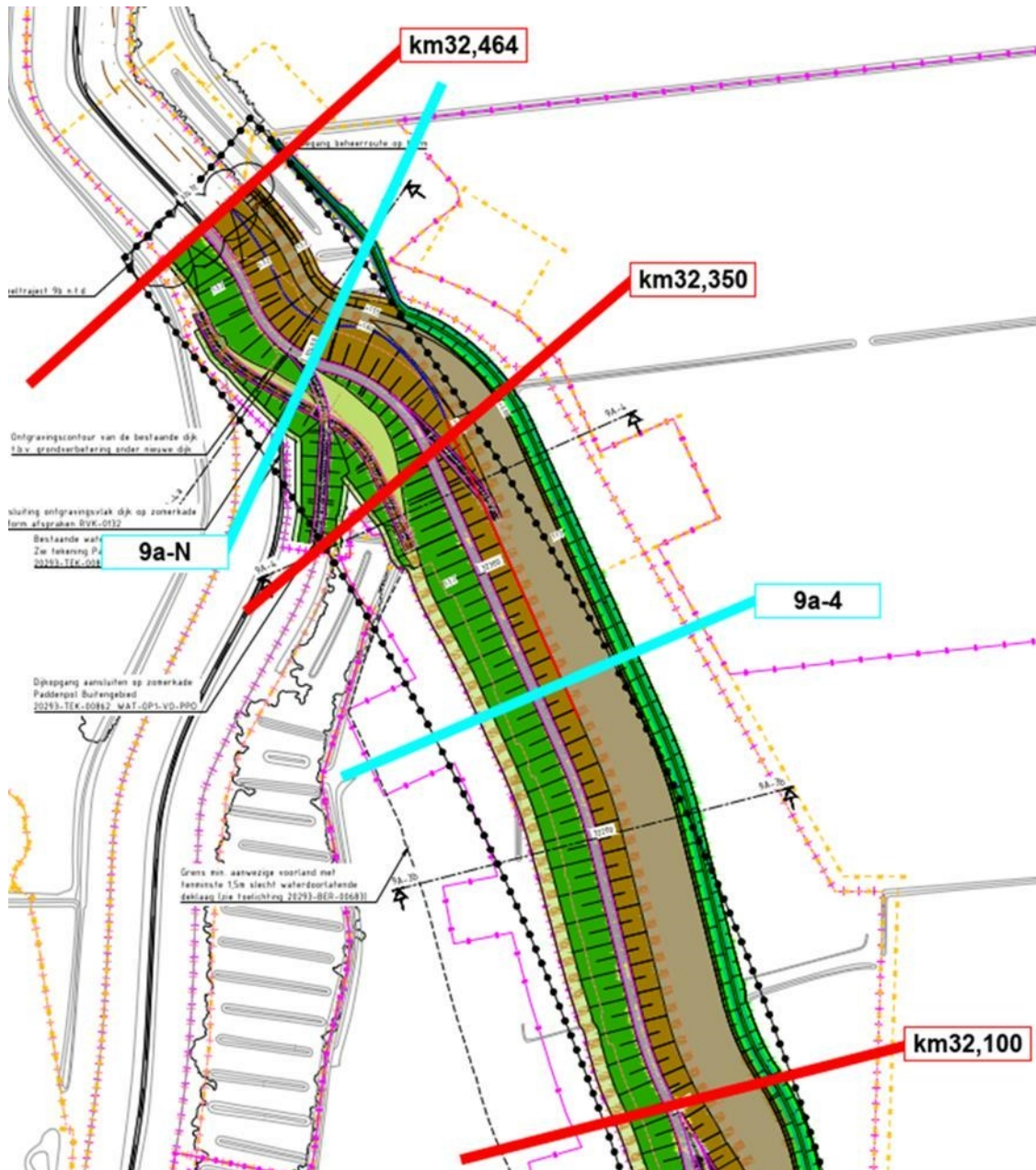


2. Ontwerputgangspunten

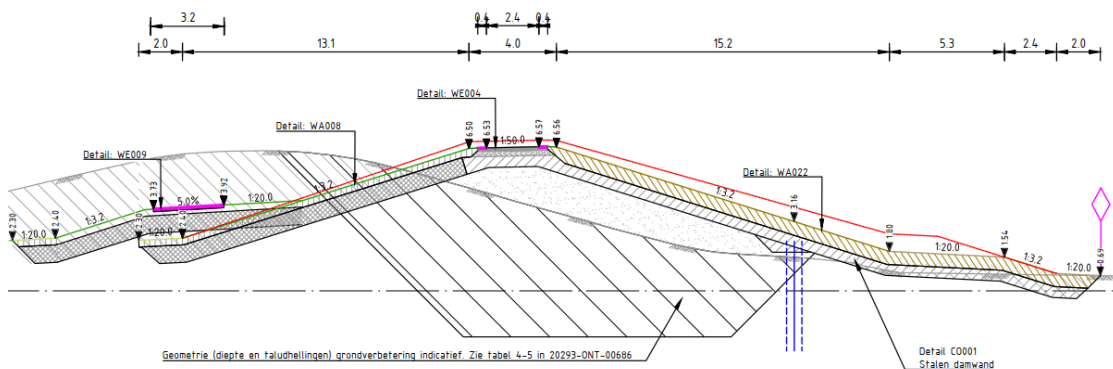
2.1. Definitief ontwerp (DO)

Het DO uit OL2 vormt de basis voor de geotechnische verificaties in het UO (OL3). Zie Afbeelding 2 (bovenaanzicht) en Afbeelding 3 (dwarsprofiel) voor het ontwerpresultaat van OL2.

Afbeelding 2 Bovenaanzicht sectie 9a-N DO (OL2)



Afbeelding 3 Dwarsprofiel sectie 9a-N DO (OL2)



2.2. Bouwfasering

Voor de verificatie van zettingen, macrostabiliteit en uitvoeringsstabiliteit zijn de uitgangspunten in Tabel 5 gehanteerd voor de bouwfasering.

Tabel 5 Uitgangspunten bouwfasering

Stap	Tijdstip [d]	Omschrijving	Opmerking
0	-1	Initiële (bestaande) situatie	-
1	0	Ontgraven grondverbetering tot NAP 0,0 m, ontgraven sloot	
2	1	Aanbrengen zand grondverbetering tot maaiveldniveau	-
3	2	Aanbrengen zandkern dijk tot theoretisch aanlegprofiel zandkern (= ontwerpprofiel zandkern + zettingscompensatie)	Er is geen onderscheid gemaakt tussen verschillende ophoogslagen.
4	3	Aanbrengen klei binnenberm en kleibekleding	Vrijkomende klei bij ontgraving t.b.v. grondverbetering wordt mogelijk in depot gezet ter plaatse van toekomstige binnenberm. In de berekeningen is het uitgangspunt dat de binnenberm pas wordt aangebracht na het aanbrengen van de zandkern.

2.3. Grondverbetering

De uitgangspunten voor het ontwerp van de grondverbetering zijn weergegeven in Tabel 6.

Tabel 6 Uitgangspunten ontwerp grondverbetering

	Uitgangspunt
Ontgravingsniveau	NAP 0,0 m
Positie dijk-as	x = 0,00 m
Positie onderkant grondverbetering buitenzijde	x = -11,25 m (11,25 m uit dijk-as)
Positie onderkant grondverbetering binnenzijde	x = +9,00 m (9,00 m uit dijk-as)
Ontgravingstalud buitenzijde	1:2
Ontgravingstalud binnenzijde	1:2

2.4 Geometrie

Middels zettingsberekeningen is de benodigde zettingscompensatie bepaald. Het uitgangspunt is dat de zettingen worden gecompenseerd in het ontwerp door de zandkern verhoogd aan te leggen. Het uitgangspunt is dat de zandkern hierbij wordt aangelegd met 1:3 taluds.

3. Zettingen

3.1. Input verificatie zettingen

In de zettingsberekeningen zijn de samendrukbaarheidsparementers (NEN-Bjerrum model) uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. De uitgangspunten voor de verificatie van de zettingen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiVELdnliveau	[NAP m]	+1,5
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Er is één zettingsberekening opgesteld voor de verificatie van de zettingen (Tabel 8).

Tabel 8 Zettingsberekeningen voor verificatie zettingen

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-N_verificatie_zettingen.sli	30-04-2024	noordelijke aansluiting

De volgende definities zijn gehanteerd:

- **ontwerphoogte**: betreft de hoogte van de dijk in het waterveiligheidsontwerp in 2075 (zie DO);
- **totale zetting (zetting na 50 jaar)**: betreft de zetting die optreedt vanaf aanleg tot aan 50 jaar na oplevering (2075);
- **benodigde zettingscompensatie**: betreft de hoeveelheid extra hoogte die dient te worden aangebracht ter compensatie van de totale zetting;
- **theoretische aanleghoogte**: betreft de berekening van de ontwerphoogte en de benodigde zettingscompensatie. In de praktijk treedt een deel van de totale zetting op tijdens aanleg, waardoor de daadwerkelijk benodigde aanleghoogte lager ligt dan de theoretische aanleghoogte. Zetting tijdens aanleg is echter niet nader beschouwd;
- **oplevermoment**: dit is het moment waarop de dijk wordt overgedragen aan het waterschap. De dijk wordt getoetst op de restzettingen die optreden vanaf oplevering, daarmee wordt aangetoond dat de dijk in 2075 op minimale hoogte ligt. Overige geometrische eisen (e.g. onderhoud, afwatering, wegontwerp) worden tevens op dit moment getoetst. Het oplevermoment is vastgesteld op basis van de consolidatietijd die benodigd is alvorens de dijk voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactoren (normveilig), **T = 365 dagen na aanleg van de dijk**, zie paragraaf §4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

3.2. Output verificatie zettingen

Voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel van de dijk is in Afbeelding 4 een overzicht gegeven van:

- input ontwerp:
 - benodigde zettingscompensatie;
 - theoretische aanleghoogte;
 - oplevermoment dijk;
- output zettingsberekeningen:
 - hoogtes en taludhellingen bij oplevering;
 - hoogtes en taludhellingen bij eindsituatie 2075;
 - restzetting;
- verificatie zettingen.

Het oplevermoment is vastgesteld op **T = 365 dagen** na aanleg van de dijk op basis van de macrostabiliteit, zie paragraaf §4.2. Output verificatie macrostabiliteit.

Op basis van Afbeelding 4 is aangetoond dat met de gekozen ontwerpuitgangspunten wordt voldaan aan:

- minimum ontwerphoogte (kruin en binnenberm) in de eindsituatie (2075);
- maximum restzetting na oplevering (dijk algemeen en fietspad op kruin);
- maximum taludhelling na oplevering (buiten- en binnentalud en binnenberm).

Opmerking(en):

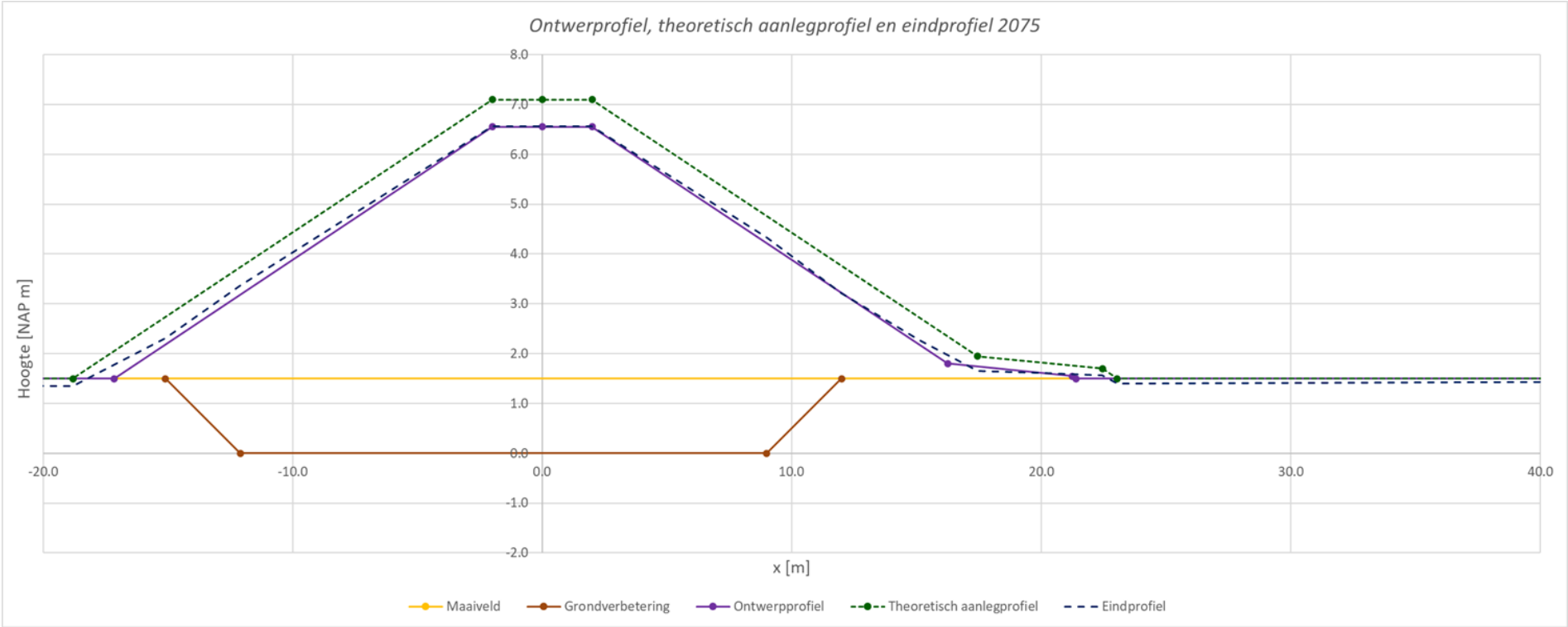
- De helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie is niet berekend. Uit de zettingsberekening volgt dat ter plaatse van de kruin geen significante zettingsverschillen optreden. Op basis hiervan wordt gesteld dat de helling waarop de kruin wordt aangelegd, overeenkomt met de helling van de kruin bij oplevering en in de eindsituatie.
-

In Afbeelding 5 zijn het ontwerpprofiel, het theoretisch aanlegprofiel en het eindprofiel 2075 schematisch weergegeven.

Afbeelding 4 Input ontwerp, output zettingsberekening en verificatie zettingen voor de maatgevende punten in het dwarsprofiel

	Positie in dwarsprofiel	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Situatie bij aanleg	Sectie [-]	1	6	7	8	9	10	11	12
	Verticaal [-]	2	5	7	9	13	13	14	15
	X-positie [m]	-18.800	-2.000	0.000	2.000	17.450	17.450	19.950	22.450
	Ontwerphoogte [NAP m]	1.500	6.550	6.550	6.550	1.800	1.800	1.675	1.550
	Ontwerptalud [-]	-	1:3	-	1:3	-	-	1:20	-
	Zettingscompensatie [m]	0.000	0.550	0.550	0.550	0.150	0.150	0.150	0.150
	Theoretische aanleghoogte [NAP m]	1.500	7.100	7.100	7.100	1.950	1.950	1.825	1.700
Situatie 2075 (eindsituatie)	Zetting na 50 jaar [m]	0.15	0.53	0.54	0.54	0.30	0.30	0.21	0.14
	Hoogte na 50 jaar [NAP m]	1.346	6.566	6.558	6.565	1.651	1.651	1.612	1.560
	Talud na 50 jaar [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:54.9	-
Situatie bij oplevering	Oplevermoment [maanden]	12	12	12	12	12	12	12	12
	Zetting bij oplevering [m]	0.08	0.44	0.44	0.44	0.20	0.20	0.13	0.07
	Restzetting [m]	0.07	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10	0.08	0.07
	Hoogte bij oplevering [NAP m]	1.420	6.660	6.660	6.660	1.750	1.750	1.695	1.630
	Talud bij oplevering [-]	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	1:41.7	-
Verificatie	Omschrijving	Buitenteen	Buitenkruin	Dijk-as	Binnenkruin	Onderzijde binnentalud	Insteek binnenberm	Midden binnenberm	Einde binnenberm
Eis hoogte kruin 2075	Min. NAP +6,55 m	-	6.57	6.56	6.57	-	-	-	-
Eis hoogte binnenberm 2075	Min. NAP +3,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis hoogte buitenberm 2075	Min. NAP +4,50 m (midden berm)	-	-	-	-	-	-	-	-
Eis restzetting dijk	Max. 0,50 m in 50 jaar na oplevering	0.07	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10	0.08	0.07
Eis restzetting fietspad	Max. 0,16 m in 7 jaar na oplevering	-	-	0.10	-	-	-	-	-
Eis beheer taludhelling	Max. talud bij oplevering 1:3	-	1:3.2	-	1:3.1	-	-	-	-
Eis beheer bermtaludhelling	Max. talud bij oplevering 1:20	-	-	-	-	-	-	1:41.7	-

Afbeelding 5 Ontwerpprofiel, theoretisch aanlegprofiel en eindprofiel 2075 (laag maaiveld)

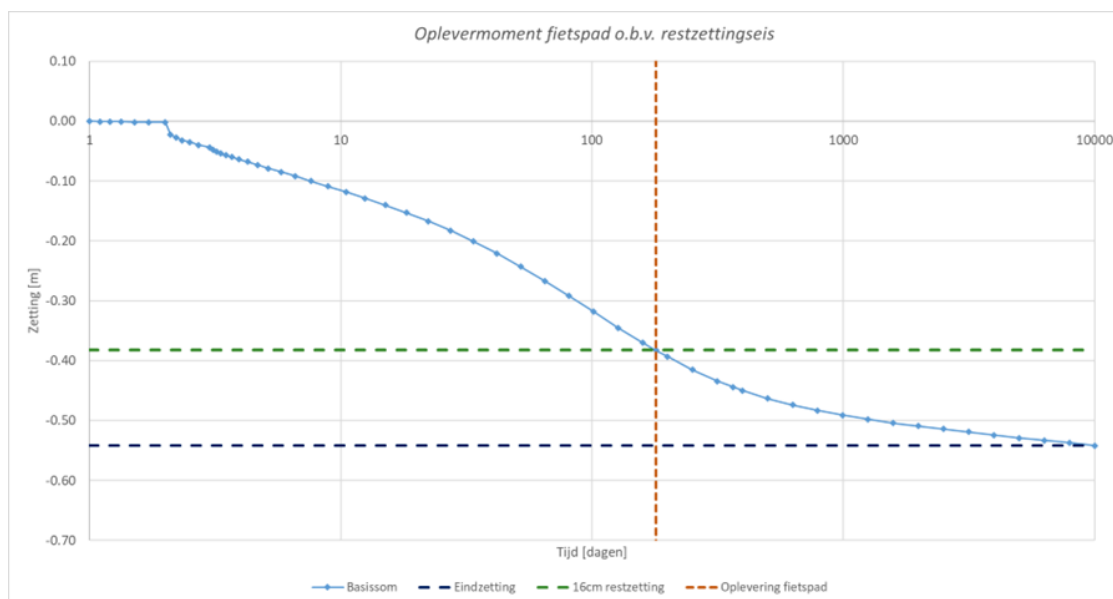


3.3. Gevoeligheid oplevermoment fietspad

Aanvullend zijn er een aantal zettingsberekeningen opgesteld om de gevoeligheid van het moment van opleveren van het fietspad in kaart te brengen.

De zettingsberekening resulteert in een totaalzetting van circa 0,54 m. Op basis van de restzettingseis van het fietspad (max. 16 cm restzetting binnen 7 jaar na oplevering) kan het fietspad na circa 180 dagen na de bouw van de dijk worden opgeleverd (zie Afbeelding 6 en Tabel 9).

Afbeelding 6 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis



Tabel 9 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting $\leq$ 0,16 m)
noordelijke aansluiting	0,54	0,38	180

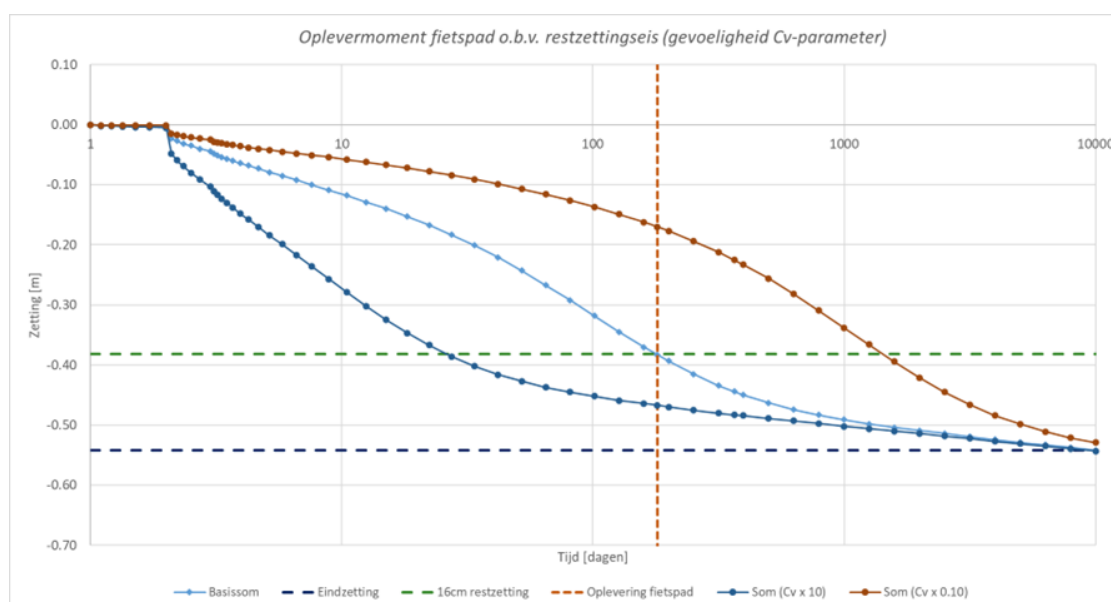
3.3.1. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. doorlatendheid cohesieve lagen

De drie berekeningen in Tabel 10 zijn beschouwd voor het bepalen van de invloed van de verticale consolidatieparameter (doorlatendheid) van de cohesieve lagen op het oplevermoment van het fietspad. Het effect van de verticale consolidatieparameter C_v op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 7 en in Tabel 11.

Tabel 10 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse Cv-parameter

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-N_verificatie_zettingen.sli	30-04-2024	standaard waarden voor Cv-parameter: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-N_verificatie_zettingen_Cv10.sli	30-04-2024	Cv-parameter vermenigvuldigd met factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
9a-N_verificatie_zettingen_Cv01.sli	30-04-2024	Cv-parameter gedeeld door factor 10: - Echteld klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Nieuwkoop veen: $C_v = 1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ - Bortel klei: $C_v = 2,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

Afbeelding 7 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid Cv-parameter)



Tabel 11 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid Cv-parameter)

Scenario	Totaalzetting [m]	Totaalzetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
basisberekening (standaard waarden Cv)	0,54	0,38	180
hogere consolidatiesnelheid ($C_v \cdot 10$)	0,54	0,38	27
lagere consolidatiesnelheid ($C_v / 10$)	0,53	0,37	1.254

3.3.2. Gevoeligheid oplevermoment fietspad i.r.t. ophoogtempo

Er zijn drie aanvullende zettingsberekeningen opgesteld om de invloed van het ophoogtempo op het oplevermoment van het fietspad te bepalen (zie Tabel 12). De uitgangspunten voor de situatie met een hoog ophoogtempo zijn:

- aanvullen grondverbetering in 30 dagen;
- aanbrengen zandkern met laagdikte 1m per 14 dagen;
- aanbrengen kleiberm/kleibekleding met laagdikte 1m per 7 dagen.

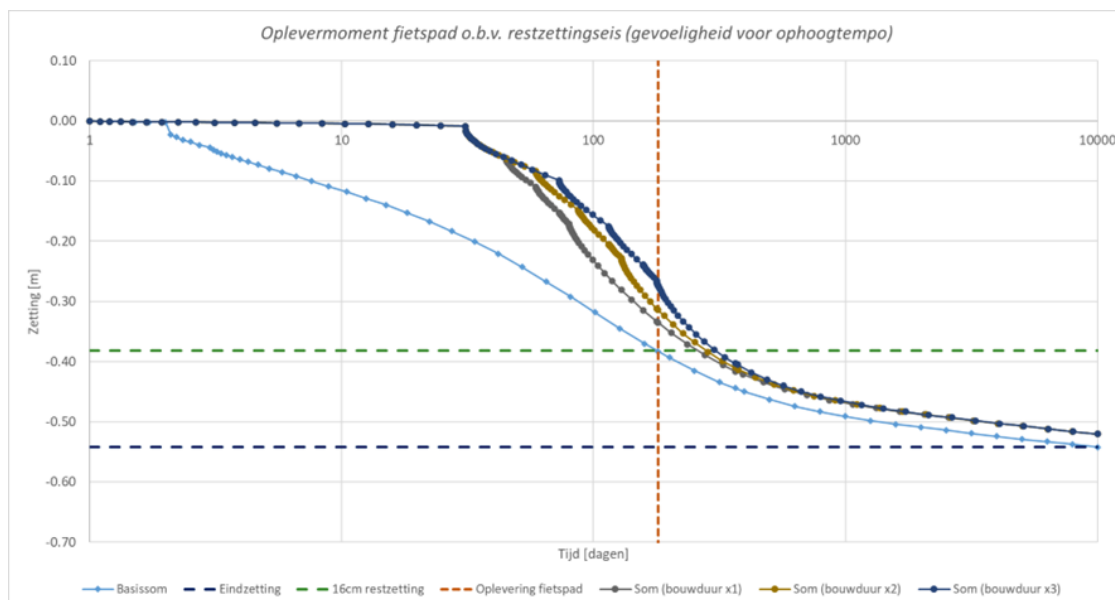
Bij een gemiddeld en een laag ophoogtempo is de duur per ophoogslag vermenigvuldigd met respectievelijk factor 2 en factor 3.

Tabel 12 Zettingsberekeningen voor gevoeligheidsanalyse ophoogtempo (inclusief uitgangspunten ophoogtempo)

Bouwstap	Hoog ophoogtempo	Gemiddeld ophoogtempo	Laag ophoogtempo
Berekening	<i>9a-N_verificatie_zettingen_bouwduur_x1.sli</i> (30-04-2024)	<i>9a-N_verificatie_zettingen_bouwduur_x2.sli</i> (30-04-2024)	<i>9a-N_verificatie_zettingen_bouwduur_x3.sli</i> (30-04-2024)
1. ontgraven grondverbetering	T = 0 d	T = 0 d	T = 0 d
2. aanvullen grondverbetering	T = 1 d	T = 1 d	T = 1 d
3. zandkern slag 1 (1 ^e m)	T = 31 d	T = 31 d	T = 31 d
4. zandkern slag 2 (2 ^e m)	T = 45 d	T = 59 d	T = 73 d
5. zandkern slag 3 (3 ^e m)	T = 59 d	T = 87 d	T = 115 d
6. zandkern slag 3 (restant)	T = 73 d	T = 115 d	T = 157 d
7. kleibekleding	T = 80 d	T = 129 d	T = 178 d

Het effect van het ophoogtempo op het zettingsverloop en het benodigde oplevermoment is weergegeven in Afbeelding 8 en in Tabel 13.

Afbeelding 8 Oplevermoment fietspad o.b.v. restzettingseis (gevoeligheid ophoogtempo)



Tabel 13 Oplevermoment fietspad op basis van restzettingseis (max. 16 cm in 7 jaar na oplevering) (gevoeligheid ophoogtempo)

Scenario	Totaal-zetting [m]	Totaal-zetting - 0,16 [m]	Oplevermoment fietspad [d] (restzetting ≤ 0,16 m)	Oplevermoment fietspad t.o.v. laatste ophoogslag [d] (restzetting ≤ 0,16 m)
basisberekening (bouw dijk in één slag)	0,54	0,38	180	180
hoog ophoogtempo	0,52	0,36	236	156
gemiddeld ophoogtempo	0,52	0,36	252	123
laag ophoogtempo	0,52	0,36	255	77

3.4. Zettingen dijk-as in langsrichting

Aanvullend is er een zettingsberekening opgesteld voor de aansluiting van de nieuwe dijk op de bestaande dijk. Het betreft een zettingsberekening over de as (kruin) van de nieuwe dijk. De uitgangspunten voor de zettingsberekening zijn weergegeven in Tabel 14.

Tabel 14 Uitgangspunten verificatie zettingen

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	kruin huidige dijk	[-]	DKMP53-32.60C
	binnenteen huidige dijk	[-]	DKMP53-32.55D
	binnenwaarts maaiveld	[-]	DKMP302
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

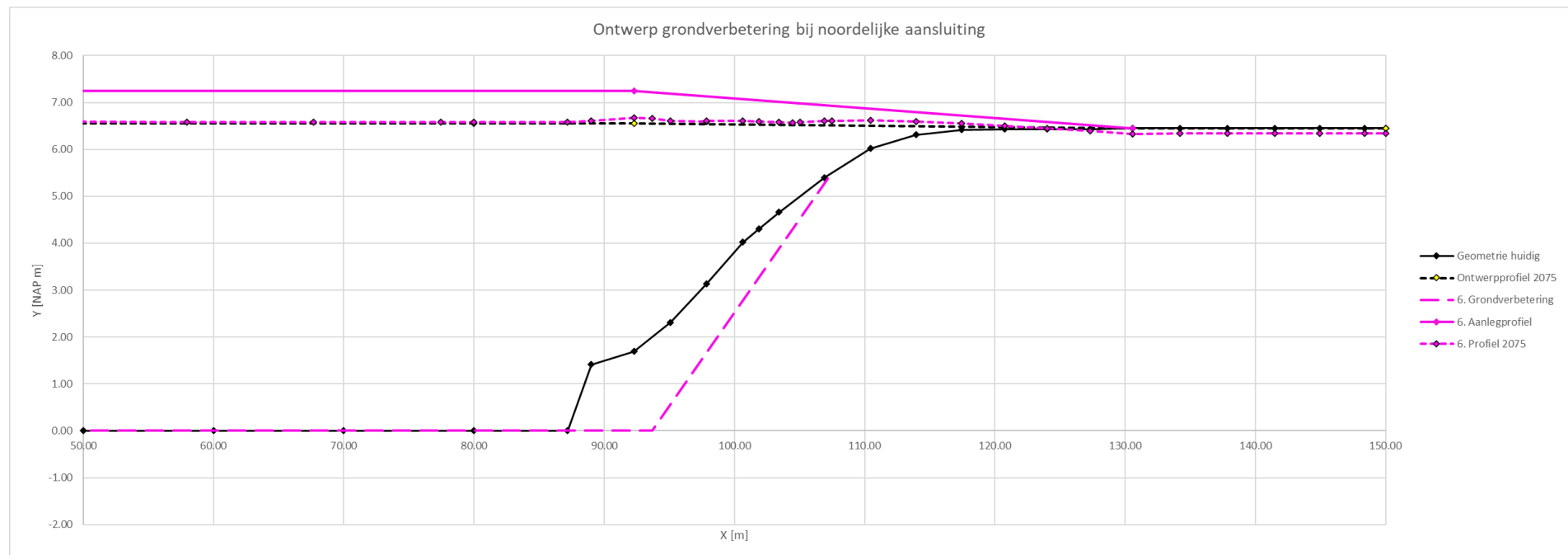
Hierbij zijn verschillende opties overwogen wat betreft het ontwerp van de grondverbetering bij de aansluiting, zie Tabel 15.

Tabel 15 Beschouwde opties voor het ontwerp van de grondverbetering ter plaatse van de noordelijke aansluiting

Optie	Berekening	Omschrijving grondverbetering (ref. = referentiehoogte)
1	9a-N_optie1.sli	geen grondverbetering
2	9a-N_optie2.sli	vanaf huidige binnenteen (1:2 talud tot NAP 0,0 m)
3	9a-N_optie3.sli	vanaf huidige binnenkruin (1:2 talud tot NAP 0,0 m)
4	9a-N_optie4.sli	vanaf huidige binnenkruin (1:3 talud tot NAP 0,0 m)
5	9a-N_optie5.sli	vanaf huidig binnentalud (ref. NAP +5,0 m) (1:3 talud tot NAP 0,0 m)
6	9a-N_optie6.sli	vanaf huidig binnentalud (ref. NAP +5,5 m) tot NAP 0,0 m t.h.v. binnenteen (ref. NAP +2,0 m)

Bij optie 7 komt het eindprofiel na zetting ter plaatse van de aansluiting goed overeen met het ontwerpprofiel. Om deze reden is optie 6 geselecteerd voor het ontwerp van de grondverbetering ter plaatse van de noordelijke aansluiting (zie Afbeelding 9).

Afbeelding 9 Ontwerp grondverbetering bij zuidelijke aansluiting (optie 6)



4. Macrostabieliteit

4.1. Input verificatie macrostabieliteit

Voor de verificatie van macrostabieliteit is geen rekening gehouden met een bouwfaserings; het uitgangspunt is dat de dijk in één slag wordt aangelegd. Na aanleg van de dijk is een consolidatietijd benodigd voordat de wateroverspanningen in de cohesieve lagen voldoende zijn afgenomen en er voldoende sterkte in de ondergrond is ontwikkeld.

Bij de verificatie van macrostabieliteit is getoetst aan twee veiligheidsniveaus (zie Tabel 16):

- normveilig: stabiliteitsfactor bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$);
- dijkveilig: stabiliteitsfactor overeenkomstig met huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$).

Tabel 16 Vereiste stabiliteitsfactor bij de norm ($SF_{\text{eis, normveilig}}$) en bij dijkveilig o.b.v. stabiliteit huidige dijk ($SF_{\text{eis, dijkveilig}}$)

	STBI	Overslag	STBU
$SF_{\text{eis, normveilig}}$ [-]	1,27	1,00	1,19
$SF_{\text{eis, dijkveilig}}$ [-]	1,07	n.v.t. ¹	n.v.t. ²

¹ Direct na aanleg van de nieuwe dijk ligt de kruin hoger dan de ontwerphoogte (door toepassing van zettingscompensatie).

Hierdoor is het optreden van significante golfoverslag direct na aanleg van de nieuwe dijk niet realistisch.

Daarom wordt STBI bij significante golfoverslag enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

² De berekende SF voor STBU van de huidige dijk ($SF = 1,60$) ligt hoger dan de vereiste SF bij norm ($SF_{\text{eis, normveilig}} = 1,19$). Daarom wordt STBU enkel getoetst aan $SF_{\text{eis, normveilig}}$.

In de stabiliteitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.1 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met het Shansep-model; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De overige uitgangspunten voor de verificatie van macrostabieliteit zijn weergegeven in Tabel 17.

Tabel 17 Uitgangspunten verificatie macrostabieliteit

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,5
Waterstanden	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,60
	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	H	[m]	4,10
	1/2 H (buitentalud)	[NAP m]	+3,55
	1/4 H (binnenberm)	[NAP m]	+2,53
	peil na val	[NAP m]	+2,37
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58
	grenspotential sloop	[NAP m]	+1,65

Middels de zettingsberekening zijn de consolidatiepercentages van de cohesieve lagen op verschillende tijdstippen bepaald. Op basis van de uitkomsten van de stabiliteitsberekeningen voor de verschillende tijdstippen (Tabel 18) is bepaald wanneer de nieuwe dijk voldoet aan de eisen voor Dijkveilig en Normveilig.

Tabel 18 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-N_verificatie_macrostabiliteit_T10000.stix	10-06-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 10.000 dagen na aanleg
9a-N_verificatie_macrostabiliteit_T365.stix	10-06-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 365 dagen na aanleg
9a-N_verificatie_macrostabiliteit_T300.stix	10-06-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 300 dagen na aanleg
9a-N_verificatie_macrostabiliteit_T240.stix	10-06-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 240 dagen na aanleg
9a-N_verificatie_macrostabiliteit_T60.stix	10-06-2024	verificatie macrostabiliteit op T = 60 dagen na aanleg

4.2. Output verificatie macrostabiliteit

In Tabel 19 is een overzicht gegeven van de resultaten van de verificatie van macrostabiliteit op de verschillende tijdstippen. Op basis hiervan wordt gesteld:

- **Dijkveilig** na een consolidatieperiode van 60 dagen na aanleg van de dijk;
- **Normveilig** na een consolidatieperiode van 300 dagen na aanleg van de dijk.

Verificatie binnenwaartse macrostabiliteit

Bij snede 9a-N is een stalen damwand in het binnentalud voorzien als constructieve maatregel voor binnenwaartse macrostabiliteit. Het ontwerp van deze constructie is uitgewerkt in §6. Constructies. Hierin is aangetoond dat het ontwerp voldoet aan de eisen voor STBI en Overslag bij een consolidatietijd van 60 dagen. Op basis hiervan wordt gesteld dat de noordelijke aansluiting dijkveilig is vanaf 2 maanden na aanleg van de dijk inclusief constructie.

Tabel 19 Overzicht resultaten verificatie macrostabiliteit

T [d]	STBI [-]	Overslag [-]	STBU [-]	Opmerkingen
10.000	1,10	1,19	1,28	
365	-	-	1,21	
300	-	-	1,19 (≥ 1,19)	Normveilig
240	-	-	1,16	
180	-	-	-	tijdstip niet beschouwd
120	-	-	-	tijdstip niet beschouwd
60	1,11 (≥ 1,05)	1,19 (≥ 1,10)	1,00	Dijkveilig (zie constructief ontwerp §6. Constructies)
1	-	-	-	tijdstip niet beschouwd

In de volgende paragrafen zijn de consolidatiepercentages en berekeningsresultaten voor STBU per tijdstip weergegeven. De uitgangspunten en resultaten voor STBI en Overslag zijn gepresenteerd in §6. Constructies.

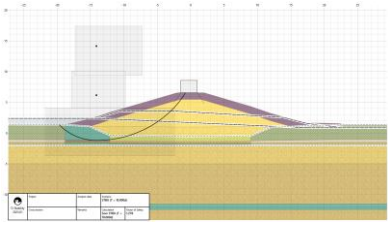
4.2.1. $T = 10.000$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 20. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 21.

Tabel 20 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 10.000$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin
Echteld klei	100	100
Nieuwkoop veen	100	100
Boxtel klei	100	100

Tabel 21 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 10.000$ dagen na aanleg

$T = 10.000$ d	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	1,28
Maatgevend glijvlak [-]	
Oordeel	- voldoet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$

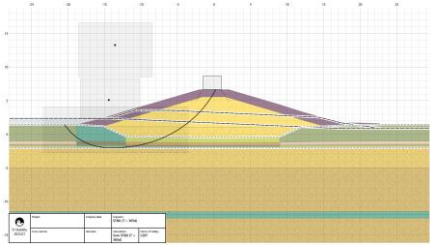
4.2.2. $T = 365$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 22. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 23.

Tabel 22 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 365$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin
Echteld klei	81	79
Nieuwkoop veen	67	62
Boxtel klei	81	77

Tabel 23 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 365 dagen na aanleg

T = 365 d	STBU	
SF _{eis, normveilig} [-]		1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]		n.v.t.
SF _{berekend} [-]		1,21
Maatgevend glijvlak [-]		
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	

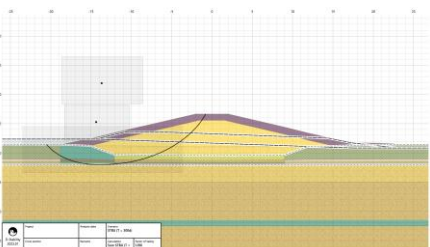
4.2.3. T = 300 dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 24. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 25.

Tabel 24 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op T = 300 dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin
Echteld klei	76	74
Nieuwkoop veen	58	55
Boxtel klei	76	72

Tabel 25 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 300 dagen na aanleg

T = 300 d	STBU	
SF _{eis, normveilig} [-]		1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]		n.v.t.
SF _{berekend} [-]		1,19
Maatgevend glijvlak [-]		
Oordeel	- voldoet aan SF _{eis, normveilig}	

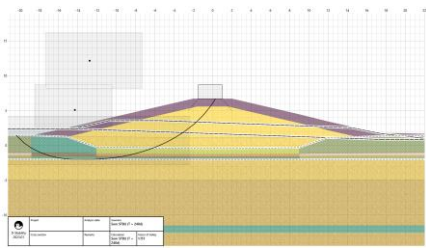
4.2.4. $T = 240$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 26. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 27.

Tabel 26 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 240$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin
Echteld klei	71	69
Nieuwkoop veen	50	47
Boxtel klei	71	66

Tabel 27 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij $T = 240$ dagen na aanleg

$T = 240$ d	STBU
$SF_{eis, \text{normveilig}} [-]$	1,19
$SF_{eis, \text{dijkveilig}} [-]$	n.v.t.
$SF_{berekend} [-]$	1,16
Maatgevend glijvlak [-]	
Oordeel	- voldoet niet aan $SF_{eis, \text{normveilig}}$

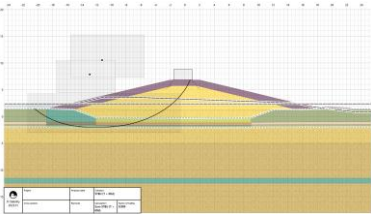
4.2.7. $T = 60$ dagen na aanleg

De bijbehorende consolidatiepercentages zijn weergegeven in Tabel 28. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 29.

Tabel 28 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op $T = 60$ dagen na aanleg

Laag	Buitenteen	Kruin
Echteld klei	40	37
Nieuwkoop veen	12	11
Boxtel klei	45	38

Tabel 29 Resultaten verificatie macrostabiliteit bij T = 60 dagen na aanleg

T = 60 d	STBU
SF _{eis, normveilig} [-]	1,19
SF _{eis, dijkveilig} [-]	n.v.t.
SF _{berekend} [-]	1,00
Maatgevend glijvlak [-]	
Oordeel	- voldoet niet aan SF _{eis, normveilig}

5. Uitvoeringsstabieleit

Een aantal maatgevende situaties met betrekking tot uitvoeringsstabieleit zijn getoetst:

- materieel naast ontgraving grondverbetering;
- ophoging zandkern;
- ophoging kleiberm;
- materieel voor installatie stalen damwand;
- materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk.

5.1. Input verificatie uitvoeringsstabieleit

In de stabieleitsberekeningen zijn de sterkteparameters uit §3.1.3 van de Ontwerpbasis Geotechniek Uitvoering toegepast. Voor de klei- en veenlagen is gerekend met Su-tabellen; voor de zandlagen is uitgegaan van Mohr-Coulomb. De vereiste stabieleitsfactor voor uitvoeringsstabieleit bedraagt $SF = 1,00$.

De overige uitgangspunten voor de verificatie van uitvoeringsstabieleit zijn per berekening weergegeven in het vervolg van dit logboek.

Tabel 30 geeft een overzicht van de verschillende berekeningen voor de verificatie van uitvoeringsstabieleit.

Tabel 30 Stabieleitsberekeningen voor verificatie uitvoeringsstabieleit

Berekening	Datum	Omschrijving
materieel naast ontgraving grondverbetering	07-06-2024	9a-N_verificatie_uitvoeringsstabieleit_ontgraving_BGT.stix
ophoging zandkern	07-06-2024	9a-N_verificatie_uitvoeringsstabieleit_zandkern.stix
ophoging kleibekleding	07-06-2024	9a-N_verificatie_uitvoeringsstabieleit_bekleding.stix
materieel op zandkern voor damwandinstallatie	07-06-2024	9a-N_verificatie_uitvoeringsstabieleit_damwand.stix
materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk	07-06-2024	9a-N_verificatie_uitvoeringsstabieleit_ontgraving_bestaaude_dijk.stix

5.2. Output verificatie uitvoeringsstabieleit

5.2.1. Uitvoeringsstabieleit materieel naast ontgraving grondverbetering

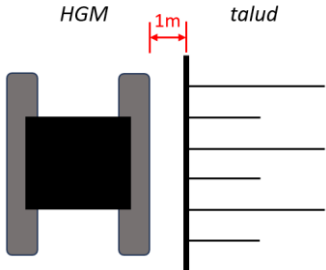
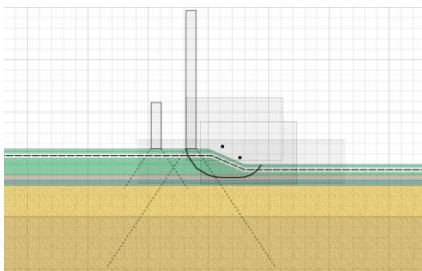
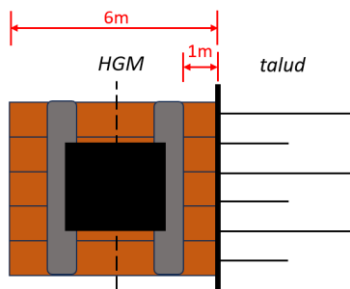
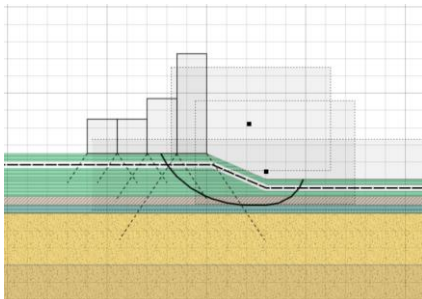
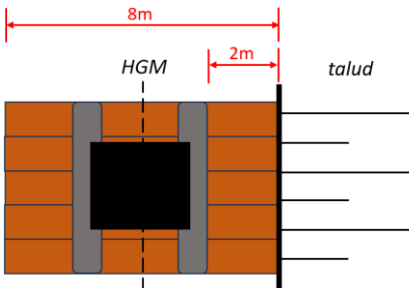
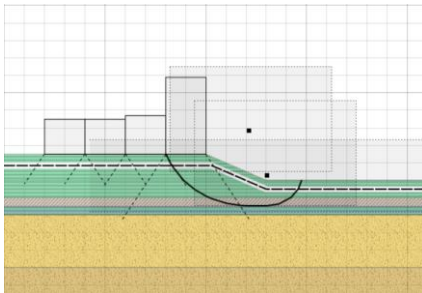
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabieleit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine naast de ontgraving van de grondverbetering gepositioneerd staat. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 31. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 31 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabieleit materieel naast ontgraving grondverbetering

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
Geometrie	maaiVELdNiveau	[NAP m]	+1,50
	ontgravingsniveau	[NAP m]	0,00
	ontgravingstalud	[-]	1:2
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine, 3 situaties: (1) HGM zonder schotten (2) HGM op schotten (schotlengte 6 m) (3) HGM op schotten (schotlengte 8 m)	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 32.

Tabel 32 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel naast ontgraving grondverbetering

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Optie 1: - HGM zonder schotten; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,28 (voldoet)	
Optie 2: - HGM op schotten (schotlengte 6 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 1 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,45 (voldoet)	
Optie 3: - HGM op schotten (schotlengte 8 m); - schotten loodrecht op rand talud; - rupsen HGM parallel aan rand talud; - 0 m afstand tussen rand schotten en rand talud; - HGM in midden van de schotten; - 2 m afstand tussen voorste rups HGM en rand talud; Bovenaanzicht: 	1,54 (voldoet)	

5.2.2. Uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de zandkern van de nieuwe dijk wordt opgehoogd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 33.

Tabel 33 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

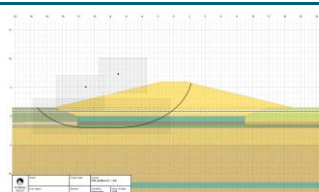
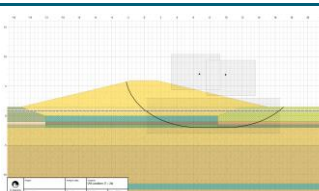
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-32.60D & DKMP53-32.55D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern	[NAP m]	+6,00
	talud zandkern	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de zandkern in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de zandkern zijn weergegeven in Tabel 34. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 35. Bij het aanleggen van de zandkern in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 34 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenteen [%]
Echteld klei	8	12	7
Nieuwkoop veen	0	0	0
Boxtel klei	17	7	12

Tabel 35 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging zandkern

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,00 m; - talud = 1:3.	1,02 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +6,00 m; - talud = 1:3.	1,02 (voldoet)	

5.2.4. Uitvoeringsstabiliteit kleibekleding

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de kleibekleding van de nieuwe dijk wordt aangelegd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 36.

Tabel 36 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

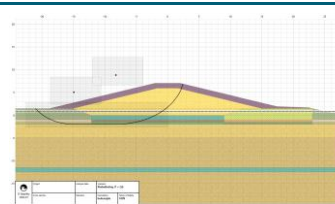
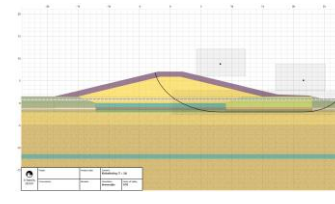
Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaivelddniveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant kleibekleding	[NAP m]	+7,10
	talud kleibekleding	[-]	1:3
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85

Het uitgangspunt is dat de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt aangelegd. De consolidatiepercentages direct na aanleg van de bekleding zijn weergegeven in Tabel 37. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 38. Bij het aanleggen van de kleibekleding (samen met de zandkern) in één slag wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 37 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg kleibekleding

Laag	Buitenteen [%]	Kruin [%]	Binnenteen [%]
Echteld klei	9	13	8
Nieuwkoop veen	0	0	0
Boxtel klei	14	12	13

Tabel 38 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit ophoging kleibekleding

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Stabiliteit buitenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,10 m; - talud = 1:3.	1,01 (voldoet)	
Stabiliteit binnenzijde: - ophoging kleibekleding + zandkern in één slag ($T = 1$ d); - consolidatiepercentages op $T = 2$ d; - aanleghoogte NAP +7,10 m; - talud = 1:3.	1,01 (voldoet)	

5.2.5. Uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie stalen damwand

Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij de stalen damwanden worden geïnstalleerd. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 39. De situatie met een relatief laag maaiveldniveau is maatgevend voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 39 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie stalen damwand

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenteen	[-]	HB53-31.60D & S53-31.59D
	kruin	[-]	
	binnenteen	[-]	
Geometrie	maaiVELdnliveau	[NAP m]	+1,50
	bovenkant zandkern (heiplateau)	[NAP m]	+3,20
	bovenkant kleiberm	[NAP m]	+3,20
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
Materieel	draadkraan	[-]	Hitachi CX-700

Het uitgangspunt is dat de zandkern wordt aangelegd tot het niveau bovenkant damwand (NAP +3,2 m), waarna vervolgens de stalen damwandplanken met een draadkraan vanaf de zandkern worden geïnstalleerd.

Het uitgangspunt is dat de damwanden direct na aanleg van de zandkern worden geïnstalleerd. De consolidatiepercentages direct na aanleg zijn weergegeven in Tabel 40. Er is gerekend met een consolidatiepercentage van 80 % voor de grondverbetering, op basis van de toename van de effectieve spanning door het vervangen van klei door zand. De verificatieresultaten zijn opgenomen in Tabel 41. Bij deze werkwijze wordt voldaan aan de eis voor uitvoeringsstabiliteit.

Tabel 40 Consolidatiepercentages cohesieve lagen op 1 dag na aanleg zandkern tot NAP +3,2 m

Laag	Zandkern [%]
Echteld klei	8
Nieuwkoop veen	0
Boxtel klei	22

Tabel 41 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel voor installatie stalen damwand

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
- ophoging zandkern + kleiberm in één slag (T = 1 d); - consolidatiepercentages op T = 2 d; - aanleghoogte NAP +3,20 m.	1,16 (voldoet)	

5.2.6. Uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

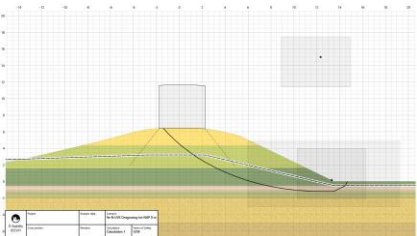
Deze verificatie betreft de controle op uitvoeringsstabiliteit voor de situatie waarbij een hydraulische graafmachine op de kruin van de bestaande dijk staat, naast de ontgraving voor de aansluiting. De uitgangspunten voor de verificatie zijn weergegeven in Tabel 42. Voor de sterkteparameters zijn karakteristieke waarden gehanteerd (BGT).

Tabel 42 Uitgangspunten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	algemeen	[-]	HB53-32.60C, HB53-31.60D & S53-31.59D
Geometrie	kruinniveau	[NAP m]	+6,45
	ontgravingstalud	[-]	1:1,5
	niveau bovenkant ontgraving (op talud)	[NAP m]	+5,50
	niveau onderkant ontgraving	[NAP m]	0,00
Waterstanden	polderpeil	[NAP m]	+0,85
	bemalingsniveau	[NAP m]	-0,50 (0,50 m drooglegging)
Materieel	Hydraulische graafmachine	[-]	Volvo type 340F LRE (44 ton)

De resultaten zijn weergegeven in Tabel 43.

Tabel 43 Resultaten verificatie uitvoeringsstabiliteit materieel op kruin naast ontgraving voor aansluiting bestaande dijk

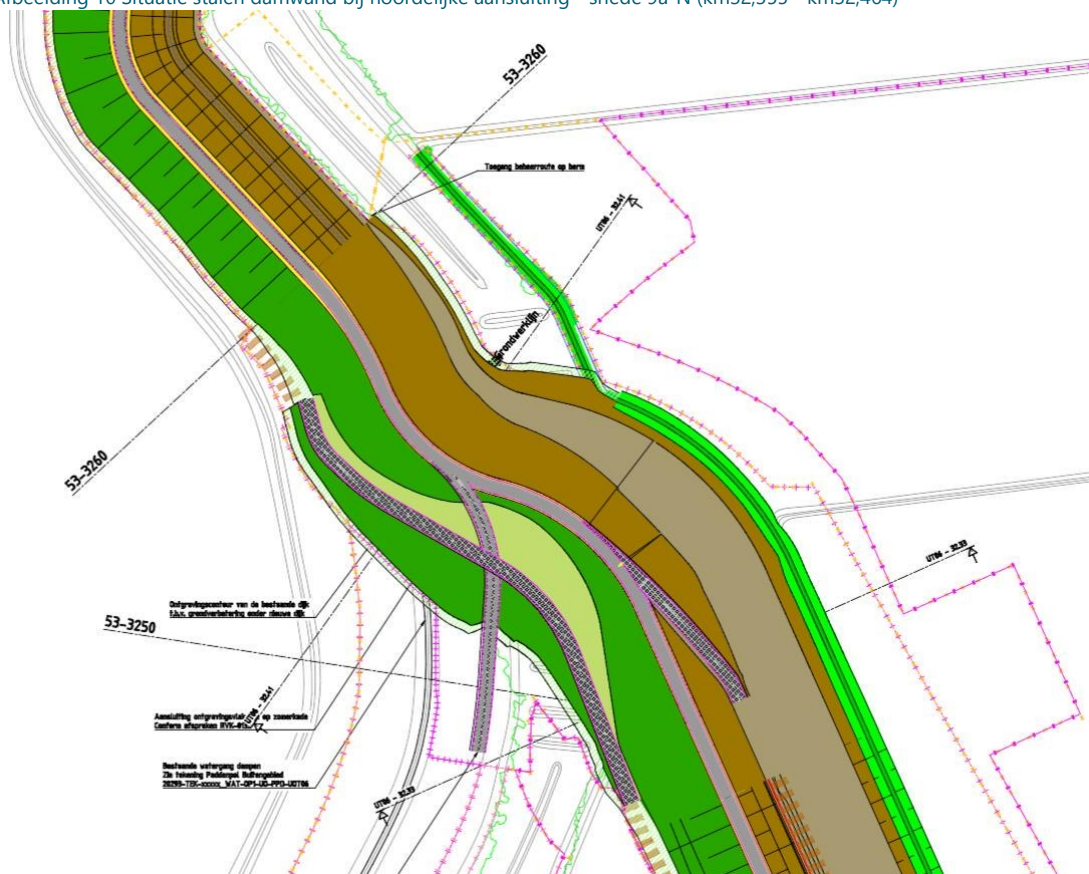
Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
- hydraulische graafmachine op kruin bestaande dijk; - ontgravingstalud = 1:1,5; - ontgraving van NAP +5,5 m tot NAP 0,0 m.	1,02 (voldoet)	

6. Constructies

Deze snede betreft de noordelijke aansluiting van de dijkverlegging op de bestaande dijk (zie Afbeelding 10). De nieuwe dijk kruist hier met de bestaande locatie van het Herxer bosje. In het ontwerp voor deze strekking is een stalen damwand voorzien, ten behoeve van zowel macrostabiliteit als piping. Aan de zuidzijde wordt aangesloten op een kunststof damwand bij de insteek van het binnentalud naar de binnenberm. Aan de noordzijde sluit de constructie aan op een stalen damwand in het binnentalud.

De constructieve berekeningen zijn uitgevoerd conform de TUN Waterkeringen.

Afbeelding 10 Situatie stalen damwand bij noordelijke aansluiting - snede 9a-N (km32,355 - km32,464)

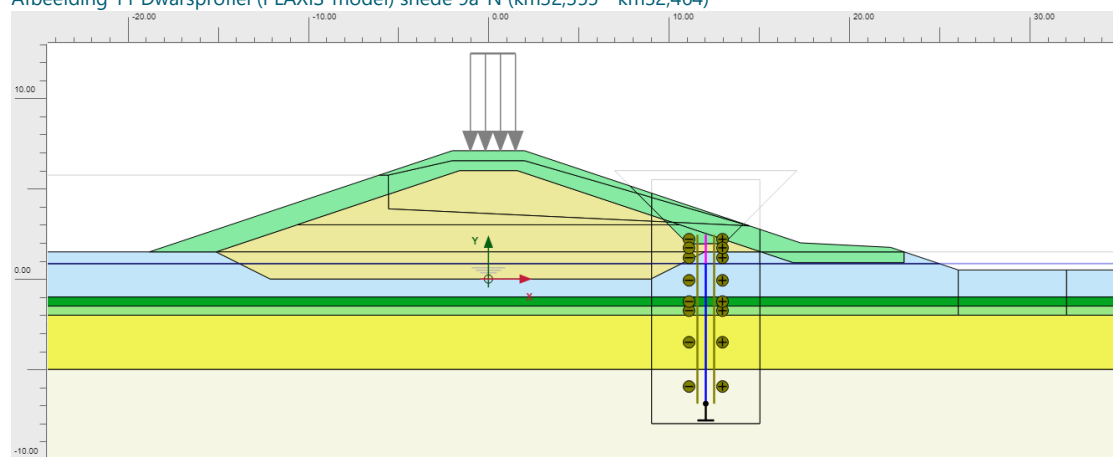


6.1. Geometrie

In Afbeelding 11 is een dwarsprofiel van het PLAXIS-model voor snede 9a-N weergegeven. Het dijkontwerp bevat onderstaande onderdelen:

- theoretische aanleghoogte kruin = NAP +7,10 m:
 - ontwerphoogte kruin = NAP +6,55 m;
 - zettingscompensatie kruin = 0,55 m;
- 1:3 buitentalud;
- 1:3 binnentalud;
- aanbrengen kleibekleding ($d = 1,1$ m).

Afbeelding 11 Dwarsprofiel (PLAXIS-model) snede 9a-N (km32,355 - km32,464)



Voor het ontwerp van de stalen damwand gelden onderstaande uitgangspunten (vanuit piping):

- niveau onderkant damwand = NAP -6,90 m;
- niveau bovenkant damwand = NAP +2,45 m;
- plaatsing damwand t.h.v. het binnentalud;
- minimum dekking op bovenkant damwand = 1,30 m in theoretisch aanlegprofiel:
 - minimum dekking voor dijkflora = 1,00 m;
 - toeslag o.b.v. verwachte zettingen = 0,30 m.

6.2 Damwandeigenschappen

In Tabel 44 zijn de eigenschappen per strekkende meter van damwandprofiel AZ 18-700 opgenomen. Het betreft de eigenschappen voor de situatie zonder corrosie, de situatie met 2,4 mm corrosie (onder grondwaterstand) en de situatie met 4,4 mm corrosie (boven grondwaterstand) gedurende 100 jaar.

Tabel 44 Ongecorrodeerde en gecorrodeerde damwandeigenschappen AZ 18-700

Damwandtype	Corrosie [mm]	A [cm ² /m']	I [cm ⁴ /m']	Wel [cm ³ /m']	EA [kN/m']	EI [kN/m ² /m']	Damwand-klasse [-]
AZ 18-700	0	139	37.800	1.800	2,92E+06	7,94E+04	III
	2,4	107	29.671	1.413	2,25E+06	6,23E+04	IV
	4,4	81	22.826	1.087	1,69E+06	4,79E+04	IV

6.3 Fasering

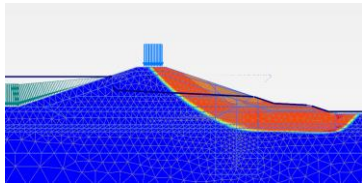
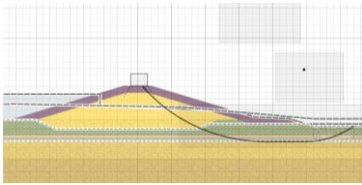
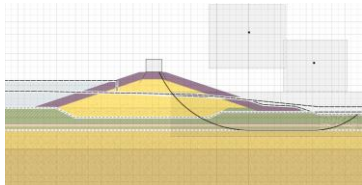
Bij het ontwerp van damwandconstructies voor de *dijkversterking* worden de verificaties uitgevoerd voor de eindsituatie na 100 jaar (2125). Voor de *dijkverlegging* is het tevens relevant om de constructie te toetsen na aanleg van het nieuwe dijklichaam, vanwege het veilig verklaren van de nieuwe dijk. Voor twee tijdstippen is het constructief ontwerp geverifieerd:

- T = 2 maanden na aanleg van de dijk;
- T = 10.000 dagen na aanleg van de dijk (eindsituatie 2125 na volledige consolidatie).

6.4 Vergelijking PLAXIS met D-Stability

Om het PLAXIS-model te kalibreren is een vergelijking met de som in D-Stability gemaakt. De vergelijking is gemaakt voor de STBI-situatie voor het ontwerp zonder constructie. De resultaten in Tabel 45 laten zien dat het maatgevende glijvlak in PLAXIS qua vorm en stabiliteitsfactor goed overeenkomt met de glijvlakken in D-Stability.

Tabel 45 Vergelijking PLAXIS met D-Stability snede 9a-N (km32,355 - km32,464)

Plaxis	D-Stability ($\psi = 0^\circ$)	D-Stability ($\psi = \varphi^\circ$)
SF = 1,16	SF = 1,09	SF = 1,15
		

6.5 Verificaties

Middels de PLAXIS-berekening zijn de geotechnische, constructieve en vervormingsresultaten afgeleid. Deze zijn bepaald voor STBI en STBI met significante golfoverslag. De vervormingstoets is niet gedaan voor de STBI met significante golfoverslag.

De minimaal benodigde eigenschappen van de damwandconstructie zijn weergegeven in Tabel 46.

Tabel 46 Vereiste eigenschappen damwandconstructie

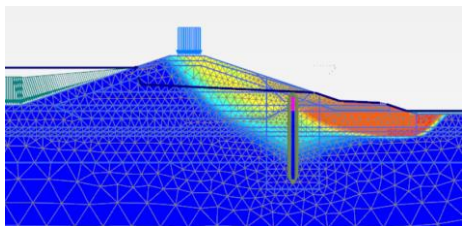
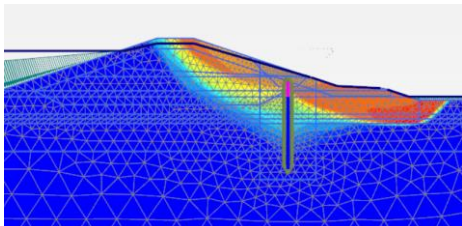
Onderdeel	Benodigde eigenschap
Planktype	AZ 18-700
Staalkwaliteit	S355 GP
Positie damwand	binnentalud (m.v. op NAP +3,75 m)
Bovenkant damwand	NAP +2,45 m
Onderkant damwand	NAP -6,90 m
Lengte	9,35 m

De verificatieresultaten zijn hierna per onderdeel weergegeven.

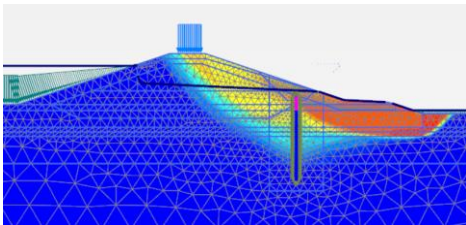
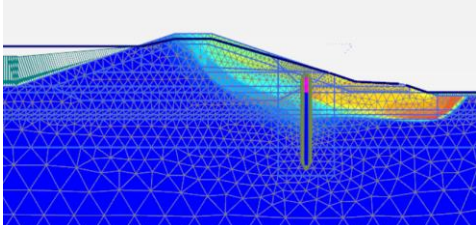
6.5.1 Verificatie geotechnische stabiliteit (GEO)

In Tabel 47 (2 maanden na aanleg) en Tabel 48 (eindsituatie 2125) zijn de verificatieresultaten van de geotechnische toets voor zowel STBI als STBI met significante overslag weergegeven. Voor alle situaties geldt dat de vereiste SF voor geotechnische stabiliteit wordt behaald.

Tabel 47 Verificatie geotechnische stabiliteit damwandconstructie (T = 2 maanden na aanleg dijk)

	STBI	STBI + Overslag
SF _{eis} [-]	1,05	1,10
SF _{berekend} [-]	1,08 (voldoet)	1,18 (voldoet)
		

Tabel 48 Verificatie geotechnische stabiliteit damwandconstructie (T = eindsituatie 2125)

	STBI	STBI + Overslag
SF_{eis} [-]	1,05	1,10
$SF_{berekend}$ [-]	1,09 (voldoet)	1,11 (voldoet)
		

6.5.2 Verificatie constructieve sterkte (CON)

Voor de verificatie van de constructieve sterkte is de eindsituatie na 100 jaar maatgevend, zowel qua berekende snedekrachten als de capaciteit van de planken (i.v.m. corrosie). De situatie na 2 maanden na aanleg van de dijk is niet nader beschouwd in deze paragraaf.

Onderstaand is aangetoond dat damwandtype AZ 18-700 voldoet op constructieve sterkte voor zowel STBI (Tabel 49) als STBI bij significante overslag (Tabel 50).

Tabel 49 Verificatie constructieve sterkte voor STBI (T = eindsituatie 2125)

	Moment M	Dwarskracht Q	Normaalkracht N
optredende belasting EEM	287	115	98
partiële factor STBI	1,05	1,05	1,05
rekenwaarde belasting	302	121	103
rekenwaarde capaciteit	461 kNm/m ¹	731 kN/m ¹	3503 kN/m ¹
unity check	0,65 (voldoet)	0,17 (voldoet)	0,03 (voldoet)

Tabel 50 Verificatie constructieve sterkte voor STBI + Overslag (T = eindsituatie 2125)

	Moment M	Dwarskracht Q	Normaalkracht N
optredende belasting EEM	336	143	62
partiële factor STBI	1,10	1,10	1,10
rekenwaarde belasting	370	157	68
rekenwaarde capaciteit	461 kNm/m ¹	731 kN/m ¹	3503 kN/m ¹
unity check	0,80 (voldoet)	0,21 (voldoet)	0,02 (voldoet)

6.5.3 Verificatie vervormingen

Voor de verificatie van de vervormingen is de eindsituatie na 100 jaar maatgevend. In Tabel 51 is de verificatie van de vervormingen bij STBI opgenomen. Uit de verificatie volgt dat voor alle drie aspecten aan de vervormingseis wordt voldaan.

Tabel 51 Verificatie vervormingen STBI (T = eindsituatie 2125)

	U_{EEM} [mm]	$\gamma_{add;dis}$ [-]	U_{tot} [mm]	U_{max} [mm]	U.C. [-]
Hor. vervorming damwand	18	1,30	23	100	0,23 (voldoet)
Vert. vervorming kruin	10	1,30	13	100	0,13 (voldoet)
Hor. verschil buiten-/binnenteen	28	1,30	36	100	0,36 (voldoet)

6.6 Nauwkeurigheidscontrolle PLAXIS-model

De resultaten van de nauwkeurigheidscontrolle zijn weergegeven in Tabel 52.

Tabel 52 Nauwkeurigheidscontrolle PLAXIS-model

Som	STBI (T = eindsituatie 2125)	
	Buigend moment [kNm/m ¹]	SF [-]
9a-N constructie.p2dx	257	1,10
9a-N constructie (fijnere mesh).p2dx	258	1,10
9a-N constructie (tolerated error = 0.005).p2dx	258	1,09

LOGBOEK STABILITEITSBEREKENINGEN HUIDIGE DIJK PADDENPOL (OL3 - UO)

1. Algemene informatie

Tabel 1 Algemene informatie logboek

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-2
Deeltraject	9a Paddenpol - Herxen a
Rekensnede	9a-h1 & 9a-h2 (huidige dijk)
Opsteller	
Datum	14-06-2024
Versie	1.0

Tabel 2 Versiebeheer logboek

Versie	Beschrijving
0.1	Versie t.b.v interne review 1
0.2	Interne review UO (OL3)
1.0	Definitieve versie UO (OL3)

Tabel 3 Kwaliteitscontrole

	Opsteller	Controleur
Naam		
Datum	14-06-2024	14-06-2024
Paraaf		

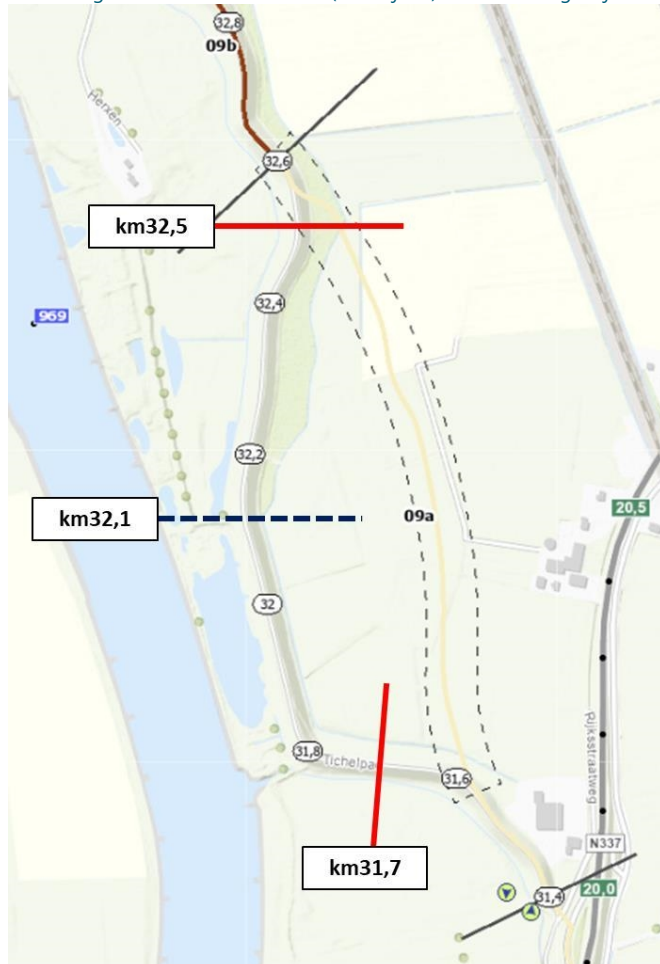
Voor de huidige dijk bij Paddenpol (deeltraject 9a) zijn stabiliteitsberekeningen opgesteld om de maatgevende stabiliteitsfactoren (SF) van de huidige dijk vast te stellen. De resultaten dienen als input voor de verificatieberekeningen van de nieuwe dijk, waarin wordt gecontroleerd op welk tijdstip na aanleg de nieuwe dijk voldoet aan het veiligheidsniveau van de huidige dijk.

Het tracé van de huidige dijk bij Paddenpol is ingedeeld in twee geotechnische secties (zie Tabel 4). Ten zuiden van km32,1 ligt een watergang aan de binnenzijde van de dijk (sectie 9a-h1). Ten noorden van km32,1 is het Herxer bosje binnendijs gelegen, gekenmerkt door een laaggelegen maaiveld (sectie 9a-h2). Een overzicht is weergegeven in Afbeelding 1.

Tabel 4 Indeling geotechnische dijksecties (rekensneden) voor huidige dijk Paddenpol

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Rekensnede [km]	Opmerkingen
9a-h1	31,5	32,1	31,7	watergang aan binnenzijde dijk
9a-h2	32,1	32,6	32,5	Herxer bosje (laagte) aan binnenzijde dijk

Afbeelding 1 Overzicht rekensneden (rode lijnen) voor de huidige dijk Paddenpol



2. Uitgangspunten

In Tabel 5 is een overzicht gegeven van de uitgangspunten per rekensnede voor de stabiliteitsberekeningen. Overeenkomstig met de stabiliteitsberekeningen voor het waterveiligheidsontwerp zijn de uitgangspunten gebaseerd op de meest ongunstige situaties (conservatieve aanpak).

Tabel 5 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen huidige dijk Paddenpol

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	9a-h1	9a-h2
Grondopbouw	buitenteen	[-]	DKMP53-31.80C	HB53-32.50B
	kruin		DKMP53-31.80C HB53-31.80C	DKMP53-32.50C HB53-32.50C
	binnenteen	[-]	HB53-31.81D	DKMP53-32.50D
Waterstanden	dagelijkse waterstand	[NAP m]	+1,21	+1,16
	maatgevend hoogwater (MHW)	[NAP m]	+5,67	+5,57
	polderpeil	[NAP m]	+0,85	+0,85
	peil na val	[NAP m]	+2,44	+2,36
Stijghoogte	buitenteen	[NAP m]	+3,86	+4,11
	binnenteen	[NAP m]	+3,58	+3,58
	grenspotential sloop	[NAP m]	+2,76	+1,74

3. Berekeningen

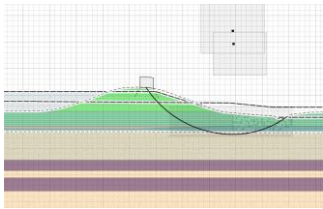
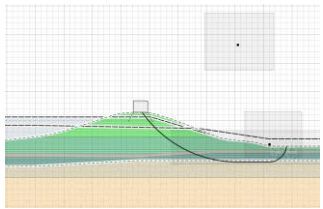
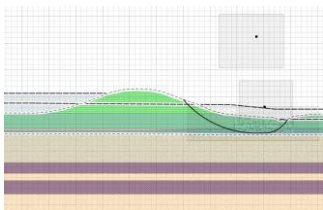
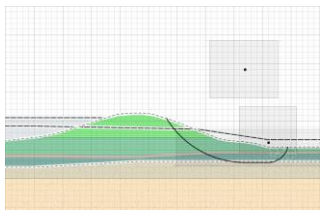
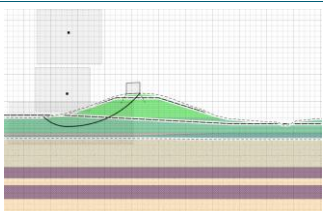
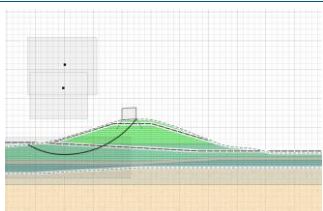
Er zijn twee berekeningen opgesteld in D-Stability (Tabel 6).

Tabel 6 Stabiliteitsberekeningen voor verificatie macrostabiliteit huidige dijk Paddenpol

Berekening	Datum	Omschrijving
9a-h1.stix	17-04-2024	berekening huidige dijk Paddenpol (zuidelijk deel: watergang binnendijks)
9a-h2.stix	17-04-2024	berekening huidige dijk Paddenpol (noordelijk deel: Herxer bosje binnendijks)

De resultaten van de stabiliteitsberekeningen zijn weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7 Resultaten stabiliteitsberekeningen rekensneden 9a-h1 en 9a-h2

		9a-h1	9a-h2
STBI	SF [-]	1,08	1,07
	Maatgevend glijvlak [-]		
Overslag	SF [-]	0,92	1,01
	Maatgevend glijvlak [-]		
STBU	SF [-]	1,60	1,64
	Maatgevend glijvlak [-]		

4. Conclusie macrostabiliteit huidige dijk

In de ontwerpberekeningen van de nieuwe dijk dient te worden geverifieerd na welke consolidatietijd de nieuwe dijk voldoet aan het stabiliteitsniveau van de huidige dijk in deeltraject 9a. Op basis van de analyse in voorliggend logboek zijn de waarden in Tabel 8 maatgevend voor het stabiliteitsniveau van de huidige dijk.

Tabel 8 Maatgevende waarden stabiliteitsniveau huidige dijk Paddenpol

	STBI	Overslag	STBU
SF huidig [-]	1,07	0,92	1,60

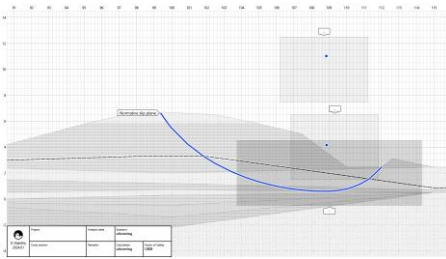
BIJLAGE II - LOGBOEKEN UITVOERINGSSTABILITEIT DIJKVERSTERKING UOT 06



Uitgangspunten

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenzijde	[-]	HB53-31.50B
	kruin	[-]	HB53-31.50C / DKMP53-31.52C
	binnenzijde	[-]	HB53-31.50D
Waterstanden	lage (grond)waterstand	[NAP m]	+0,22
	gemiddelde (grond)waterstand	[NAP m]	+1,50
	hoge (grond)waterstand	[NAP m]	+2,78
	zomerpeil	[NAP m]	+0,85
	winterpeil	[NAP m]	+0,65
Belastingen	n.v.t.	[-]	n.v.t.

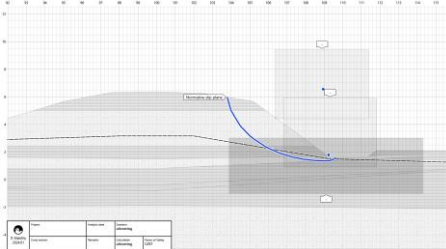
Logboek uitvoeringsstabiliteit

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Damwand installeren: - Ontgraving tot NAP+2,45m ter plaatse van de damwand locatie met talud 1op1; - Geen bovenbelasting; Benodigde wachttijd = n.v.t. <i>D-Stability:</i> km31.450_ontgraving 1op1_kar_v0.1.stix <i>D-Settlement:</i> n.v.t.	1,81 (voldoet)	

Uitgangspunten

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenzijde	[-]	B53Y-33.0B / S53-33.01B
	kruin	[-]	B53Y-33.0C / S53Y-33.0C / (HB53-33.02C)
	binnenzijde	[-]	B53Y-33.0D / (HB53-33.02D)
Waterstanden	lage (grond)waterstand	[NAP m]	+0,19
	gemiddelde (grond)waterstand	[NAP m]	+1,43
	hoge (grond)waterstand	[NAP m]	+2,66
	zomerpeil	[NAP m]	+0,85
	winterpeil	[NAP m]	+0,65
Belastingen	n.v.t.	[-]	n.v.t.

Logboek uitvoeringsstabiliteit

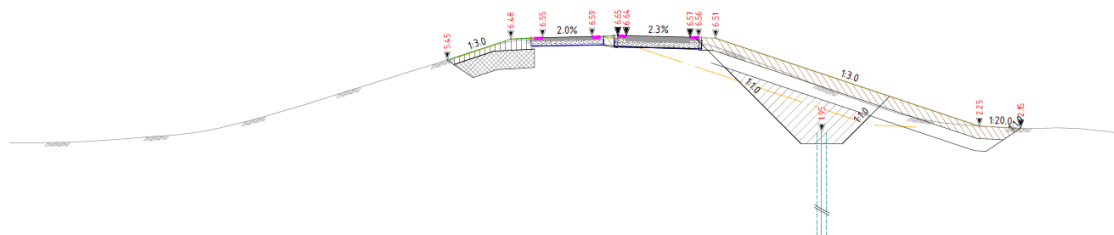
Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Damwand installeren: - Ontgraving tot NAP+1,6m ter plaatse van de damwand locatie met talud 1op1; - Geen bovenbelasting; Benodigde wachttijd = n.v.t. <i>D-Stability:</i> km33.000_1op1_kar_v0.1.stix <i>D-Settlement:</i> n.v.t.	1,26 (voldoet)	

LOGBOEK BEREKENING UITVOERINGSSTABILITEIT

Algemene informatie

Deelgebied	MZ Midden-Zuid
Dijkmodule	MZ-3 Herxen - Dorp
Deeltraject	10.1
Rekensnede	km33,070
Beschrijving	Binnendijkse werkbaan, installeren damwand + transport

Dwarsprofiel



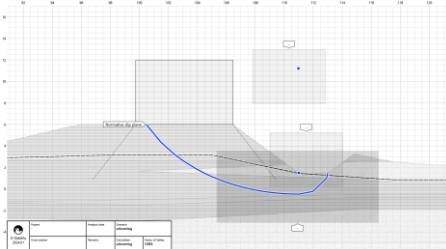
Versie geschiedenis

Versie	Beschrijving	Opsteller/toetser	Datum
0.1	Uitvoeringsstabiliteit OL3		03-06-2024

Uitgangspunten

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenzijde	[-]	HB53-33.10B
	kruin	[-]	HB53-33.10C / DKMP53-33.10C
	binnenzijde	[-]	HB53-33.10D
Waterstanden	lage (grond)waterstand	[NAP m]	+0,19
	gemiddelde (grond)waterstand	[NAP m]	+1,42
	hoge (grond)waterstand	[NAP m]	+2,65
	zomerpeil	[NAP m]	+0,85
	winterpeil	[NAP m]	+0,65
Belastingen	Draadkraan	[-]	30 kN/m2; breedte 6,7m op de kruin

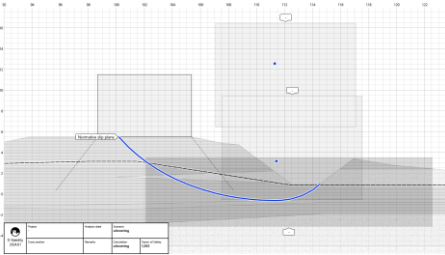
Logboek uitvoeringsstabiliteit

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Damwand installeren: - Kruinverlaging 0,5m tot NAP+6,0m; - Ontgraving tot NAP+1,45m ter plaatse van de damwand locatie met talud 1op1; - Bovenbelasting op de kruin; Benodigde wachttijd = n.v.t. <i>D-Stability:</i> km33.070_kruinverlaging_1m+1op1_kar_v0.1.stix <i>D-Settlement:</i> n.v.t.	1,08 (voldoet)	

Uitgangspunten

Onderdeel	Eigenschap	Eenheid	Uitgangspunt
Grondopbouw	buitenzijde	[-]	HB53-33.10B
	kruin	[-]	HB53-33.10C / DKMP53-33.10C
	binnenzijde	[-]	HB53-33.10D
Waterstanden	lage (grond)waterstand	[NAP m]	+0,19
	gemiddelde (grond)waterstand	[NAP m]	+1,42
	hoge (grond)waterstand	[NAP m]	+2,65
	zomerpeil	[NAP m]	+0,85
	winterpeil	[NAP m]	+0,65
Belastingen	Draadkraan	[-]	30 kN/m2; breedte 6,7m op de kruin

Logboek uitvoeringsstabiliteit

Beschrijving	SF [-]	Glijvlak
Damwand installeren: - Kruinverlaging 1,0m tot NAP+5,5m; - Ontgraving tot NAP+0,95m ter plaatse van de damwand locatie met talud 1op1; - Bovenbelasting op de kruin; Benodigde wachttijd = n.v.t. <i>D-Stability:</i> km33.115_kruinverlaging_1m+1op1_kar_v0.1.stix <i>D-Settlement:</i> n.v.t.	1,26 (voldoet)	

BIJLAGE III - ZETTINGSANALYSE DIJKOPGANGEN UOT 06



Zettingsanalyse dijkopgangen UOT-06

1. Inleiding

De resultaten van de zettingsanalyses en de verificaties van de dijkopgangen uit uitvoeringstraject UOT-06 zijn in dit document gepresenteerd.

1.1 Uitgangspunten

De dijk heeft opgangen op verschillende locaties. De uitgangspunten voor de zettingsanalyse zijn opgenomen in *TUN Waterkeringen* en zijn hieronder opgesomd:

- De grondopbouw ter plaatse van de dijkopgangen is bepaald op basis van de grondopbouw in hoofdstuk 2.2 uit *Berekeningsnota Geotechniek UOT-06*;
- Voor dijkopgangen met een ophoging lager dan 50 cm is geen berekening uitgevoerd. Voor een ophoging tot 30 cm wordt een zettingscompensatie van 10 cm toegepast. Voor een ophoging tussen 30 en 50 cm wordt een zettingscompensatie van 15 toegepast;
- De zettingsanalyse is uitgevoerd op 3 dwarsdoorsneden per dijkopgang: op het hoogste deel van de opgang, op het middelste deel van de opgang en op het laagste deel van de opgang;
- Voor de dijkopgangen ter plaatse van de nieuwe dijk wordt uitgegaan van een wachttijd van 365 dagen tussen de aanleg van de nieuwe dijk en het oplevermoment;
- De zettingscompensaties zijn berekend op verschillende posities binnen de dwarsdoorsnede van de opgang: bij de teen, bij de berm, bij het pad zelf en bij het fietspad;
- De berekeningen die zijn uitgevoerd bij de middelste doorsnede van elke dijkopgang zijn gebruikt als representatief voor de gehele opgang. Deze resultaten zijn samengevat in hoofdstuk 3.

1.2 Eisen

De zettingseisen voor dijkopgangen zijn weergegeven in Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Eisen dijkopgangen conform *TUN Waterkeringen*

Eis	Omschrijving
Restzettingen dijkopgang	$\leq 0,50$ m in 50 jaar na oplevering
Restzettingen fietspad	$\leq 0,16$ m in 7 jaar na oplevering
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	$\leq 1:20$ bij oplevering en $\geq 1:40$ bij oplevering
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede)	$\leq 1:10$ bij oplevering
Ondertalud	$\leq 1:3$ bij oplevering

1.3 Dijkopgangen binnen UOT 06

De dijkopgangen binnen UOT 06 staan in Tabel 1.2 en zijn weergegeven in Figuur 1-1 en in Figuur 1-2.

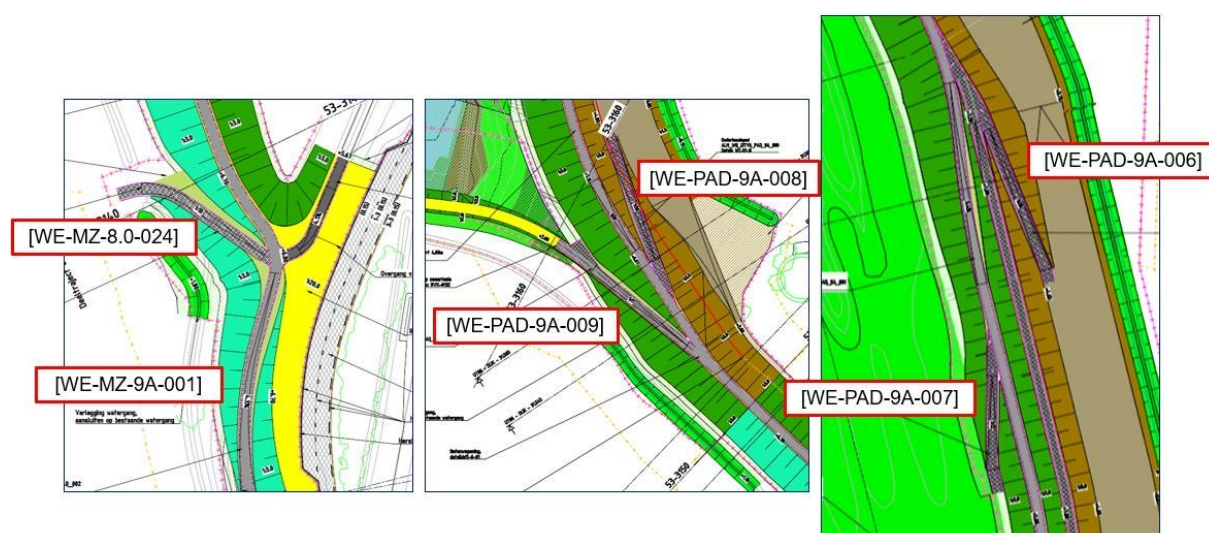
Tabel 1.2 Dijkopgangen binnen UOT 06

Dijkopgang	Locatie	Van [km]	Tot [km]	Opmerking
Fietspad [WE-MZ-9A-001]	Buitendijks	31.300	31.370	Beperkte ophoging,

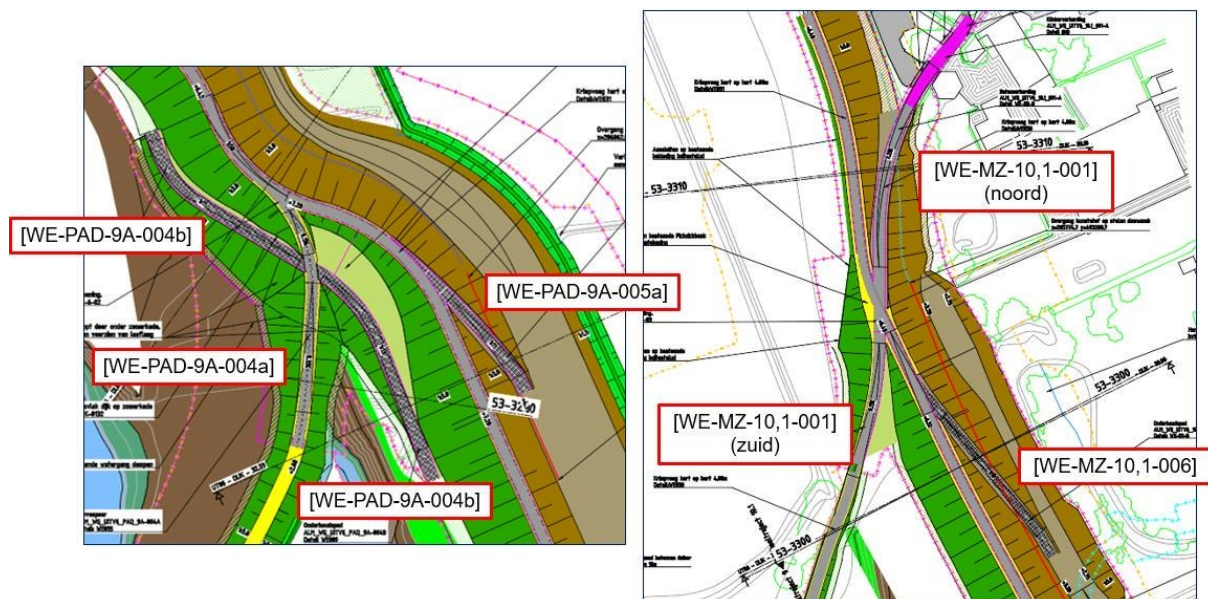


Dijkopgang	Locatie	Van [km]	Tot [km]	Opmerking
				dus geen berekening
Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024]	Buitendijks	31.370	31.400	Ophoging groter dan 50 cm
Karrerspoor [WE-PAD-9A-009]	Buitendijks	31.520	31.570	Ophoging groter dan 50 cm
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-008]	Binnendijks	31.550	31.600	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-007]	Buitendijks	31.950	32.000	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-006]	Binnendijks	32.000	32.100	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-005a]	Binnendijks	32.310	32.350	Bij de nieuwe dijk
Karrerspoor [WE-PAD-9A-004a]	Buitendijks	32.330	32.400	Bij de nieuwe dijk
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-004b]	Buitendijks	32.330	32.400	Deels bij de bestaande dijk en deels bij de nieuwe dijk ^{a)}
Onderhoudspad [WE-MZ-10.1-006]	Binnendijks	33.000	33.000	Ophoging groter dan 50 cm
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (zuid)	Buitendijks	33.028	33.050	Ophoging minder dan 50 cm, dus geen berekening
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (noord)	Binnendijks	33.081	33.100	Ophoging minder dan 50 cm, dus geen berekening

^{a)} Het onderhoudspad ten noordwesten vanaf de karrerspoor [WE-PAD-9A-004a] ligt op de bestaande dijk, dus er is geen ophoging, terwijl het onderhoudspad ten oosten vanaf de karrerspoor [WE-PAD-9A-004a] deel uitmaakt van de nieuwe dijk. De zettingsanalyse voor deze dijkopgang is niet berekend, maar de zettingen zijn bepaald op basis van het ontwerp van de nieuwe dijk.



Figuur 1-1 Bovenaanzicht dijkopgangen binnen UOT 06, deel 1



Figuur 1-2 Bovenaanzicht dijkopgangen binnen UOT 06, deel 2

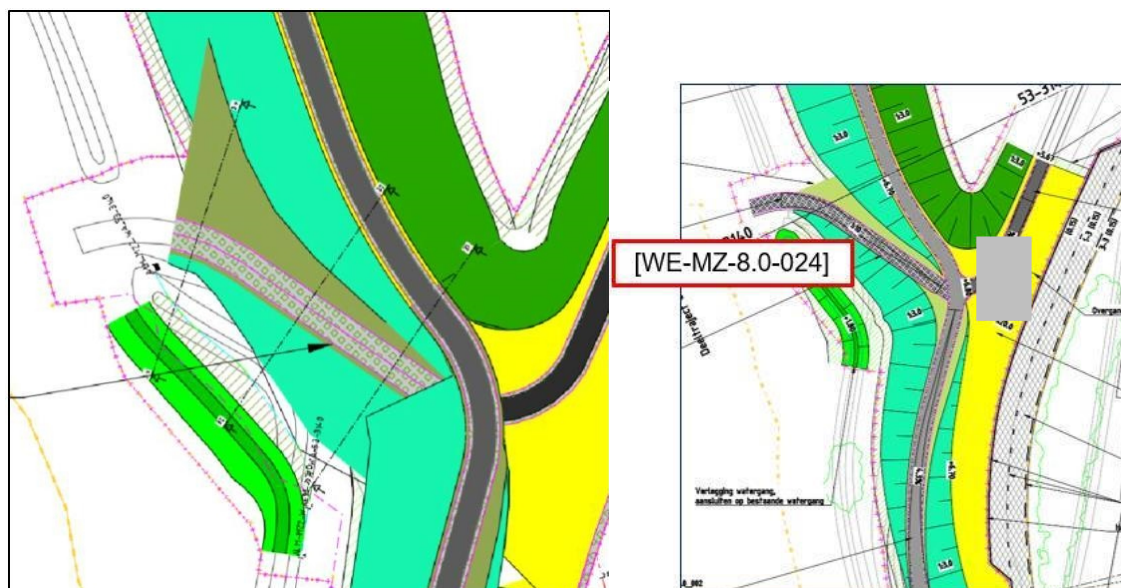
2. Zettingsanalyse per dijkopgang

De resultaten van de zettingsanalyses en de verificaties zijn hieronder per dijkopgang gepresenteerd.

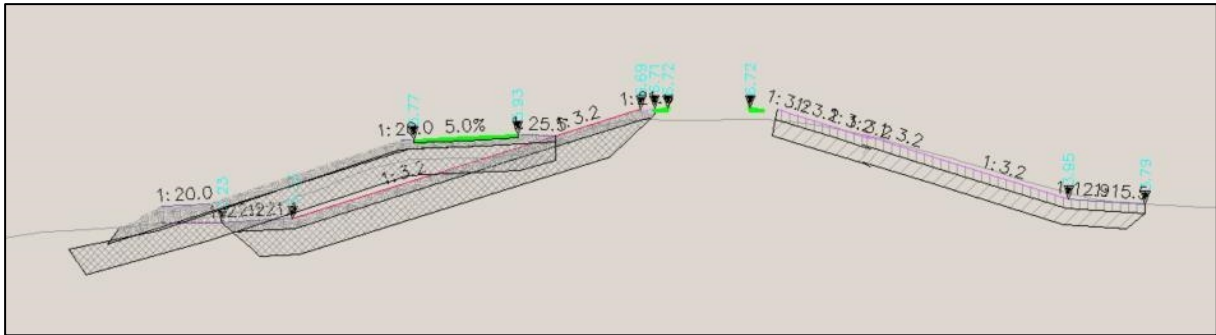
2.1 Buitendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024]

2.1.1 Dwarsprofielen

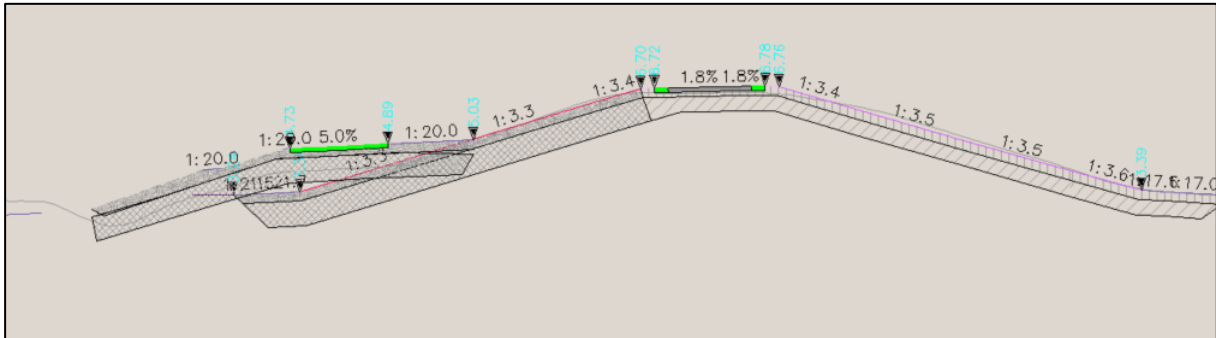
De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



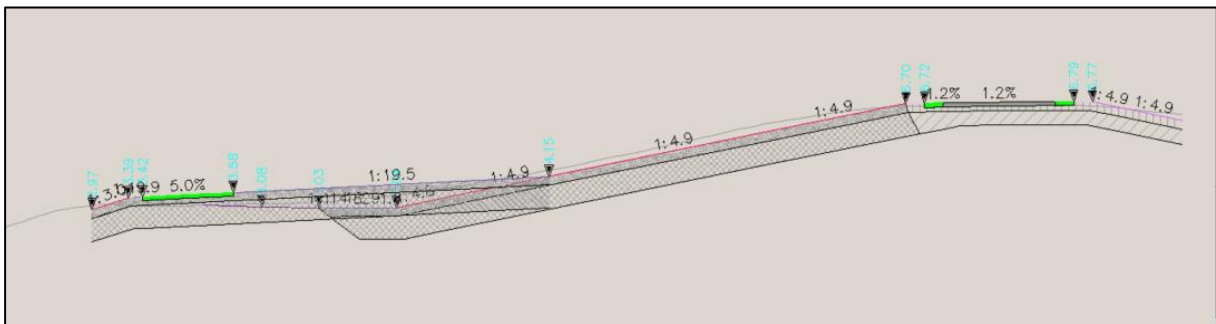
Figuur 2-1 Bovenaanzicht dijkopgang 2, Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024] met dwarsprofielen



Figuur 2-2 Dwarsprofiel Dwp_37, dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang



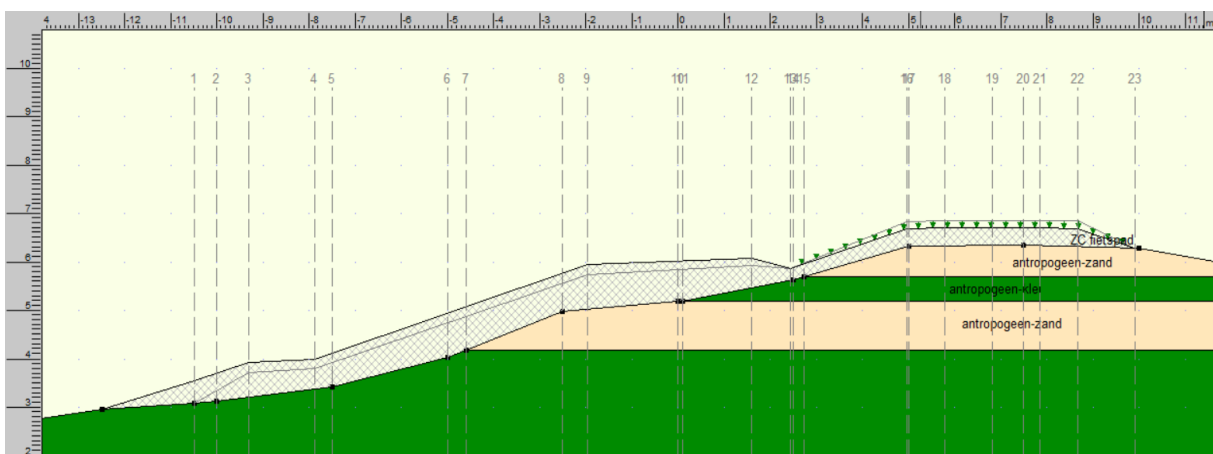
Figuur 2-3 Dwarsprofiel Dwp_38, dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-4 Dwarsprofiel Dwp_39, dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang

2.1.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] zijn hieronder gepresenteerd.

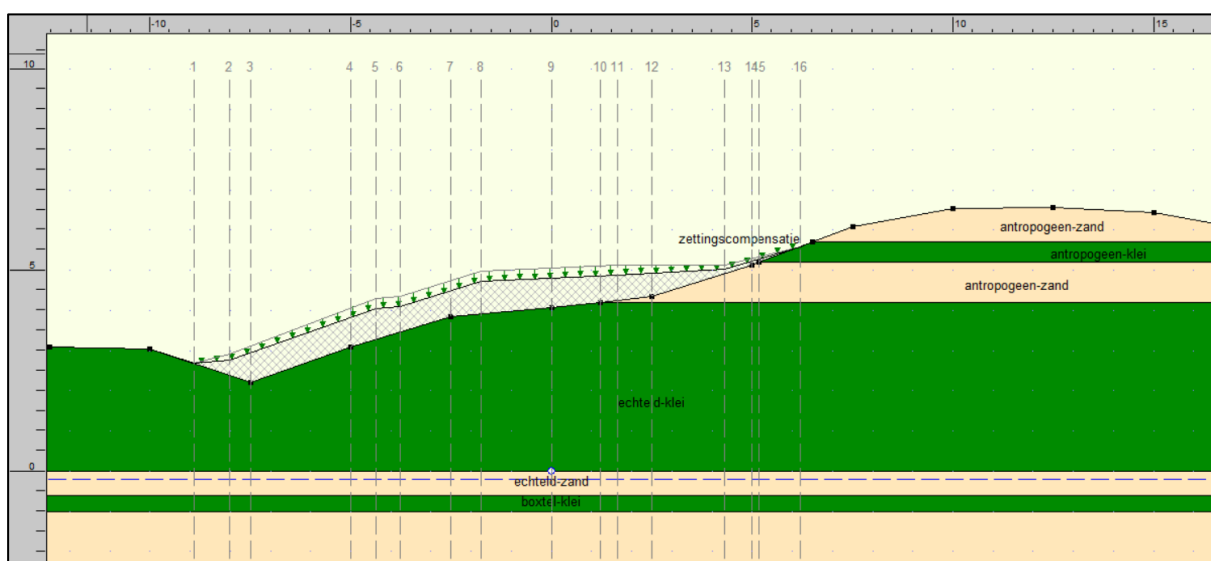


Figuur 2-5 Dwarsprofiel Dwp_37 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.1 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] - Dwarsprofiel Dwp_37

Secies in het dwarsprofiel	teen	berm - buitenkant	berm - binnenkant	pad - buitenkant	pad - binnenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	1	3	4	9	12	19
Ontwerphoogte [m+NAP]	3,10	3,73	3,80	5,75	5,93	6,72
Zettingscompensatie [m]	0,45	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15
Aanleghoogte [m+NAP]	3,55	3,93	4,00	5,95	6,08	6,87
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	3,55	3,93	4,00	5,95	6,08	6,87

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.

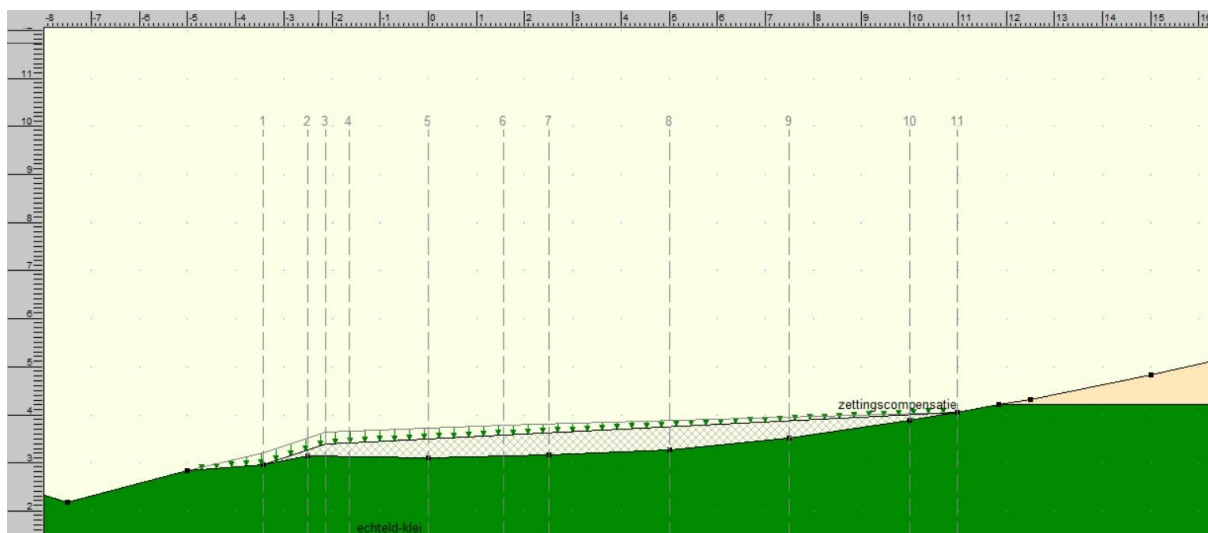


Figuur 2-6 Dwarsprofiel Dwp_38 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.2 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] - Dwarsprofiel Dwp_38

Secies in het dwarsprofiel	teen	berm - buitenkant	berm - binnenkant	pad - buitenkant	pad - binnenkant	insteek binnentalud - buitenkruin
Verticaal in het model [-]	2	5	6	8	11	13
Ontwerphoogte [m NAP]	2,76	4,06	4,09	4,72	4,89	5,02
Zettingscompensatie [m]	0,35	0,25	0,25	0,30	0,25	0,20
Aanleghoogte [m NAP]	3,11	4,31	4,34	5,02	5,14	5,22
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	3,11	4,31	4,34	5,02	5,14	5,22

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.



Figuur 2-7 Dwarsprofiel Dwp_39 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.3 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] - Dwarsprofiel Dwp_39

Secies in het dwarsprofiel	teen	pad - buitenkant	pad - binnenkant
Verticaal in het model [-]	1	3	6
Ontwerphoogte [m NAP]	2,97	3,39	3,58
Zettingscompensatie [m]	0,25	0,25	0,20
Aanleghoogte [m NAP]	3,22	3,64	3,78
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	3,22	3,64	3,78

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.

2.1.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-MZ-8.0-024] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.4 Verificatie dijkopgang [WE-MZ-8.0-024]

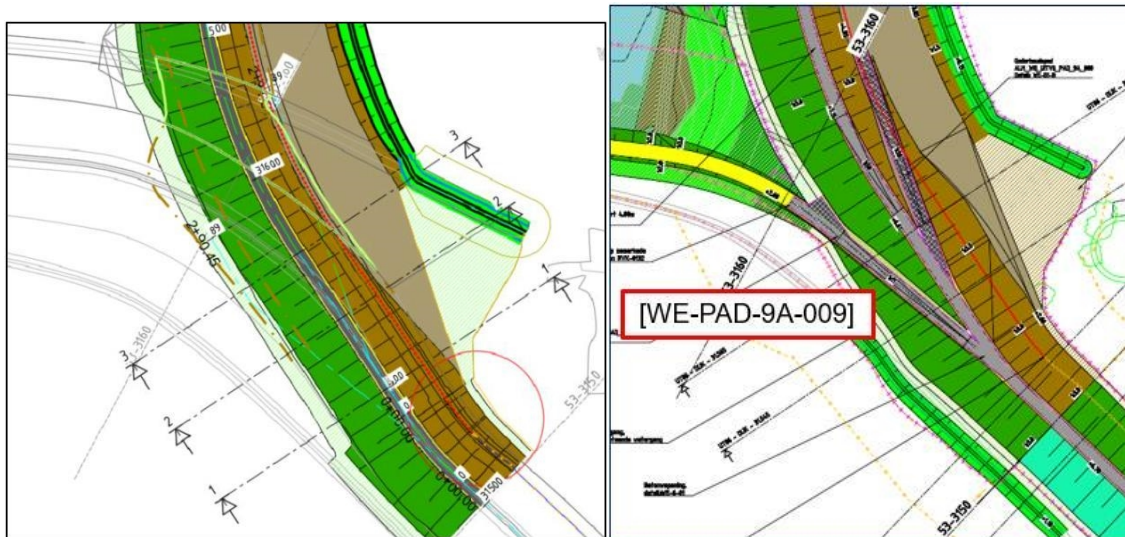
Verificatie	Omschrijving	Dwp_37	Dwp_38	Dwp_39	Check
Restzettingen dijkopgang	≤ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	max. 0,22 m	max. 0,28 m	max. 0,2 m	voldoet
Restzettingen fietspad	≤ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	0,04 m	n.v.t.	n.v.t.	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	≤ 1:20 bij oplevering en ≥ 1:40 bij oplevering	1:27,5	1:28,3	1:26,4	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	≤ 1:10 bij oplevering	1:15	1:10,9		voldoet
Talud buitenkant	≤ 1:3 bij oplevering	1:3	1:3	1:3	voldoet

^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

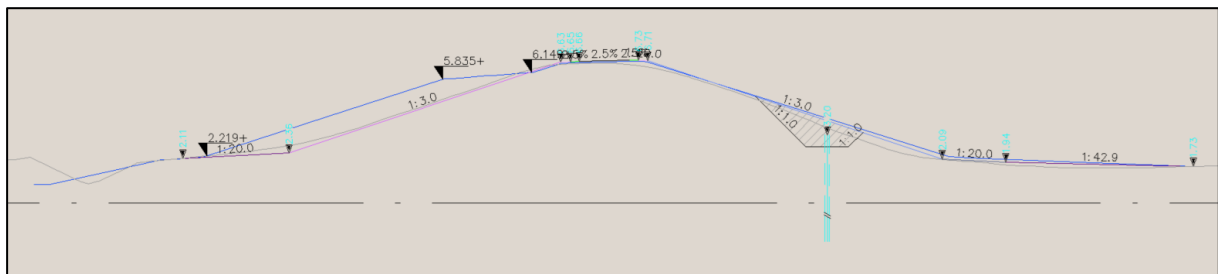
2.2 Buitendijkse dijkopgang, Karrerspoor [WE-PAD-9A-009]

2.2.1 Dwarsprofielen

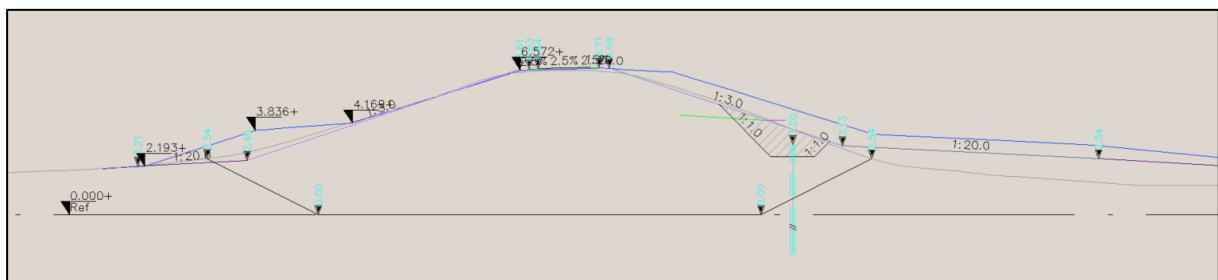
De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-009] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



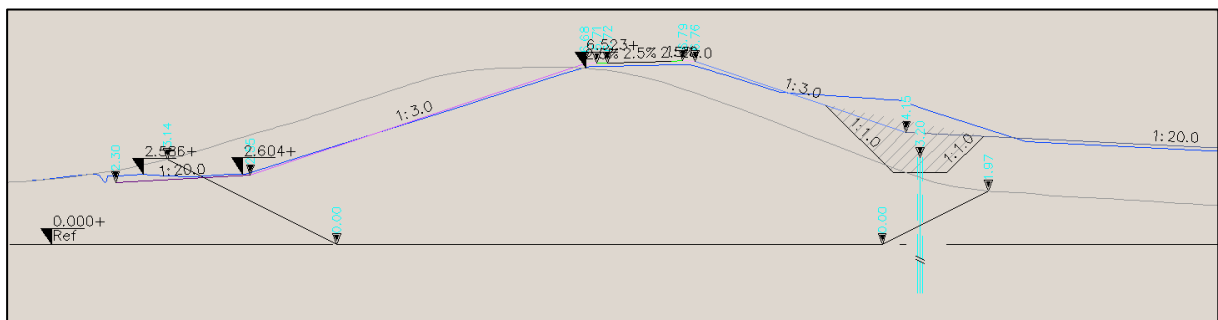
Figuur 2-8 Bovenaanzicht dijkopgang [WE-PAD-9A-009] met dwarsprofielen



Figuur 2-9 Dwarsprofiel 1 (km 31.538), dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang



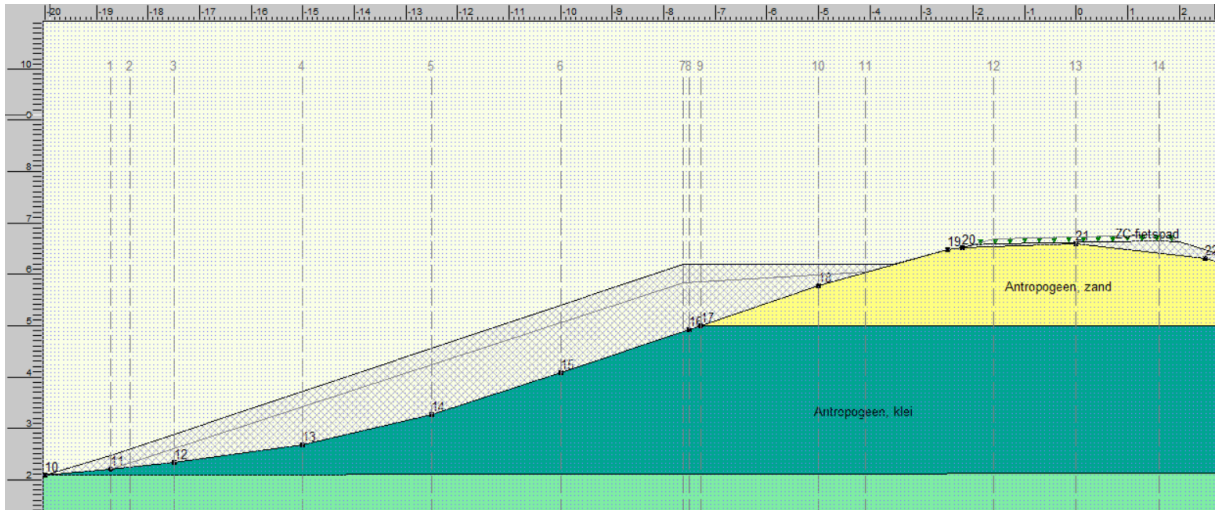
Figuur 2-10 Dwarsprofiel 2 (km 31.559), dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-11 Dwarsprofiel 3 (km 31.579), dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang

2.2.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-009] zijn hieronder gepresenteerd. In deze opgang van de dijk worden slechts 2 doorsneden geanalyseerd, die overeenkomen met het hoogste en het middelste deel van de opgang. De doorsnede die overeenkomt met het laagste deel van de opgang is niet geanalyseerd omdat deze geen ophoging heeft ter plaatse van de opgang.

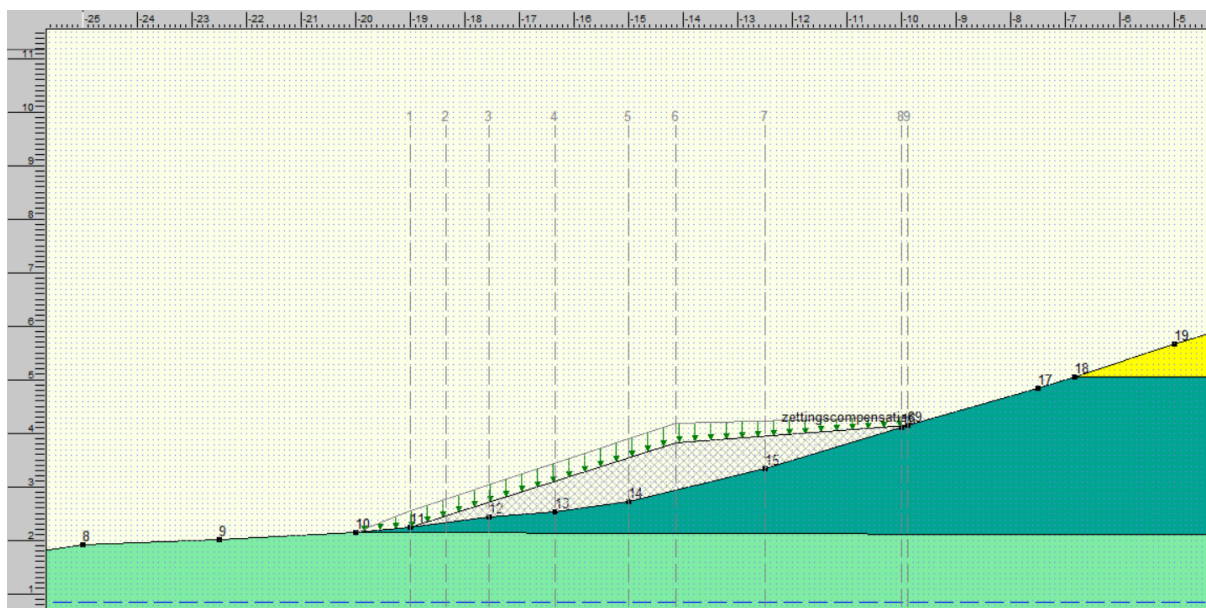


Figuur 2-12 Dwarsprofiel 1 (km 31.538) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.5 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-009] - Dwarsprofiel 1 (km 31.538)

Secties in het dwarsprofiel	teen	pad - buitenkant	pad - binnenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	1	7	11	13
Ontwerphoogte [m+NAP]	2,22	5,84	6,04	6,63
Zettingscompensatie [m]	0,25	0,35	0,15	0,10
Aanleghoogte [m+NAP]	2,47	6,19	6,19	6,73
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	2,47	6,19	6,19	6,73

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.



Figuur 2-13 Dwarsprofiel 2 (km 31.559) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.6 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-009] - Dwarsprofiel 2 (km 31.559)

Secies in het dwarsprofiel	teen	pad - buitenkant	pad - binnenkant
Verticaal in het model [-]	1	6	9
Ontwerphoogte [m+NAP]	2,26	3,84	4,16
Zettingscompensatie [m]	0,30	0,35	0,15
Aanleghoogte [m+NAP]	2,56	4,19	4,31
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	2,56	4,19	4,31

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.

2.2.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-009] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.7 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-009]

Verificatie	Omschrijving	km 31.538	km 31.559	Check
Restzettingen dijkopgang	$\leq 0,50$ m in 50 jaar na oplevering	max. 0,35 m	max. 0,34 m	voldoet
Restzettingen fietspad	$\leq 0,16$ m in 7 jaar na oplevering	0,06 m	n.v.t.	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	$\leq 1:20$ bij oplevering en $\geq 1:40$ bij oplevering	1:882 ^{a)}	1:37	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{b)}	$\leq 1:10$ bij oplevering	1:10,8		
Talud buitenkant	$\leq 1:3$ bij oplevering	1:3	1:3	voldoet

^{a)} Als niet aan de eis voor dwarsshelling wordt voldaan, moet wel aan de eis voor langshelling worden voldaan om ervoor te zorgen dat het water naar beneden loopt.

^{b)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

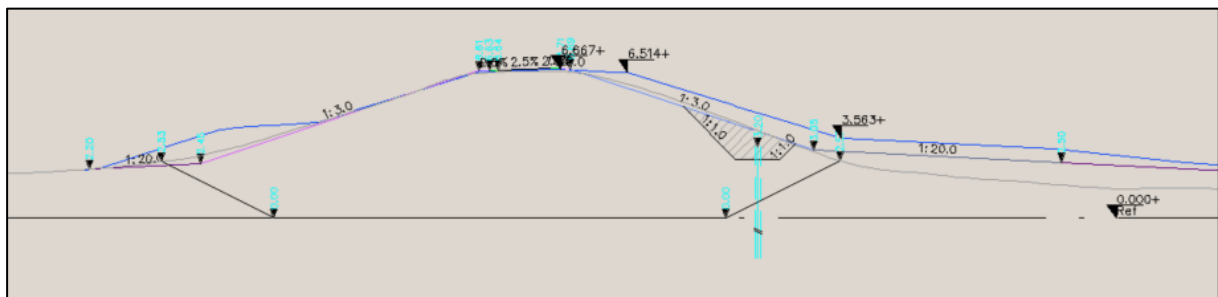
2.3 Binnendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-PAD-9A-008]

2.3.1 Dwarsprofielen

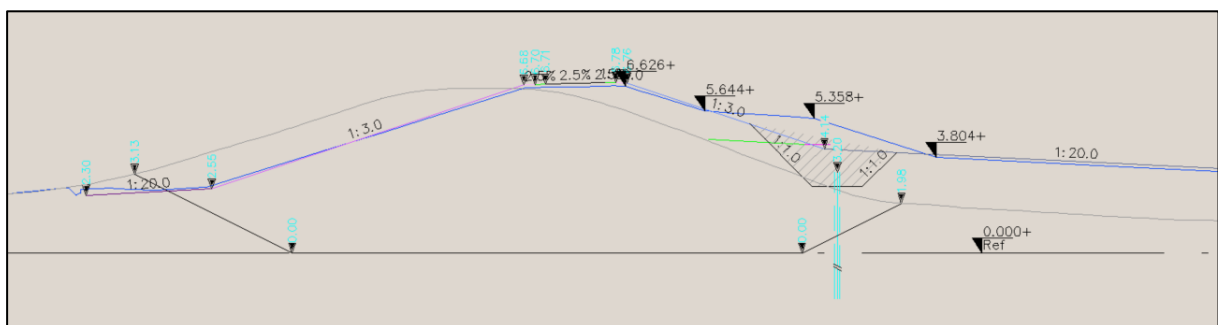
De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-008] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



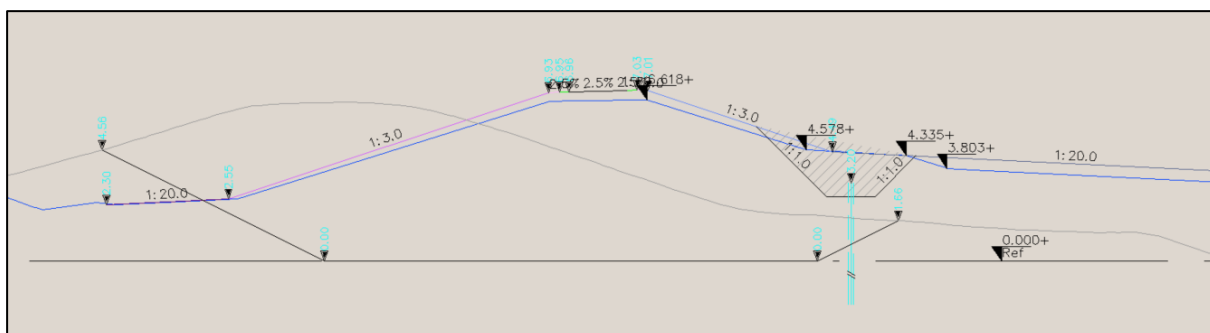
Figuur 2-14 Bovenaanzicht dijkopgang [WE-PAD-9A-008] met dwarsprofielen



Figuur 2-15 Dwarsprofiel 1 (km 31.558), dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang



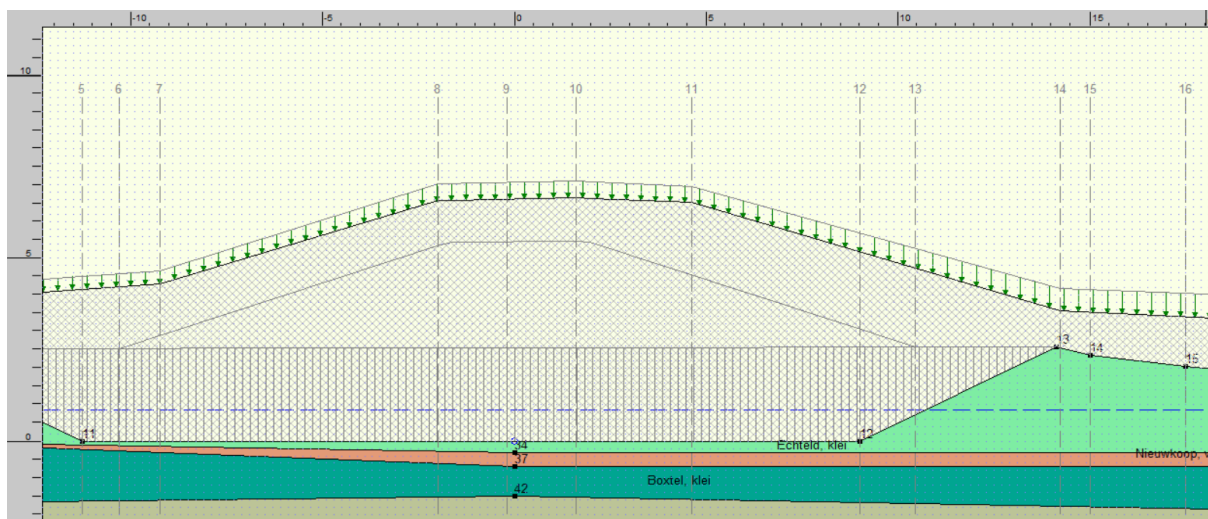
Figuur 2-16 Dwarsprofiel 2 (km 31.578), dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



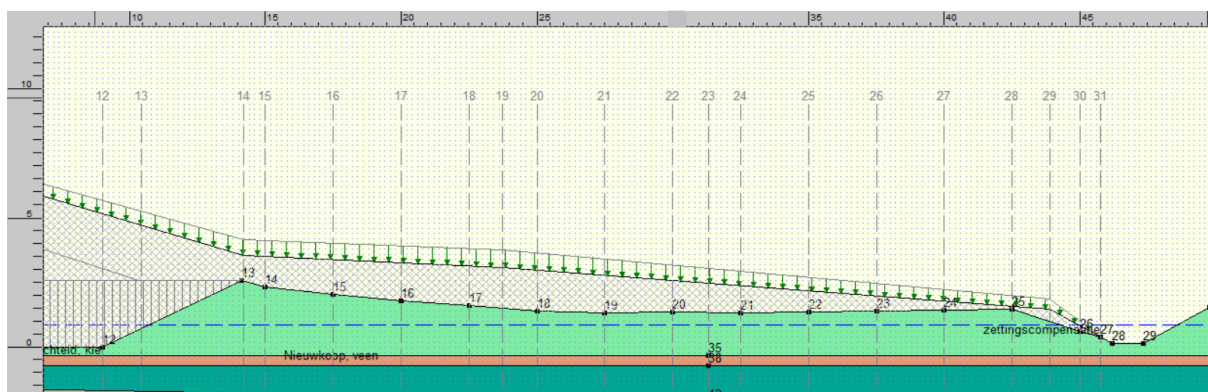
Figuur 2-17 Dwarsprofiel 3 (km 31.594), dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang

2.3.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-008] zijn hieronder gepresenteerd.



Figuur 2-18 Dwarsprofiel 1 (km 31.558) gemodelleerd in D-Settlement (kruin)

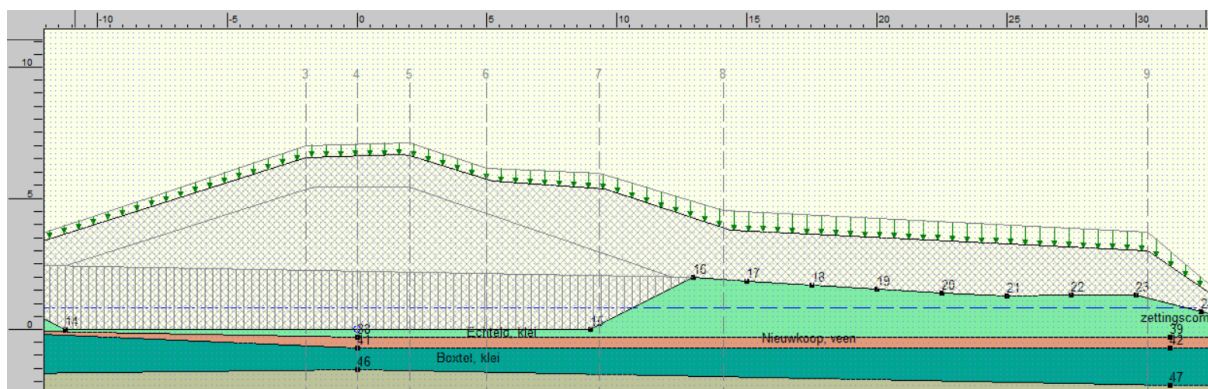


Figuur 2-19 Dwarsprofiel 1 (km 31.558) gemodelleerd in D-Settlement (berm)

Tabel 2.8 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-008] - Dwarsprofiel 1 (km 31.558)

Secies in het dwarsprofiel	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	10	11	14	19	9
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,66	6,52	3,56	3,08	6,63
Zettingscompensatie [m]	0,45	0,45	0,60	0,70	0,45
Aanleghoogte [m+NAP]	7,11	6,97	4,16	3,78	7,08
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,74	6,61	3,73	3,26	6,72

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

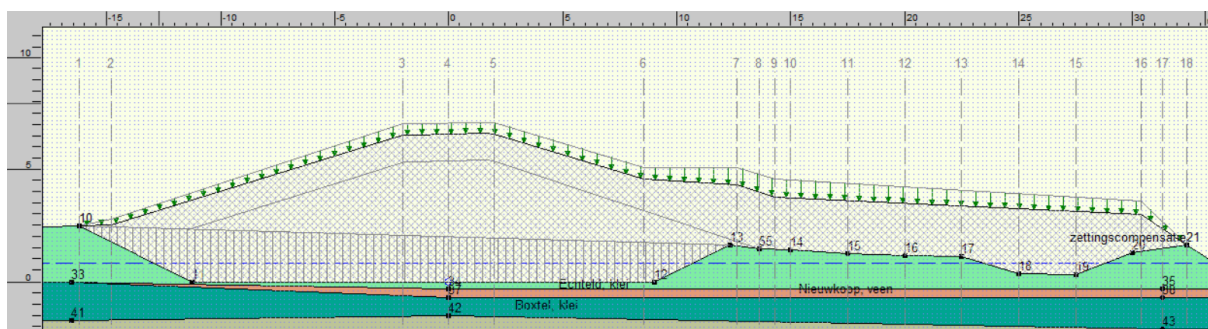


Figuur 2-20 Dwarsprofiel 2 (km 31.578) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.9 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-008] - Dwarsprofiel 2 (km 31.578)

Secies in het dwarsprofiel	fietspad - binnenkant	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	5	6	7	8	9	4
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,63	5,65	5,36	3,80	3,00	6,61
Zettingscompensatie [m]	0,50	0,50	0,60	0,75	0,70	0,50
Aanleghoogte [m+NAP]	7,13	6,15	5,96	4,55	3,70	7,11
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,72	5,74	5,54	3,99	3,18	6,71

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.



Figuur 2-21 Dwarsprofiel 3 (km 31.594) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.10 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-008] - Dwarsprofiel 3 (km 31.594)

Secies in het dwarsprofiel	fietspad - binnenkant	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	5	6	7	9	16	4
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,61	4,57	4,33	3,80	3,00	6,60
Zettingscompensatie [m]	0,50	0,60	0,85	0,80	0,60	0,50
Aanleghoogte [m+NAP]	7,11	5,18	5,18	4,60	3,60	7,08
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,67	4,76	4,56	3,96	3,14	6,65

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

2.3.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-008] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.11 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-008]

Verificatie	Omschrijving	km 31.558	km 31.578	km 31.594	Check
Restzettingen dijkopgang	≤ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	max. 0,19 m	max. 0,20 m	max. 0,19 m	voldoet
Restzettingen fietspad	≤ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	0,06 m	0,06 m	0,05 m	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	≤ 1:20 bij oplevering en ≥ 1:40 bij oplevering	1:23,1	1:22,8	1:20,5	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	≤ 1:10 bij oplevering	1:19,2	1:16,4		voldoet
Talud buitenkant	≤ 1:3 bij oplevering	1:3,3	1:3,5	1:3	voldoet

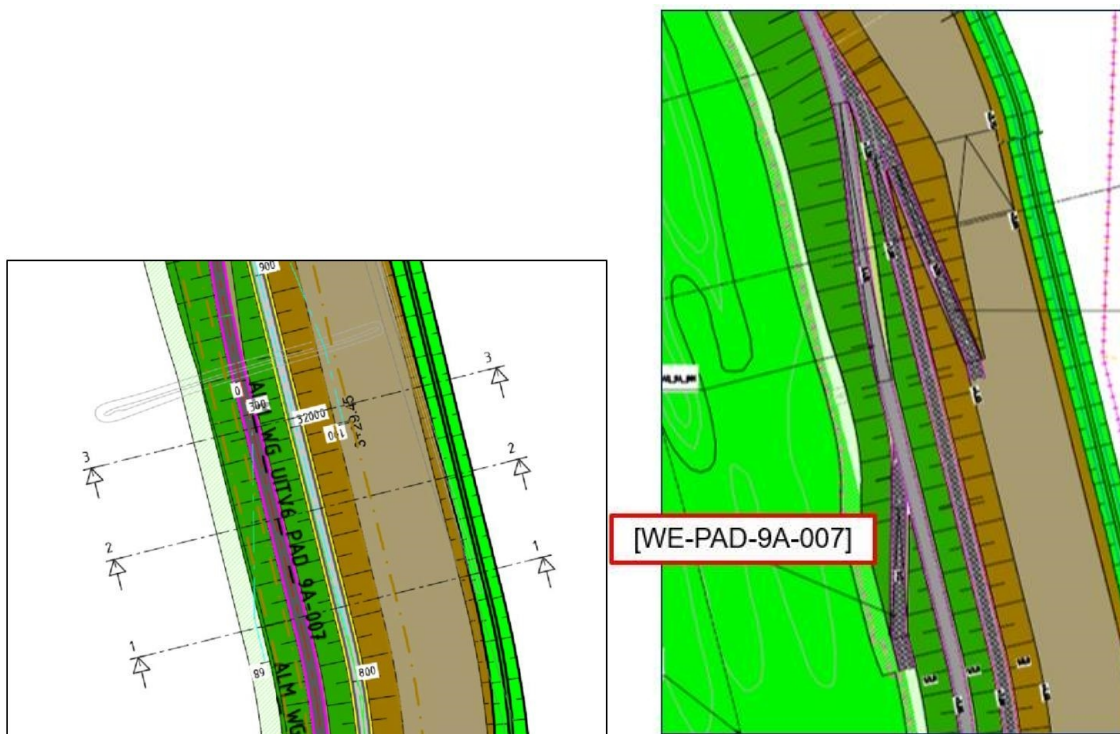
^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

2.4 Buitendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-PAD-9A-007]

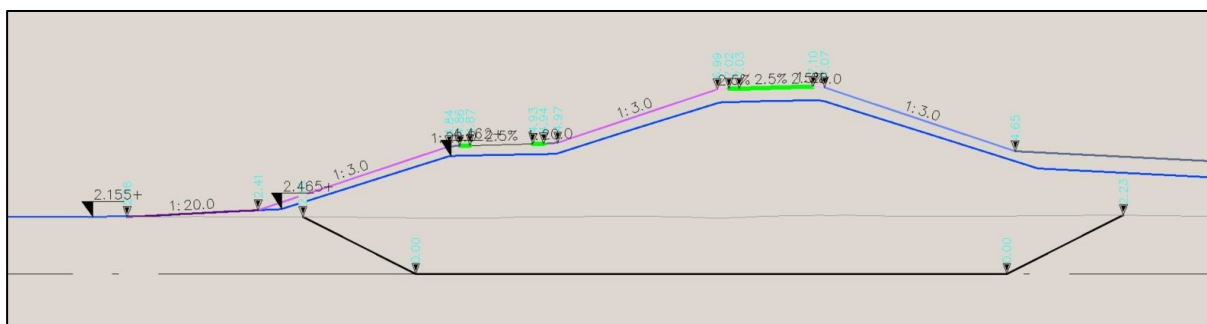
2.4.1 Dwarsprofielen

De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-007] zijn weergegeven in onderstaande figuren.

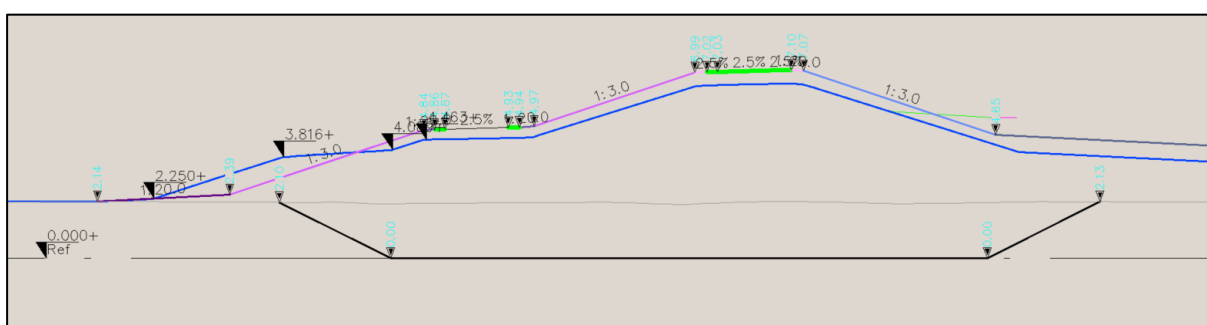




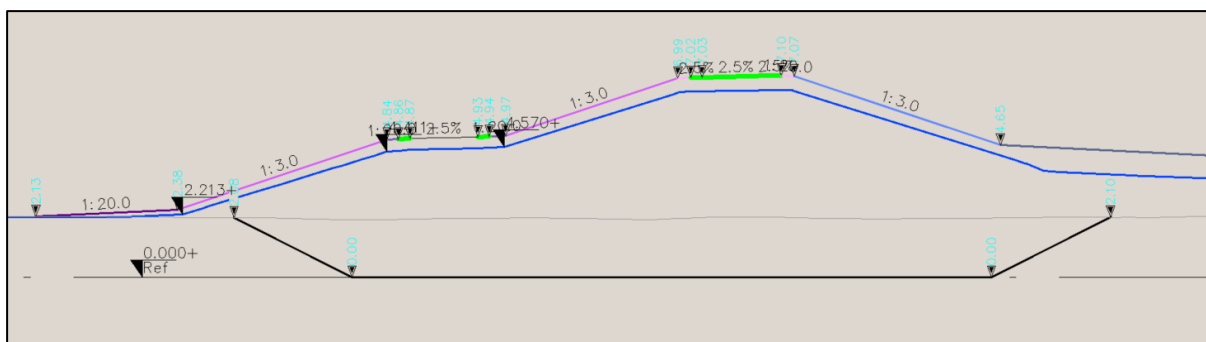
Figuur 2-22 Bovenaanzicht dijkopgang [WE-PAD-9A-007] met dwarsprofielen



Figuur 2-23 Dwarsprofiel 1 (km 31.955), dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang



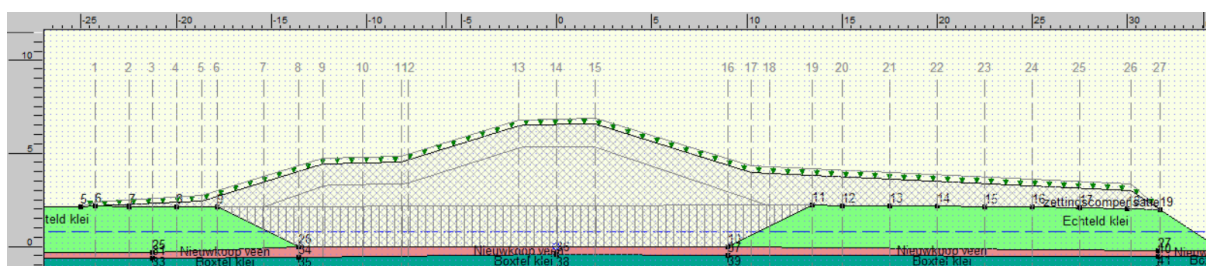
Figuur 2-24 Dwarsprofiel 2 (km 31.980), dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-25 Dwarsprofiel 3 (km 32.002), dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang

2.4.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-007] zijn hieronder gepresenteerd.

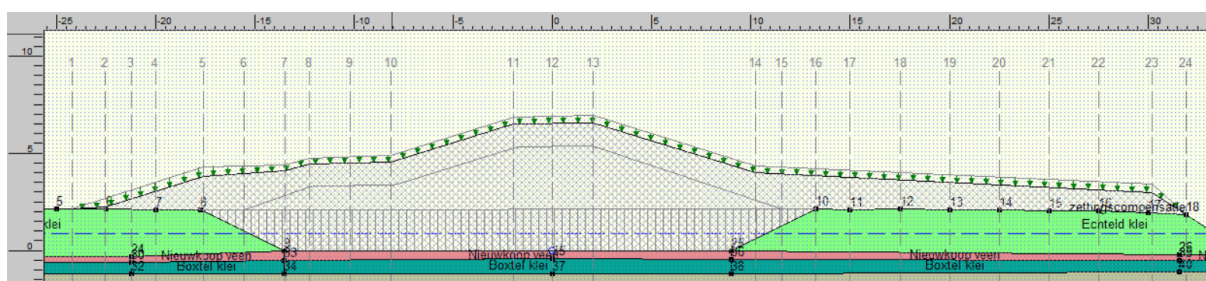


Figuur 2-26 Dwarsprofiel 1 (km 31.955) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.12 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-007] - Dwarsprofiel 1 (km 31.955)

Secies in het dwarsprofiel	pad - buitenkant	pad - binnenkant	fietspad - buitenkant	fietspad - binnenkant	huidige kruin	fietspad
Verticaal in het model [-]	1	5	9	11	13	10
Ontwerphoogte [m+NAP]	2,19	2,47	4,46	4,57	6,50	4,52
Zettingscompensatie [m]	0,20	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Aanleghoogte [m+NAP]	2,39	2,77	4,76	4,87	6,80	4,82
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	2,33	2,56	4,54	4,62	6,51	4,58

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

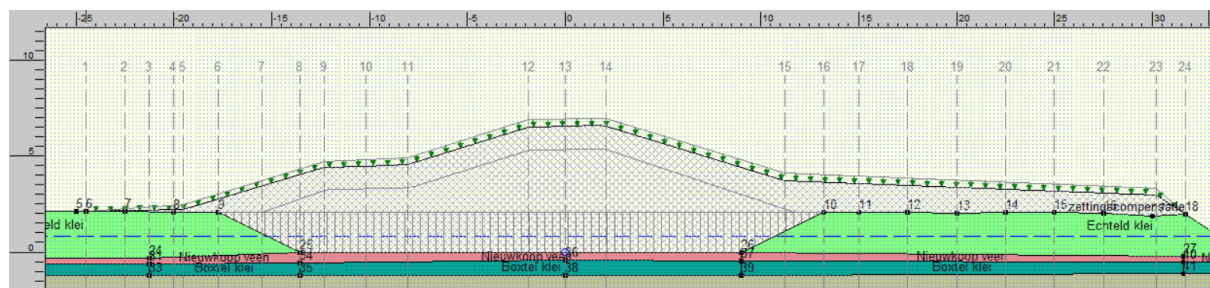


Figuur 2-27 Dwarsprofiel 2 (km 31.980) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.13 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-007] - Dwarsprofiel 2 (km 31.980)

Secies in het dwarsprofiel	teen	pad - buitenkant	pad - binnenkant	fietspad - buitenkant	fietspad - binnenkant	huidige kruin	fiets- pad
Verticaal in het model [-]	2	5	7	8	10	11	9
Ontwerphoogte [m+NAP]	2,24	3,82	4,09	4,46	4,57	6,50	4,52
Zettingscompensatie [m]	0,45	0,50	0,30	0,30	0,30	0,35	0,30
Aanleghoogte [m+NAP]	2,69	4,32	4,39	4,76	4,87	6,85	4,82
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	2,52	3,99	4,16	4,52	4,60	6,54	4,57

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.



Figuur 2-28 Dwarsprofiel 3 (km 32.002) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.14 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-007] - Dwarsprofiel 3 (km 32.002)

Secies in het dwarsprofiel	teen	pad - buitenkant	pad - binnenkant	huidige kruin	fietspad
Verticaal in het model [-]	5	9	11	12	10
Ontwerphoogte [m+NAP]	2,22	4,41	4,57	6,50	4,49
Zettingscompensatie [m]	0,25	0,30	0,35	0,40	0,35
Aanleghoogte [m+NAP]	2,47	4,71	4,92	6,90	4,84
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	2,31	4,48	4,65	6,59	4,59

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

2.4.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-007] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.15 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-007]

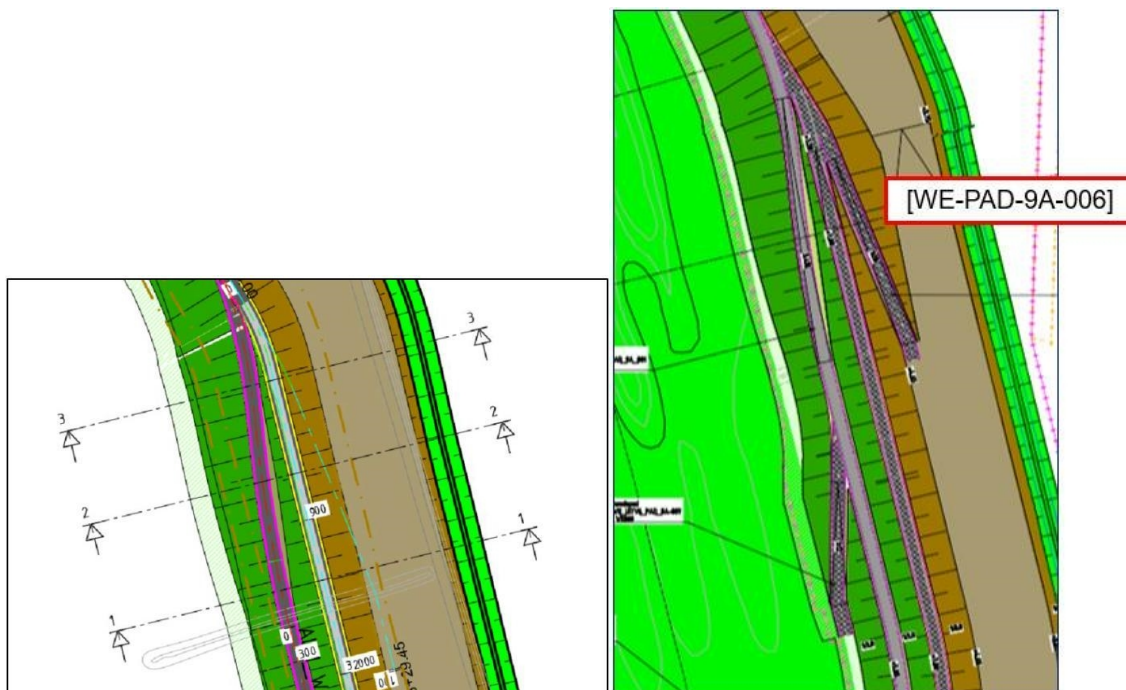
Verificatie	Omschrijving	km 31.955	km 31.980	km 32.002	Check
Restzettingen dijkopgang	$\leq 0,50$ m in 50 jaar na oplevering	max. 0,10 m	max. 0,14 m	max. 0,11 m	voldoet
Restzettingen fietspad	$\leq 0,16$ m in 7 jaar na oplevering	0,04 m	0,05 m	0,05 m	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	$\leq 1:20$ bij oplevering en $\geq 1:40$ bij oplevering	1:24,3	1:24,2	1:25,1	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	$\leq 1:10$ bij oplevering	1:15,3	1:44,9		voldoet
Talud buitenkant	$\leq 1:3$ bij oplevering	1:3,2	1:3,4	1:3,3	voldoet

^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

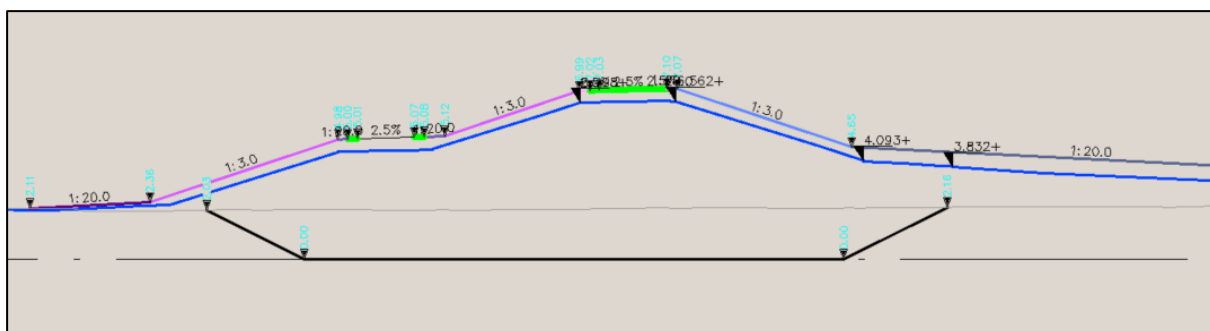
2.5 Binnendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-PAD-9A-006]

2.5.1 Dwarsprofielen

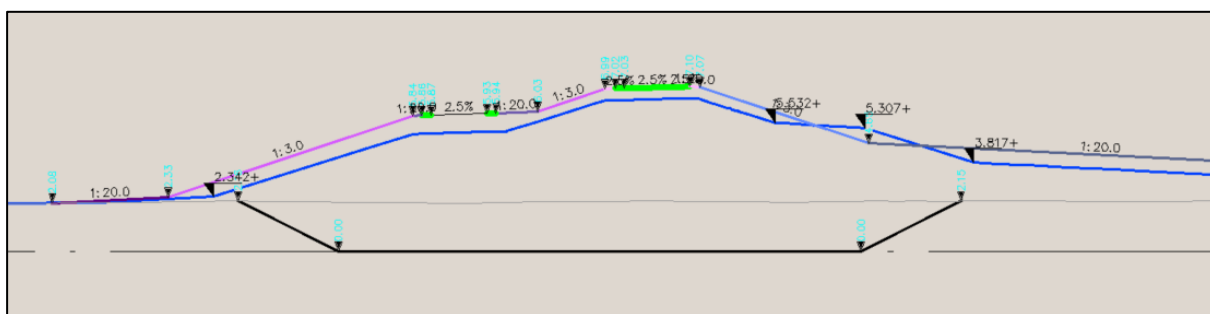
De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-006] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



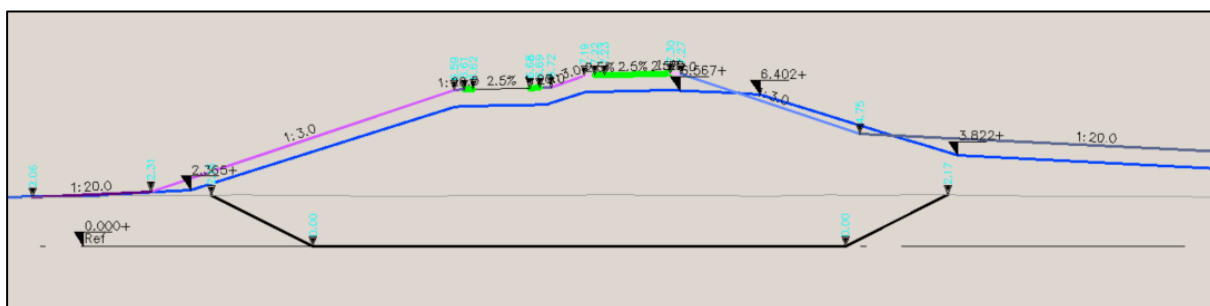
Figuur 2-29 Bovenaanzicht dijkopgang [WE-PAD-9A-006] met dwarsprofielen



Figuur 2-30 Dwarsprofiel 1 (km 32.023), dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang



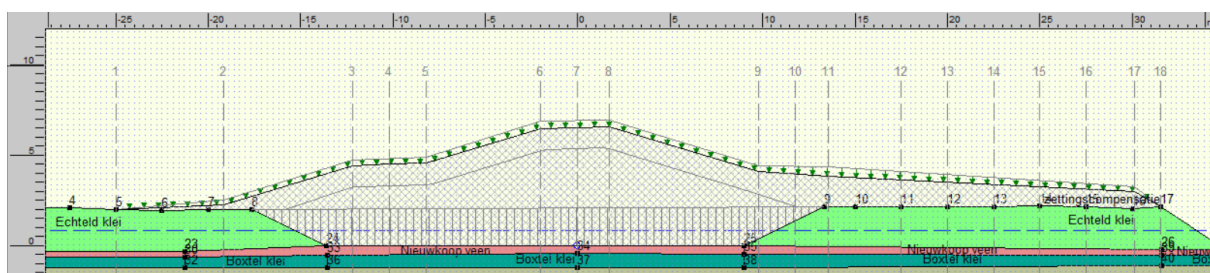
Figuur 2-31 Dwarsprofiel 2 (km 32.049), dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-32 Dwarsprofiel 3 (km 32.071), dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang

2.5.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-006] zijn hieronder gepresenteerd.

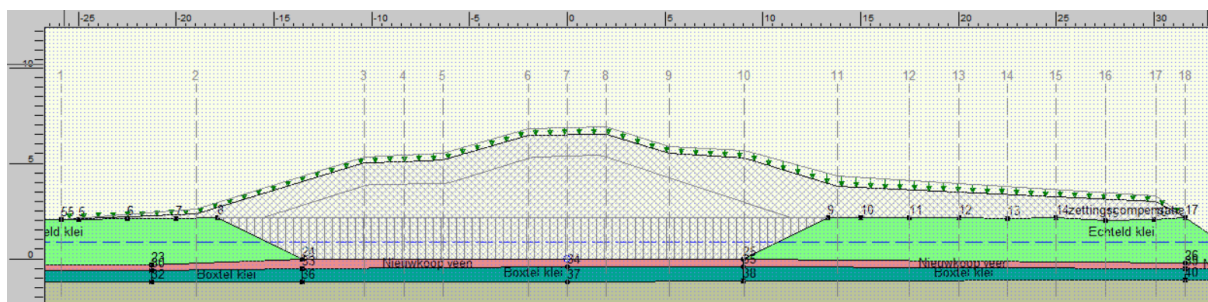


Figuur 2-33 Dwarsprofiel 1 (km 32.023) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.16 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-006] - Dwarsprofiel 1 (km 32.023)

Secies in het dwarsprofiel	huidige kruin	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	8	9	11	17	4
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,57	4,09	3,83	3,00	4,51
Zettingscompensatie [m]	0,35	0,35	0,55	0,30	0,30
Aanleghoogte [m+NAP]	6,92	4,44	4,38	3,30	4,81
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,61	4,17	3,99	3,08	4,56

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

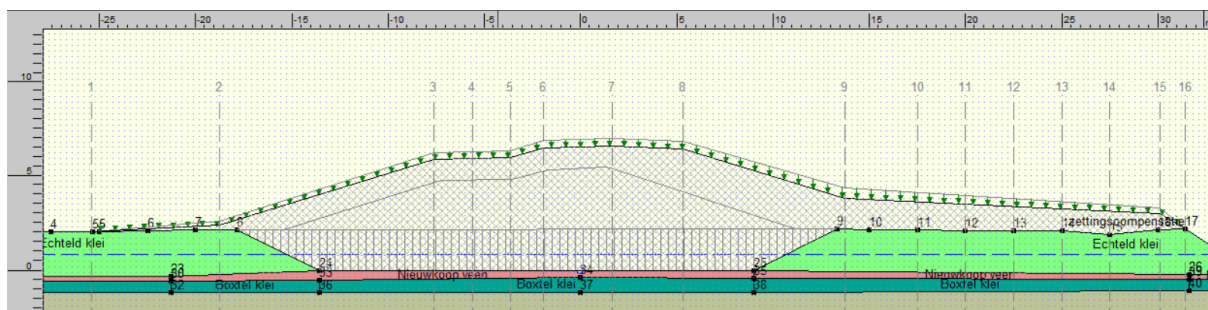


Figuur 2-34 Dwarsprofiel 2 (km 32.049) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.17 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-006] - Dwarsprofiel 2 (km 32.049)

Secies in het dwarsprofiel	huidige kruin	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	8	9	10	11	17	4
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,56	5,53	5,30	3,80	3,00	5,11
Zettingscompensatie [m]	0,35	0,35	0,40	0,55	0,30	0,35
Aanleghoogte [m+NAP]	6,91	5,88	5,70	4,35	3,30	5,46
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,61	5,59	5,45	3,94	3,08	5,19

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.



Figuur 2-35 Dwarsprofiel 3 (km 32.071) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.18 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-006] - Dwarsprofiel 3 (km 32.071)

Section in het dwarsprofiel	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	7	8	9	15	4
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,59	6,41	3,83	3,00	5,94
Zettingscompensatie [m]	0,40	0,40	0,55	0,30	0,35
Aanleghoogte [m+NAP]	6,99	6,81	4,38	3,30	6,29
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,67	6,51	3,97	3,09	5,99

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

2.5.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-006] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.19 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-006]

Verificatie	Omschrijving	km 32.023	km 32.049	km 32.071	Check
Restzettingen dijkopgang	≤ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	max. 0,15 m	max. 0,15 m	max. 0,16 m	voldoet
Restzettingen fietspad	≤ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	0,05 m	0,04 m	0,05 m	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	≤ 1:20 bij oplevering en ≥ 1:40 bij oplevering	1:20,7	1:21,4	1:22,9	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	≤ 1:10 bij oplevering	1:18,2	1:20,4		voldoet
Talud buitenkant	≤ 1:3 bij oplevering	1:3,3	1:3,5	1:3,3	voldoet

^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

2.6 Binnendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-PAD-9A-005a]

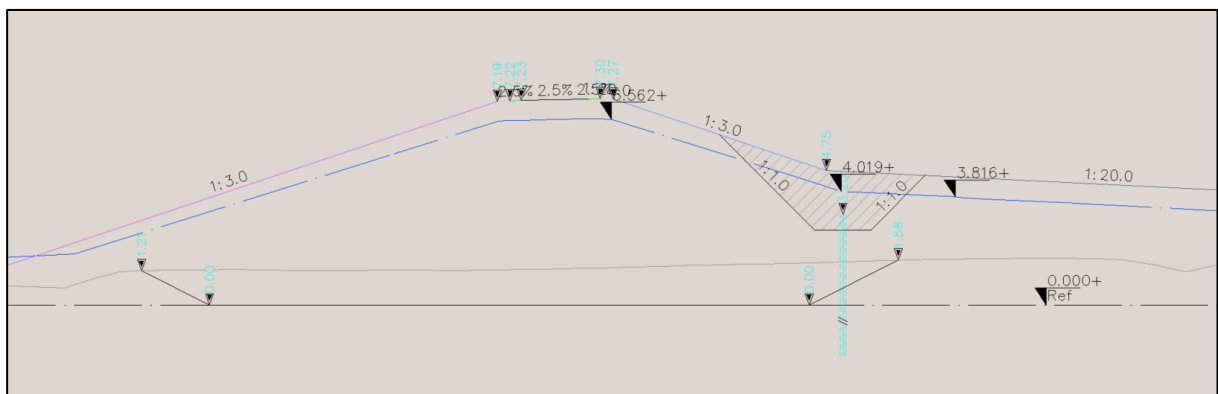
2.6.1 Dwarsprofielen

De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] zijn weergegeven in onderstaande figuren.

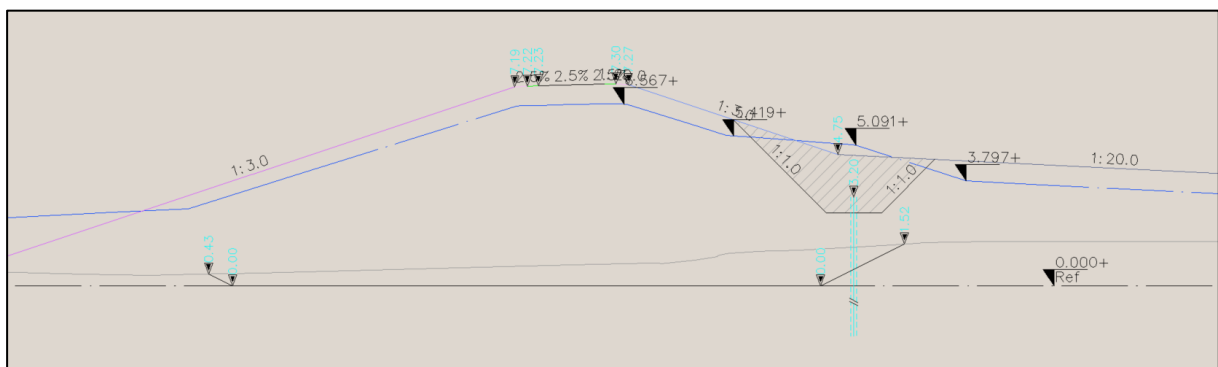




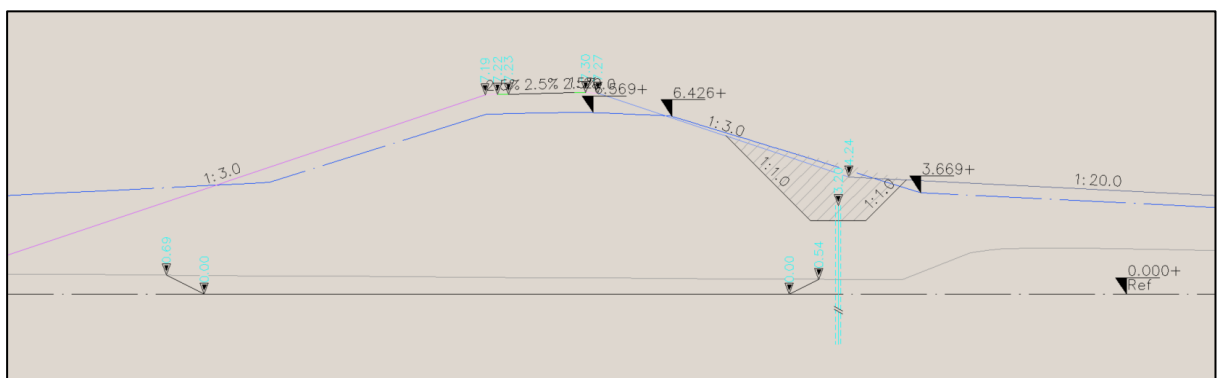
Figuur 2-36 Bovenaanzicht dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] met dwarsprofielen



Figuur 2-37 Dwarsprofiel 1 (km 32.321), dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang



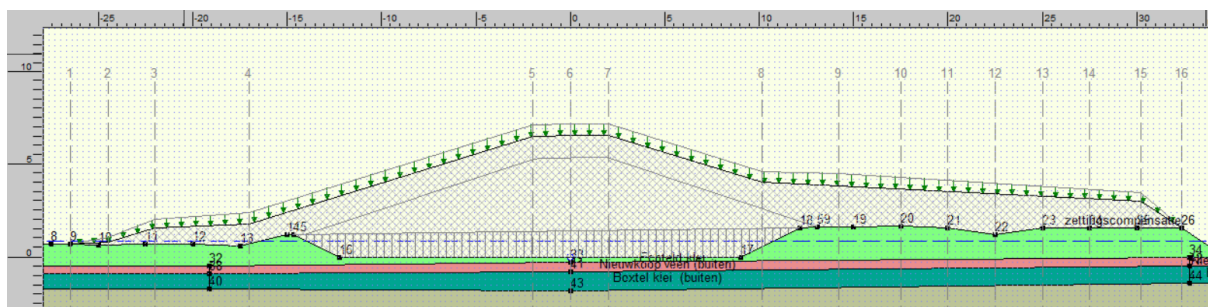
Figuur 2-38 Dwarsprofiel 2 (km 32.337), dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-39 Dwarsprofiel 3 (km 32.353), dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang

2.6.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] zijn hieronder gepresenteerd.

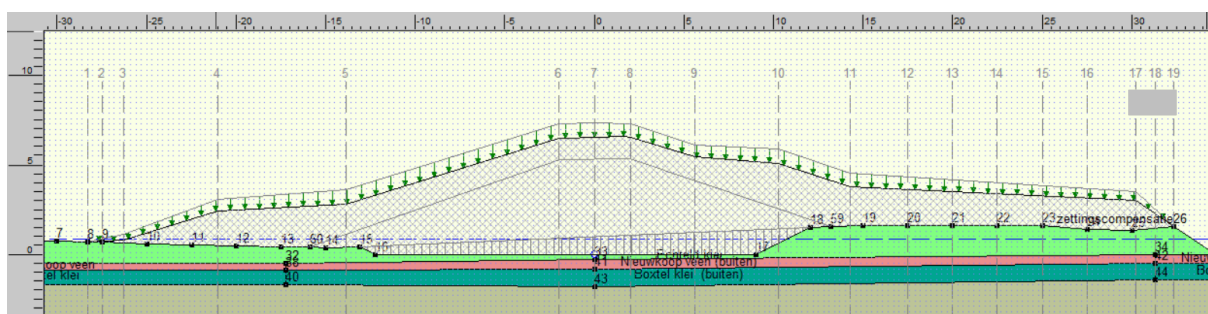


Figuur 2-40 Dwarsprofiel 1 (km 32.321) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.20 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] - Dwarsprofiel 1 (km 32.321)

Secies in het dwarsprofiel	fietspad - binnenkant	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	7	8	9	15	6
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,56	4,02	3,82	3,00	6,55
Zettingscompensatie [m]	0,60	0,60	0,70	0,50	0,65
Aanleghoogte [m+NAP]	7,16	4,62	4,52	3,50	7,20
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,64	4,15	3,99	3,15	6,67

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

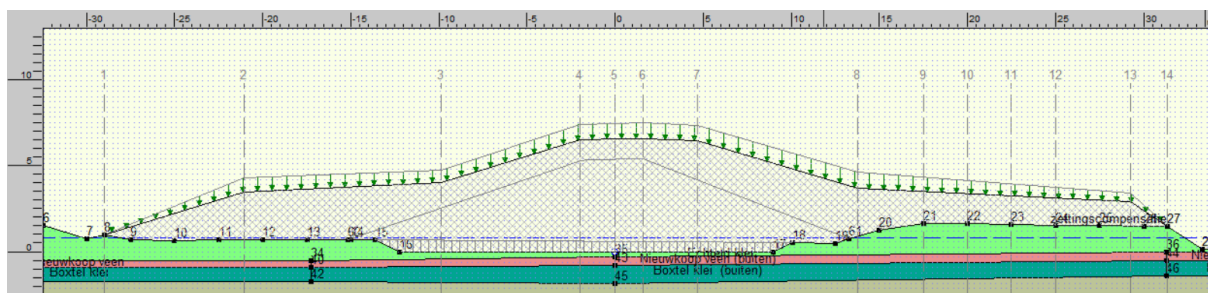


Figuur 2-41 Dwarsprofiel 2 (km 32.337) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.21 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] - Dwarsprofiel 2 (km 32.337)

Secies in het dwarsprofiel	fietspad - binnenkant	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	8	9	10	11	17	7
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,56	5,44	5,09	3,80	3,00	6,55
Zettingscompensatie [m]	0,75	0,65	0,80	0,75	0,50	0,80
Aanleghoogte [m+NAP]	7,31	6,09	5,89	4,55	3,50	7,35
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,68	5,54	5,32	3,98	3,10	6,69

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.



Figuur 2-42 Dwarsprofiel 3 (km 32.353) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.22 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] - Dwarsprofiel 3 (km 32.353)

Secies in het dwarsprofiel	pad - binnenkant	pad - buitenkant	berm - binnenkant	berm - buitenkant	fietspad
Verticaal in het model [-]	6	7	8	13	5
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,58	6,44	3,67	2,90	6,55
Zettingscompensatie [m]	0,90	0,90	0,95	0,50	0,90
Aanleghoogte [m+NAP]	7,48	7,34	4,62	3,40	7,45
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,71	6,56	3,84	3,05	6,66

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

2.6.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-005a] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.23 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-005a]

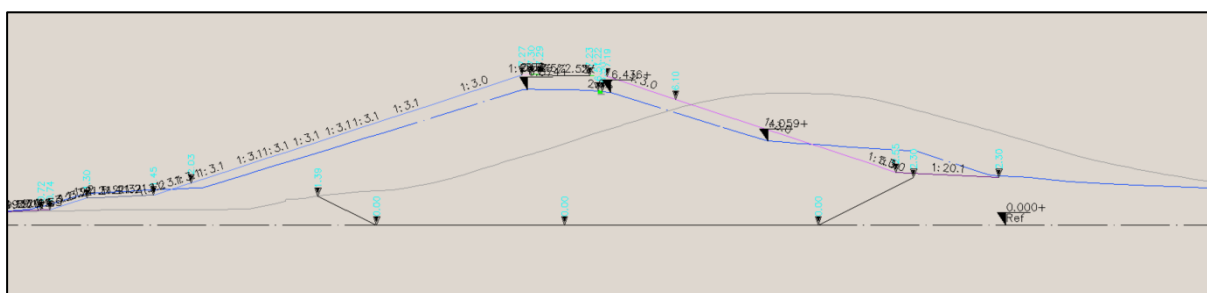
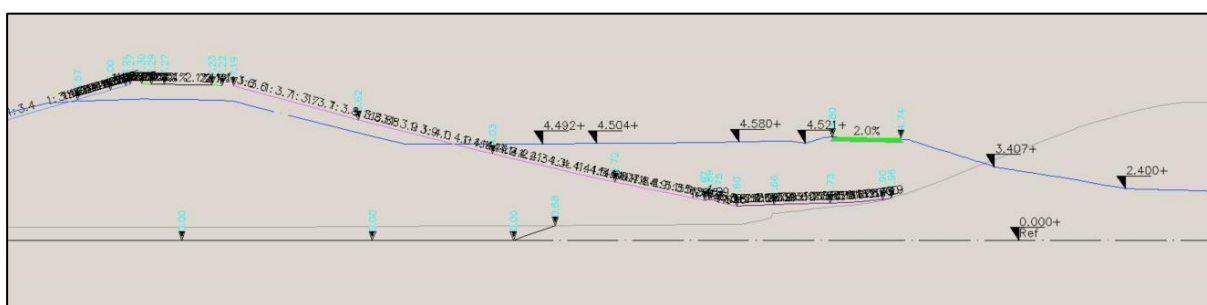
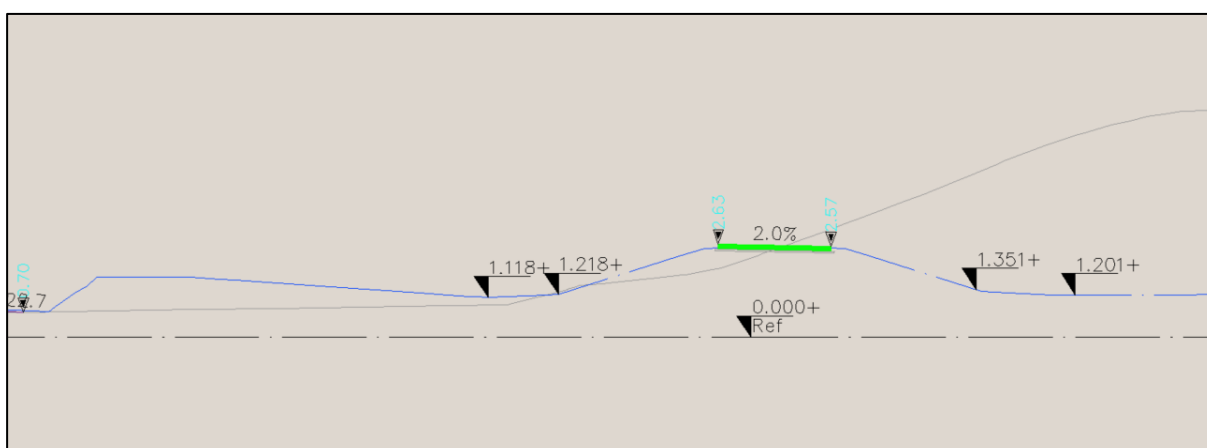
Verificatie	Omschrijving	km 32.321	km 32.337	km 32.353	Check
Restzettingen dijkopgang	≤ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	max. 0,19 m	max. 0,19 m	max. 0,18 m	voldoet
Restzettingen fietspad	≤ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	0,08 m	0,08 m	0,10 m	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	≤ 1:20 bij oplevering en ≥ 1:40 bij oplevering	1:25,4	1:21,3	1:20,7	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	≤ 1:10 bij oplevering	1:11,8		1:13,3	voldoet
Talud buitenkant	≤ 1:3 bij oplevering	1:3,3	1:3	1:3,3	voldoet

^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

2.7 Buitendijkse dijkopgang, Karrerspoor [WE-PAD-9A-004a]

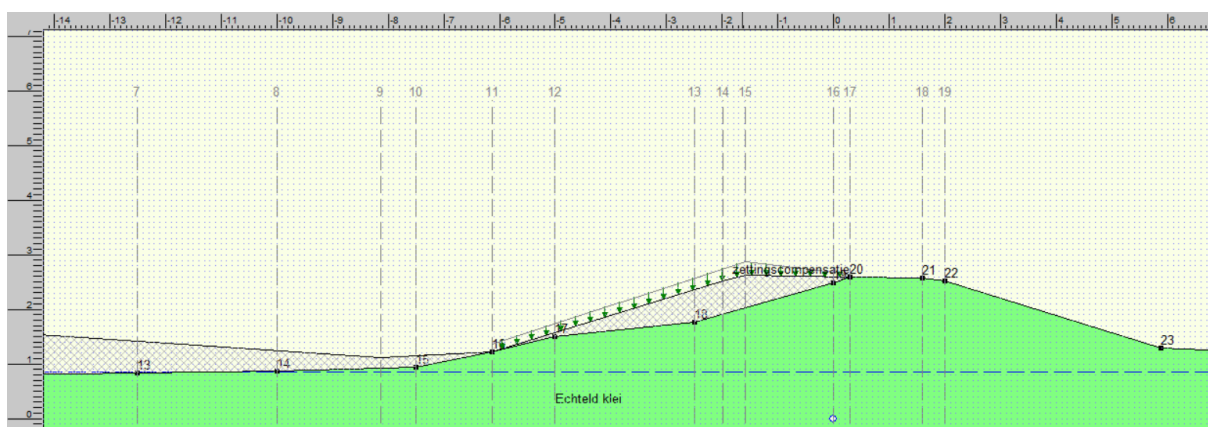
2.7.1 Dwarsprofielen

De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



2.7.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] zijn hieronder gepresenteerd.

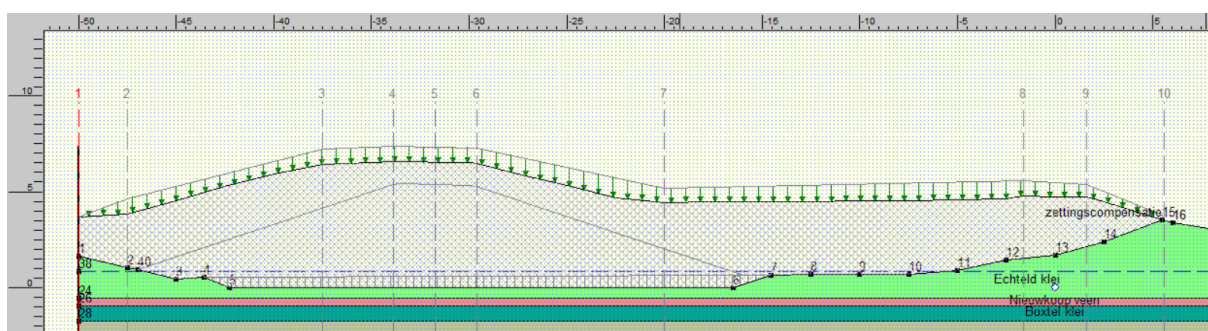


Figuur 2-47 Dwarsprofiel 1 (dwp_082) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.24 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] - Dwarsprofiel 1 (dwp_082)

Sectionen in het dwarsprofiel	teen	pad - binnenkant	pad - buitenkant
Verticaal in het model [-]	11	15	18
Ontwerphoogte [m+NAP]	1,22	2,63	2,59
Zettingscompensatie [m]	0,15	0,25	0,05
Aanleghoogte [m+NAP]	1,37	2,88	2,64
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	1,29	2,72	2,62

a) Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

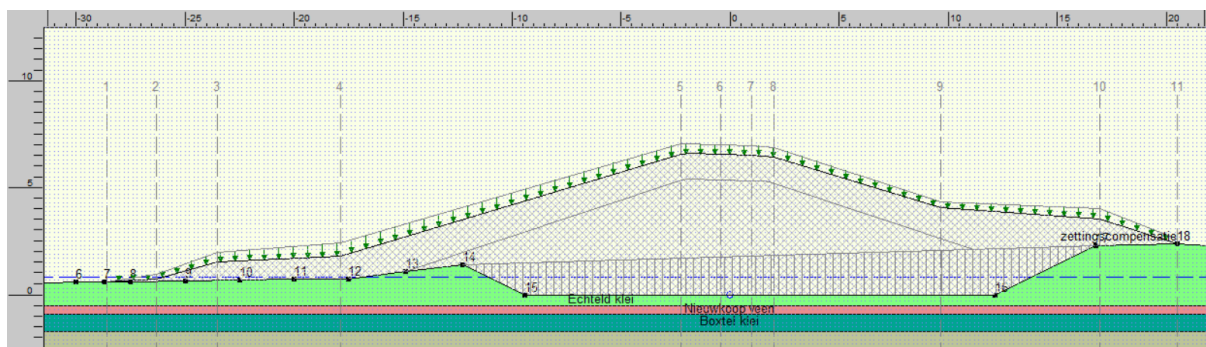


Figuur 2-48 Dwarsprofiel 2 (dwp_051) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.25 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] - Dwarsprofiel 2 (dwp_051)

Secies in het dwarsprofiel	pad - binnenkant	pad - buitenkant	teen	fietspad
Verticaal in het model [-]	8	9	10	5
Ontwerphoogte [m+NAP]	4,80	4,74	3,57	6,54
Zettingscompensatie [m]	0,80	0,65	0,50	0,80
Aanleghoogte [m+NAP]	5,60	5,39	4,07	7,34
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	5,03	4,92	3,85	6,63

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.



Figuur 2-49 Dwarsprofiel 3 (dwp_020) gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.26 Resultaten dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] - Dwarsprofiel 3 (dwp_020)

Secies in het dwarsprofiel	pad - binnenkant	pad - buitenkant	huidige kruin	berm - binnenkant	berm - buitenkant	teen	fiets- pad
Verticaal in het model [-]	5	7	8	9	10	11	6
Ontwerphoogte [m+NAP]	6,57	6,53	6,44	4,06	3,56	2,40	6,56
Zettingscompensatie [m]	0,50	0,45	0,45	0,30	0,45	0,20	0,45
Aanleghoogte [m+NAP]	7,07	6,98	6,89	4,36	4,01	2,60	7,01
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	6,68	6,61	6,53	4,12	3,71	2,50	6,62

^{a)} Wachtijd 12 maanden tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment.

2.7.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-PAD-9A-004a] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.27 Verificatie dijkopgang [WE-PAD-9A-004a]

Verificatie	Omschrijving	Dwp_082	Dwp_051	Dwp_020	Check
Restzettingen dijkopgang	≤ 0,50 m in 50 jaar na oplevering	max. 0,09 m	max. 0,20 m	max. 0,15 m	voldoet
Restzettingen fietspad	≤ 0,16 m in 7 jaar na oplevering	n.v.t.	0,08 m	0,06 m	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	≤ 1:20 bij oplevering en ≥ 1:40 bij oplevering	1:32,6	1:29,1	1:46,3 ^{a)}	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{b)}	≤ 1:10 bij oplevering	1:13,4	1:18,6		voldoet
Talud buitenkant	≤ 1:3 bij oplevering	1:3	1:3	1:3	voldoet

^{a)} Als niet aan de eis voor dwarshelling wordt voldaan, moet wel aan de eis voor langshelling worden voldaan om ervoor te zorgen dat het water naar beneden loopt.

^{b)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

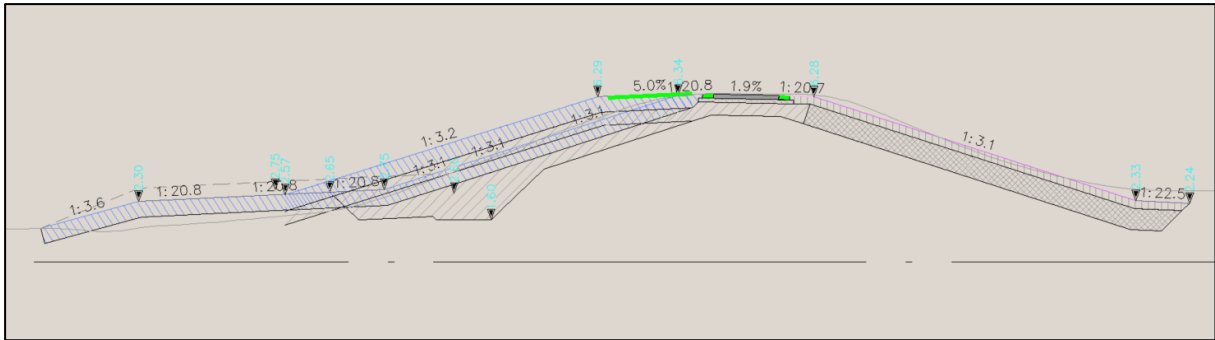
2.8 Binnendijkse dijkopgang, Onderhoudspad [WE-MZ-10,1-006]

2.8.1 Dwarsprofielen

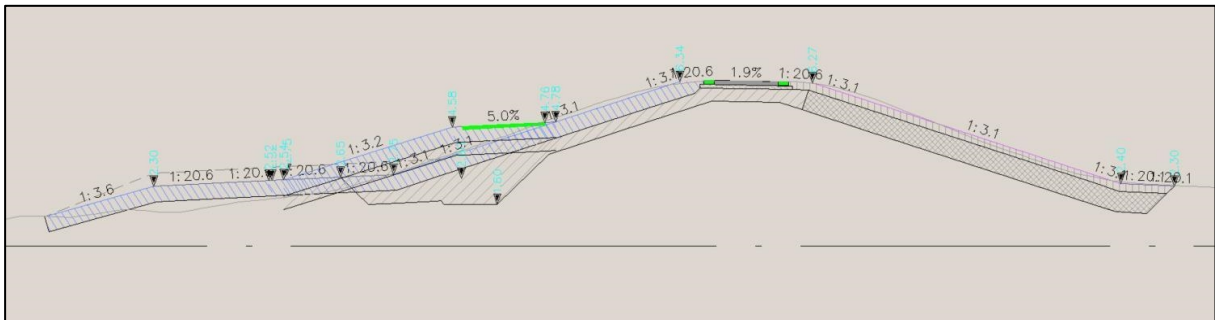
De dwarsdoorsneden die zijn gebruikt voor de zettingsanalyse van de dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] zijn weergegeven in onderstaande figuren.



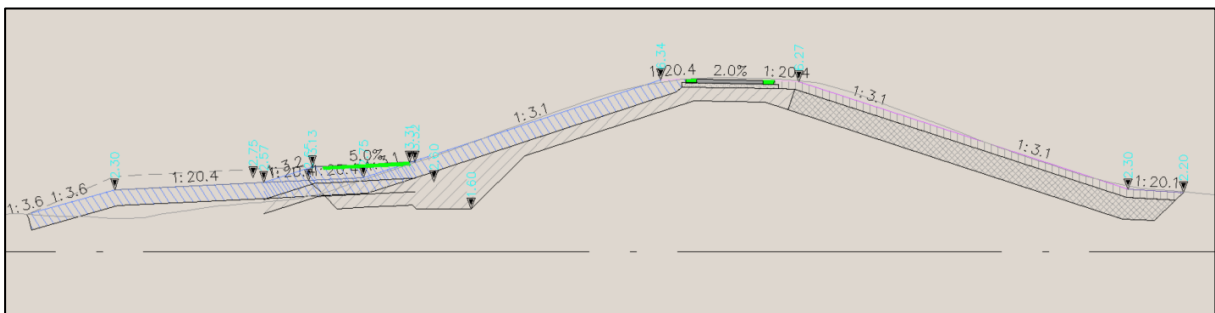
Figuur 2-50 Boven aanzicht dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] met dwarsprofielen



Figuur 2-51 Dwarsprofiel Dwp_006_13, dwarsdoorsnede op het hoogste deel van de dijkopgang



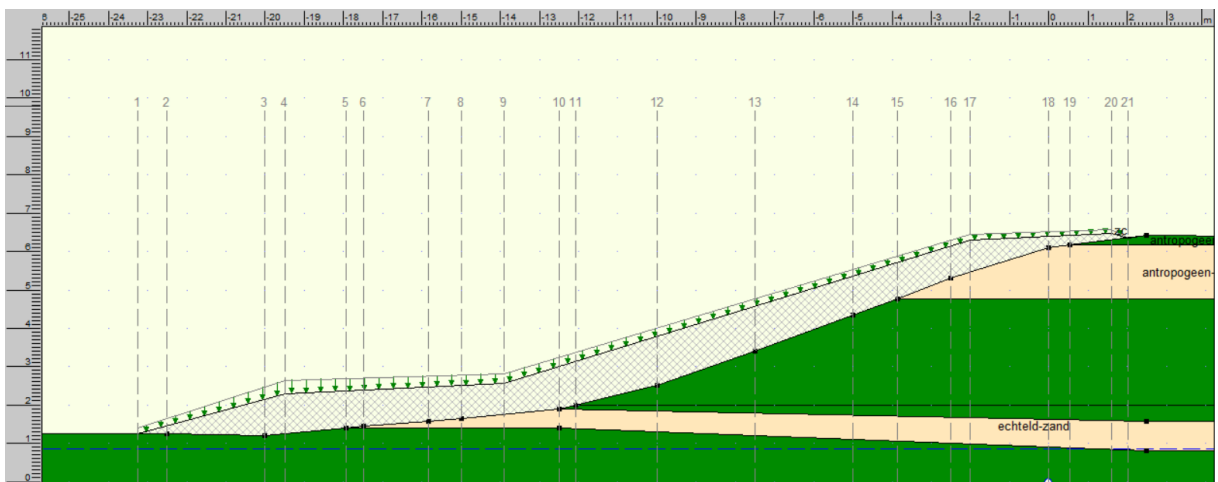
Figuur 2-52 Dwarsprofiel Dwp_006_14, dwarsdoorsnede op het middelste deel van de dijkopgang



Figuur 2-53 Dwarsprofiel Dwp_006_15, dwarsdoorsnede op het laagste deel van de dijkopgang

2.8.2 Resultaten van de zettingsanalyse

De D-Settlement modellen en de resultaten van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] zijn hieronder gepresenteerd.

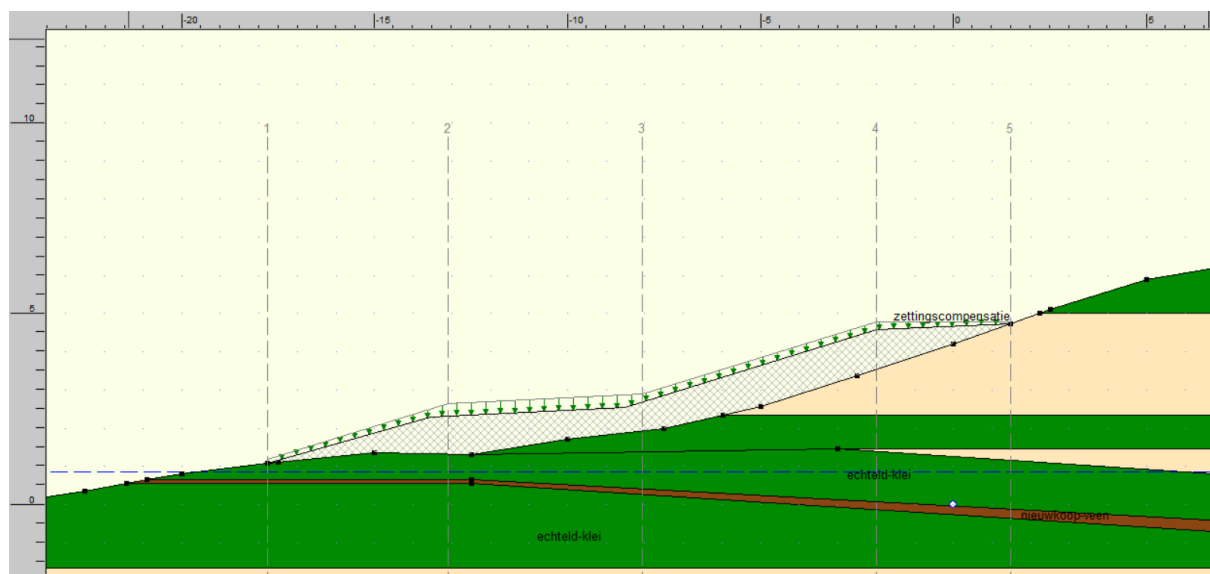


Figuur 2-54 Dwarsprofiel Dwp_006_13 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.28 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] - Dwarsprofiel Dwp_006_13

Secties in het dwarsprofiel	teen	berm - buitenkant	berm - binnenkant	pad - buitenkant	pad - binnenkant
Verticaal in het model [-]	1	4	9	17	20
Ontwerphoogte [m+NAP]	1,26	2,30	2,57	6,29	6,47
Zettingscompensatie [m]	0,15	0,35	0,25	0,15	0,10
Aanleghoogte [m+NAP]	1,41	2,65	2,82	6,44	6,57
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	1,41	2,65	2,82	6,44	6,57

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.

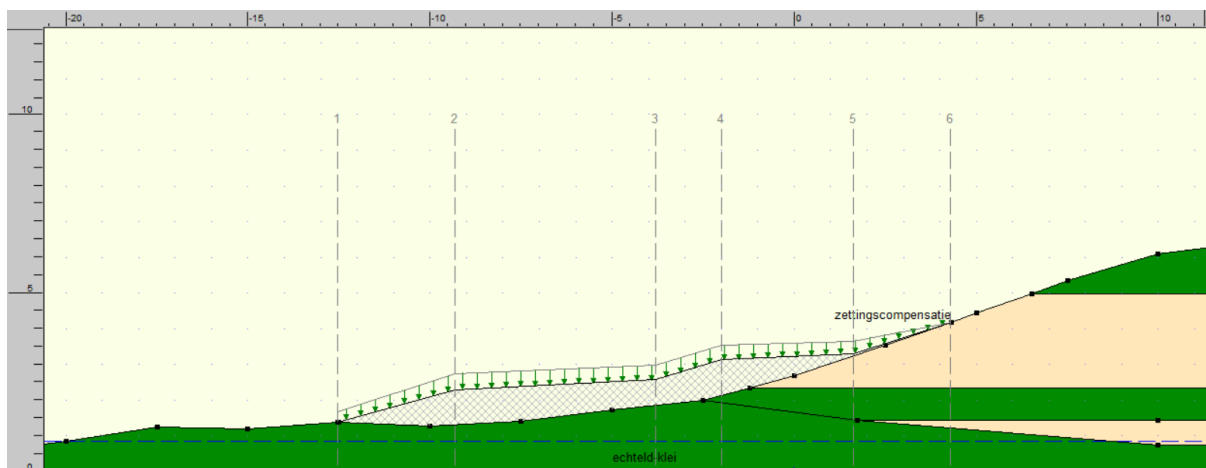


Figuur 2-55 Dwarsprofiel Dwp_006_14 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.29 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] - Dwarsprofiel Dwp_006_14

Secties in het dwarsprofiel	teen	berm - buitenkant	berm - binnenkant	pad - buitenkant	pad - binnenkant
Verticaal in het model [-]	1	4	7	12	14
Ontwerphoogte [m+NAP]	1,09	2,30	2,54	4,58	4,73
Zettingscompensatie [m]	0,15	0,40	0,40	0,20	0,15
Aanleghoogte [m+NAP]	1,24	2,70	2,94	4,78	4,88
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	1,24	2,70	2,94	4,78	4,88

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.



Figuur 2-56 Dwarsprofiel Dwp_006_15 gemodelleerd in D-Settlement

Tabel 2.30 Resultaten dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] - Dwarsprofiel Dwp_006_15

Secies in het dwarsprofiel	teen	berm - buitenkant	berm - binnenkant	pad - buitenkant	pad - binnenkant
Verticaal in het model [-]	1	2	3	4	5
Ontwerphoogte [m+NAP]	1,39	2,30	2,57	3,13	3,31
Zettingscompensatie [m]	0,30	0,45	0,40	0,40	0,35
Aanleghoogte [m+NAP]	1,69	2,75	2,97	3,53	3,66
Opleveringshoogte [m NAP] ^{a)}	1,69	2,75	2,97	3,53	3,66

^{a)} Voor deze dijkopgang is geen wachttijd tussen de aanleg van de dijk en het oplevermoment in aanmerking genomen.

2.8.3 Verificatie

De verificatie van de zettingsanalyse voor de dijkopgang [WE-MZ-10,1-006] is weergegeven in onderstaande tabel.

Tabel 2.31 Verificatie dijkopgang [WE-MZ-10,1-006]

Verificatie	Omschrijving	Dwp_006_13	Dwp_006_14	Dwp_006_15	Check
Restzettingen dijkopgang	$\leq 0,50$ m in 50 jaar na oplevering	max. 0,36 m	max. 0,36 m	max. 0,45 m	voldoet
Restzettingen fietspad	$\leq 0,16$ m in 7 jaar na oplevering	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (dwarsdoorsnede)	$\leq 1:20$ bij oplevering en $\geq 1:40$ bij oplevering	1:27,7	1:34	1:27,8	voldoet
Talud beheer en dijkopgang (langsdoorsnede) ^{a)}	$\leq 1:10$ bij oplevering	1:11,9	1:14,2		voldoet
Talud buitenkant	$\leq 1:3$ bij oplevering	1:3,3	1:3,5	1:3,2	voldoet

^{a)} De talud in de lengterichting is berekend op basis van de twee opeenvolgende dwarsprofielen.

3. Samenvatting van de zettingsanalyse

Zoals in paragraaf 1.1 al is aangegeven, worden deze resultaten gebruikt als representatief voor de gehele dijkopgang. De zettingscompensaties zijn toegevoegd aan de ontwerphoogtes ter plaatse van de dijkopgangen. Alle berekende zettingscompensaties per dijkopgang staan in onderstaande tabel.

Tabel 3.1 Zettingscompensaties per dijkopgang UOT 06

Dijk-opgang	teen [cm]	berm - buitenkant [cm]	berm - binnenkant [cm]	pad - buitenkant [cm]	pad - binnenkant [cm]	fietspad - buitenkant [cm]	fietspad - binnenkant [cm]
Fietspad [WE-MZ-9A-001] ^{a)}	-	-	-	-	-	-	-
Onderhoudspad [WE-MZ-8.0-024]	35	25	25	30	25	10	10
Karrerspoor [WE-PAD-9A-009]	30	-	-	35	15	10	10
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-008]	-	70	75	60	50	45	50
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-007]	45	-	-	50	30	30	30
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-006]	-	30	55	40	35	30	35
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-005a]	-	50	75	80	65	80	75
Karrerspoor [WE-PAD-9A-004a]	50	-	-	65	80	80	80
Onderhoudspad [WE-PAD-9A-004b] ^{b)}	-	-	-	-	-	-	-
Onderhoudspad [WE-MZ-10.1-006]	10	35	35	20	5	-	-
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (zuid) ^{c)}	-	-	-	10/15	10/15	-	-
Betonverharding [WE-MZ-10.1-001] (noord) ^{c)}	-	-	-	10/15	10/15	-	-

^{a)} Er is geen ophoging.

^{b)} De zettingsanalyse voor deze dijkopgang is niet berekend, maar de zettingen zijn bepaald op basis van het ontwerp van de nieuwe dijk.

^{c)} Voor dijkopgangen met een ophoging lager dan 50 cm is geen berekening uitgevoerd (zie ook 1.1). Voor een ophoging tot 30 cm wordt een zettingscompensatie van 10 cm toegepast. Voor een ophoging tussen 30 en 50 cm wordt een zettingscompensatie van 15 toegepast.



BIJLAGE IV - FUNDERING OP STAAL BIJ DE DUIKERBRUG EN DE VISPASSAGE UOT 06



Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
Projectcode **122652**
Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Duiker (Paddenpol) - mobiele telekraan**
Adviseur
Datum **7-6-2024**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering	rectangular foundation		algemeen		
prefab / in-situ		in-situ	taal	=	NL
breedte	B	=	3,00 m	referentieniveau	=
lengte	L	=	3,00 m	veiligheidsklasse	=
--		=	--	volumiek gewicht water	$\gamma_{w,d}$ = 10 kN/m ³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d	=	0,0 kN
excentriciteit H	e_H	=	0,00 m
moment door H	$M_{H,d}$	=	0,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ	=	90 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$	=	0,0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$	=	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$	=	995,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$	=	995,0 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$	=	0,10 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$	=	0,10 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$	=	99,5 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$	=	99,5 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB}	=	99,5 kNm
totaal moment, lengterichting	M_{dL}	=	99,5 kNm

maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)

laat tussenliggende berekeningen zien voor **unfavourable**
ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaiveld	$Z_{surface}$	=	-0,50 m+NAP
maaiveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	=	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$	=	-0,50 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$	=	-1,00 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	=	2,80 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	=	2,80 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	=	7,84 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	C'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	γ_{satk} [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c' _d	H-X· ϕ'_d	H-X· γ'_d
1	zand	-0,50	-1,00	0,50	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	16,5	8,3	4,40	2,20	0,00	61,37	36,44
2	zand	-1,00	-1,50	0,50	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	7,5	12,0	3,90	1,95	0,00	54,40	14,55
3	zand	-1,50	-7,50	6,00	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	59,5	1,83	6,68	0,00	186,07	52,81
4	zand	-7,50	-14,70	7,20	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	116,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	klei	-14,70	-15,40	0,70	25,0	1,0	69,2	17,5	17,5	5,9	120,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	zand	-15,40	-26,00	10,60	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	204,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7																
8																
9																
10																
partiele veiligheidsfactoren (materiaal)					1,15	1,60	1,35	1,10				Σ	10,83	0,00	301,84	103,80

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k	=	31,3 °
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	=	12,95 m
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	=	4,65 m
invloedsniveau	d_e	=	-5,15 m+NAP

berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand

gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval a
ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	n.v.t.

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	0,00 kPa
effectieve gewogen cohesie	$C'_{equ,d}$	=	0,00 kPa
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\phi'_{equ,d}$	=	27,9 °
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$	=	9,58 kN/m ³
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	25,54 -
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	14,50 -
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	14,28 -
vormfactor - cohesie	s_c	=	1,50 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q	=	1,47 -
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ	=	0,70 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1,00 -
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	1,00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	=	1,00 -
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	134,1 kPa

verificatie verticaal draagvermogen

verticale belasting (ongunstig)	V_d	=	995,0 kN
verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$	=	1051,4 kN
unity check ($V_d/V_{R,drd}$) ≤ 1,0		=	0,95 -

verificatie horizontale schuifweerstand

horizontale belasting	H_d	=	0,0 kN
δ / ϕ'	R_{int}	=	1,00 -
wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 31,3^\circ$)	δ_d	=	27,9 °
wrijvingscoëfficiënt	c_f	=	0,53 -
schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$	=	526,1 kN
unity check ($H_d/H_{R,drd}$) ≤ 1,0		=	0,00 -

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
 Projectcode **122652**
 Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Duiker (Paddenpol) - mobiele telekraan**
 Adviseur
 Datum **7-6-2024**

kantelstabiliteit

dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting
 $\frac{1}{2}$ breedte fundering
 unity check ($e_B / (\frac{1}{2} \cdot B) \leq 1,0$)

$e_B = 0,10$ m
 $\frac{1}{2} \cdot B = 0,50$ m
 $= 0,20$ -

lengterichting

excentriciteit lengterichting
 $\frac{1}{2}$ lengte fundering
 unity check ($e_L / (\frac{1}{2} \cdot L) \leq 1,0$)

$e_L = 0,10$ m
 $\frac{1}{2} \cdot L = 0,50$ m
 $= 0,20$ -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	995,0	1051,4	0,95	ok
		gunstig	995,0	1051,4	0,95	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd (squeezeen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand	gedraineerd	ongunstig	0,0	526,1	0,00	ok
		gunstig	0,0	526,1	0,00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie kantelstabiliteit	dwarsrichting	ongunstig	0,10	0,50	0,20	ok
		gunstig	0,10	0,50	0,20	ok
	lengterichting	ongunstig	0,10	0,50	0,20	ok
		gunstig	0,10	0,50	0,20	ok

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
Projectcode **122652**
Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Duiker (Paddenpol) - betonpomp**
Adviseur
Datum **7-6-2024**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering			rectangular foundation	taal	=	NL
prefab / in-situ			in-situ	referentieniveau	=	NAP
breedte	B	=	2,00 m	veiligheidsklasse	=	RC1
lengte	L	=	2,00 m	volumiek gewicht water	$\gamma_{w,d}$ =	10 kN/m ³
--		=	--			

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d	=	0,0 kN
excentriciteit H	e_H	=	0,00 m
moment door H	$M_{H,d}$	=	0,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ	=	90 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$	=	0,0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$	=	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$	=	176,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$	=	176,0 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$	=	0,10 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$	=	0,10 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$	=	17,6 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$	=	17,6 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB}	=	17,6 kNm	maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)	
totaal moment, lengterichting	M_{dL}	=	17,6 kNm	laat tussenliggende berekeningen zien voor	unfavourable

ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaienveld	$Z_{surface}$	=	3,30 m+NAP
maaienveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	=	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$	=	3,30 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$	=	-0,20 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	=	1,80 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	=	1,80 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	=	3,24 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	C'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	γ_{satk} [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c' _d	H-X· ϕ'_d	H-X· γ'_d
1	klei	3,30	0,80	2,50	29,0	1,0	16,6	16,4	16,4	14,9	37,3	1,52	3,79	2,37	97,65	56,57
2	zand	0,80	-0,20	1,00	31,3	0,0	0,0	19,4	19,4	17,6	54,9	0,13	0,04	0,00	1,00	0,63
3	zand	-0,20	-1,20	1,00	31,3	0,0	0,0	19,4	19,4	7,6	62,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	klei	-1,20	-1,50	0,30	29,0	1,0	31,2	14,8	14,8	3,5	63,6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	zand	-1,50	-14,30	12,80	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	164,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	klei	-14,30	-14,50	0,20	25,0	1,0	69,2	17,5	17,5	5,9	166,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	zand	-14,50	-25,00	10,50	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	249,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8																
9																
10																
partiele veiligheidsfactoren (materiaal)					1,15	1,60	1,35	1,10				Σ	3,83	2,37	98,65	57,20

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k	=	29,0 °	berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand	
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	=	7,31 m	gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval b
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	=	2,77 m	ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	geval b
invloedsniveau	d_e	=	0,53 m+NAP	ongedraineerde toestand → controle squeezing?	nee

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	0,00 kPa	verificatie verticaal draagvermogen	
effectieve gewogen cohesie	$C'_{equ,d}$	=	0,62 kPa	verticale belasting (ongunstig)	V_d = 176,0 kN
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\phi'_{equ,d}$	=	25,8 °	verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$ = 375,0 kN
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$	=	14,93 kN/m ³	unity check ($V_d/V_{R,drd}$) ≤ 1,0	= 0,47 -
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	21,86 -		
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	11,55 -	verificatie horizontale schuifweerstand	
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	10,18 -	horizontale belasting	H_d = 0,0 kN
vormfactor - cohesie	s_c	=	1,48 -	δ / ϕ'	R_{int} = 1,00 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q	=	1,43 -	wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 29,0^\circ$)	δ_d = 25,7 °
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ	=	0,70 -	wrijvingscoëfficiënt	c_f = 0,48 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1,00 -	schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$ = 84,8 kN
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	1,00 -	unity check ($H_d/H_{R,drd}$) ≤ 1,0	= 0,00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	1,00 -		
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1,00 -		
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1,00 -		
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ	=	1,00 -		
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	115,7 kPa		

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
 Projectcode **122652**
 Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Duiker (Paddenpol) - betonpomp**
 Adviseur
 Datum **7-6-2024**

ongedraineerde toestand

ongedraineerde laag	nr.	=	1	verificatie verticaal draagvermogen		
bovenkant ongedraineerde laag	$Z_{top,undr}$	=	3,30 m+NAP	verticale belasting (ongunstig)	$V_d + V_{add,d}$	= 176,0 kN
fictieve breedte op 3,30 m+NAP	$B_{fict,undr}$	=	1,80 m	verticaal draagvermogen ongedraineerd	$V_{R,undr,d}$	= 245,8 kN
fictieve lengte op 3,30 m+NAP	$L_{fict,undr}$	=	1,80 m	unity check ($(V_d + V_{add,d}) / V_{R,undr,d} \leq 1,0$)		= 0,72 -
fictief oppervlak op 3,30 m+NAP	$A_{fict,undr}$	=	3,24 m ²			
extra verticale (grond) belasting	$V_{add,d}$	=	0,0 kN	verificatie horizontale schuifweerstand		
invloedsdiepte bezwijkvlak ($\varphi' = 0^\circ$)	$Z_{e,undr}$	=	1,26 m	horizontale belasting	H_d	= 0,0 kN
invloedsniveau ($\varphi' = 0^\circ$)	$d_{e,undr}$	=	2,04 m+NAP	schuifweerstand ongedraineerd	$H_{R,undr,d}$	= 39,8 kN
ongedraineerde schuifsterkte (§6.5.2.2(m))	$C_{u,d}$	=	12,30 kPa	unity check ($(H_d / H_{R,undr,d}) \leq 1,0$)		= 0,00 -
vormfactor - cohesie	S_c	=	1,20 -			
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1,00 -	verificatie squeezezen		
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c	=	1,00 -	n.v.t. → geen niet-coh. laag invloedsdiepte		= --
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q	=	1,00 -	--		= --
effectieve verticale spanning fict. funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	0,0 kPa	--		= --
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	75,9 kPa			

kantelstabiliteit

<u>dwarsrichting</u>				<u>lengterichting</u>		
excentriciteit dwarsrichting	e_B	=	0,10 m	excentriciteit lengterichting	e_L	= 0,10 m
1/6 breedte fundering	$\frac{1}{6} \cdot B$	=	0,33 m	1/6 lengte fundering	$\frac{1}{6} \cdot L$	= 0,33 m
unity check ($(e_B / (\frac{1}{6} \cdot B)) \leq 1,0$)		=	0,30 -	unity check ($(e_L / (\frac{1}{6} \cdot L)) \leq 1,0$)		= 0,30 -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	176,0	375,0	0,47	ok
		gunstig	176,0	375,0	0,47	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand	ongedraineerd	ongunstig	176,0	245,8	0,72	ok
		gunstig	176,0	245,8	0,72	ok
	ongedraineerd (squeezezen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie kantelstabiliteit	gedraineerd	ongunstig	0,0	84,8	0,00	ok
		gunstig	0,0	84,8	0,00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie kantelstabiliteit	ongedraineerd	ongunstig	0,0	39,8	0,00	ok
		gunstig	0,0	39,8	0,00	ok
dwarsrichting	ongunstig	0,10	0,33	0,30	ok	
	gunstig	0,10	0,33	0,30	ok	
lengterichting	ongunstig	0,10	0,33	0,30	ok	
	gunstig	0,10	0,33	0,30	ok	

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
Projectcode **122652**
Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 1**
Adviseur
Datum **14-8-2024**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering	rectangular foundation	algemeen	
prefab / in-situ	in-situ	taal	=
breedte	B =	referentieniveau	=
lengte	L =	veiligheidsklasse	=
--	=	volumiek gewicht water	$\gamma_{w,d}$ =
			NL
			NAP
			RC1
			10 kN/m³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d =	0,0 kN
excentriciteit H	e_H =	0,00 m
moment door H	$M_{H,d}$ =	0,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ =	90 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$ =	0,0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$ =	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$ =	1843,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$ =	1843,0 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$ =	0,10 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$ =	0,10 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$ =	184,3 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$ =	184,3 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB} =	184,3 kNm
totaal moment, lengterichting	M_{dL} =	184,3 kNm

maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)

laat tussenliggende berekeningen zien voor **unfavourable**
ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaiveld	$Z_{surface}$ =	-0,50 m+NAP
maaiveldhelling (§6.5.2.2(p))	β =	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$ =	-0,50 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$ =	-1,00 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff} =	3,80 m
effectieve lengte op funderingsniveau	--- =	3,80 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff} =	14,44 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	C'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c' _d	H-X· ϕ'_d	H-X· γ'_d
1	zand	-0,50	-1,00	0,50	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	16,5	8,3	6,07	3,03	0,00	84,53	50,19
2	zand	-1,00	-2,50	1,50	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	7,5	19,5	5,07	7,60	0,00	211,78	56,66
3	zand	-2,50	-30,00	27,50	31,3	0,0	0,0	19,7	19,7	7,9	237,0	2,16	9,32	0,00	259,63	73,69
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
partiele veiligheidsfactoren (materiaal)					1,15	1,60	1,35	1,10				Σ	19,95	0,00	555,94	180,53

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k =	31,3 °
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e =	17,57 m
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e =	6,32 m
invloedsniveau	d_e =	-6,82 m+NAP

berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand

gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval a
ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	n.v.t.
--	--

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$ =	0,00 kPa
effectieve gewogen cohesie	$C'_{equ,d}$ =	0,00 kPa
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\phi'_{equ,d}$ =	27,9 °
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$ =	9,05 kN/m ³
draagkrachtfactor - cohesie	N_c =	25,54 -
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q =	14,50 -
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ =	14,28 -
vormfactor - cohesie	s_c =	1,50 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q =	1,47 -
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ =	0,70 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c =	1,00 -
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q =	1,00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	$\lambda_{c,c}$ =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	$\lambda_{c,q}$ =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	$\lambda_{c,\gamma}$ =	1,00 -
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$ =	171,9 kPa

verificatie verticaal draagvermogen

verticale belasting (ongunstig)	V_d =	1843,0 kN
verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$ =	2481,6 kN
unity check ($V_d/V_{R,drd}$) ≤ 1,0	=	0,74 -

verificatie horizontale schuifweerstand

horizontale belasting	H_d =	0,0 kN
δ / ϕ'	R_{int} =	1,00 -
wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 31,3^\circ$)	δ_d =	27,9 °
wrijvingscoëfficiënt	c_f =	0,53 -
schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$ =	974,4 kN
unity check ($H_d/H_{R,drd}$) ≤ 1,0	=	0,00 -

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
 Projectcode **122652**
 Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 1**
 Adviseur
 Datum **14-8-2024**

kantelstabiliteit

dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting
 $\frac{1}{2}$ breedte fundering
 unity check ($e_B / (\frac{1}{2} \cdot B) \leq 1,0$)

e_B = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot B$ = 0,67 m
 = 0,15 -

lengterichting

excentriciteit lengterichting
 $\frac{1}{2}$ lengte fundering
 unity check ($e_L / (\frac{1}{2} \cdot L) \leq 1,0$)

e_L = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot L$ = 0,67 m
 = 0,15 -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	1843,0	2481,6	0,74	ok
		gunstig	1843,0	2481,6	0,74	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd (squeezeen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand	gedraineerd	ongunstig	0,0	974,4	0,00	ok
		gunstig	0,0	974,4	0,00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie kantelstabiliteit	dwarsrichting	ongunstig	0,10	0,67	0,15	ok
		gunstig	0,10	0,67	0,15	ok
	lengterichting	ongunstig	0,10	0,67	0,15	ok
		gunstig	0,10	0,67	0,15	ok

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
Projectcode **122652**
Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 2**
Adviseur
Datum **14-8-2024**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering	rectangular foundation	algemeen		
prefab / in-situ	in-situ	taal	=	NL
breedte	B	referentieniveau	=	NAP
lengte	L	veiligheidsklasse	=	RC1
--	=	volumiek gewicht water	$\gamma_{w,d}$	= 10 kN/m ³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d	=	0,0 kN
excentriciteit H	e_H	=	0,00 m
moment door H	$M_{H,d}$	=	0,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ	=	90 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$	=	0,0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$	=	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$	=	1843,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$	=	1843,0 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$	=	0,10 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$	=	0,10 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$	=	184,3 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$	=	184,3 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB}	=	184,3 kNm
totaal moment, lengterichting	M_{dL}	=	184,3 kNm

maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)

laat tussenliggende berekeningen zien voor **unfavourable**
ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaienveld	$Z_{surface}$	=	4,70 m+NAP
maaienveldhelling (§6.5.2.2(p))	β	=	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$	=	4,70 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$	=	-0,20 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff}	=	4,30 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff}	=	4,30 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff}	=	18,49 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	C'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c'd	H-X· ϕ'_d	H-X· γ'_d
1	klei	4,70	2,20	2,50	29,0	1,0	26,0	18,5	18,5	16,8	42,0	5,30	13,24	8,28	340,77	222,70
2	klei	2,20	-0,20	2,40	29,0	1,0	33,0	16,4	16,4	14,9	77,8	2,85	6,83	4,27	175,82	101,86
3	veen	-0,20	-0,80	0,60	20,0	1,0	43,5	10,8	10,8	-0,2	77,7	1,35	0,81	0,50	14,19	-0,15
4	zand	-0,80	-13,00	12,20	31,3	0,0	0,0	19,4	19,4	7,6	170,9	0,52	0,55	0,00	15,26	4,18
5																
6																
7																
8																
9																
10																
partiele veiligheidsfactoren (materiaal)					1,15	1,60	1,35	1,10				Σ	21,43	13,05	546,03	328,59

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k	=	28,7 °
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e	=	17,18 m
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e	=	6,55 m
invloedsniveau	d_e	=	-1,85 m+NAP

berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand

gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval c
gedraineerde toestand → controle doorpensen?	ja
ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	geval b
ongedraineerde toestand → controle squeezen?	nee

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$	=	0,00 kPa
effectieve gewogen cohesie	$C'_{equ,d}$	=	0,61 kPa
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\phi'_{equ,d}$	=	25,5 °
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$	=	15,33 kN/m ³
draagkrachtfactor - cohesie	N_c	=	21,44 -
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q	=	11,22 -
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ	=	9,74 -
vormfactor - cohesie	s_c	=	1,47 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q	=	1,43 -
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ	=	0,70 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c	=	1,00 -
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q	=	1,00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	$\lambda_{c,c}$	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	$\lambda_{c,q}$	=	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	$\lambda_{c,\gamma}$	=	1,00 -
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$	=	244,0 kPa

verificatie verticaal draagvermogen

verticale belasting (ongunstig)	V_d	=	1843,0 kN
verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$	=	4510,9 kN
unity check ($V_d/V_{R,drd}$) ≤ 1,0		=	0,41 -

verificatie horizontale schuifweerstand

horizontale belasting	H_d	=	0,0 kN
δ / ϕ'	R_{int}	=	1,00 -
wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 29,0^\circ$)	δ_d	=	25,7 °
wrijvingscoëfficiënt	c_f	=	0,48 -
schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$	=	888,3 kN
unity check ($H_d/H_{R,drd}$) ≤ 1,0		=	0,00 -

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
 Projectcode **122652**
 Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 2**
 Adviseur
 Datum **14-8-2024**

kantelstabiliteit

dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting
 $\frac{1}{2}$ breedte fundering
 unity check ($e_B / (\frac{1}{2} \cdot B) \leq 1,0$)

e_B = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot B$ = 0,75 m
 = 0,13 -

lengterichting

excentriciteit lengterichting
 $\frac{1}{2}$ lengte fundering
 unity check ($e_L / (\frac{1}{2} \cdot L) \leq 1,0$)

e_L = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot L$ = 0,75 m
 = 0,13 -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	1843,0	4510,9	0,41	ok
		gunstig	1843,0	4510,9	0,41	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	4139,5	50545,3	0,08	ok
		gunstig	3756,8	50545,3	0,07	ok
	ongedraineerd	ongunstig	1843,0	2197,1	0,84	ok
		gunstig	1843,0	2197,1	0,84	ok
	ongedraineerd (squeezeen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand	gedraineerd	ongunstig	0,0	888,3	0,00	ok
		gunstig	0,0	888,3	0,00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	0,0	1310,1	0,00	ok
		gunstig	0,0	1189,0	0,00	ok
	ongedraineerd	ongunstig	0,0	356,1	0,00	ok
		gunstig	0,0	356,1	0,00	ok
verificatie kantelstabiliteit	dwarsrichting	ongunstig	0,10	0,75	0,13	ok
		gunstig	0,10	0,75	0,13	ok
	lengterichting	ongunstig	0,10	0,75	0,13	ok
		gunstig	0,10	0,75	0,13	ok

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
Projectcode **122652**
Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 3**
Adviseur
Datum **14-8-2024**

TITEL

Berekening van een fundering op staal (strookfundering / plaatfundering) conform Eurocode 7 (EN 1997) met Nederlandse Nationale Bijlage (NEN-EN 1997-7/NB) en Nederlandse Aanvullende Bepalingen voor toepassing van Eurocode 7 (NEN 9097-1).

UITGANGSPUNTEN

geometrie

type fundering	rectangular foundation	algemeen		
prefab / in-situ	in-situ	taal	=	NL
breedte	B =	referentieniveau	=	NAP
lengte	L =	veiligheidsklasse	=	RC1
--	=	volumiek gewicht water	$\gamma_{w,d}$ =	10 kN/m ³

belastingen horizontaal

rekenwaarde horizontale belasting	H_d =	0,0 kN
excentriciteit H	e_H =	0,00 m
moment door H	$M_{H,d}$ =	0,0 kNm
hoek H met lengterichting	κ =	90 °
moment door H, dwarsrichting	$M_{H,dB}$ =	0,0 kNm
moment door H, lengterichting	$M_{H,dL}$ =	0,0 kNm

belastingen verticaal

rekenw. verticale belasting (ongunstig)	$V_{d,max}$ =	1843,0 kN
rekenw. verticale belasting (gunstig)	$V_{d,min}$ =	1843,0 kN
excentriciteit V (breedte)	$e_{V,B}$ =	0,10 m
excentriciteit V (lengte)	$e_{V,L}$ =	0,10 m
moment door V, dwarsrichting	$M_{V,dB}$ =	184,3 kNm
moment door V, langsrichting	$M_{V,dL}$ =	184,3 kNm

totaal moment

totaal moment, dwarsrichting	M_{dB} =	184,3 kNm
totaal moment, lengterichting	M_{dL} =	184,3 kNm

maatgevende verticale belasting (ongunstig/gunstig)

laat tussenliggende berekeningen zien voor **unfavourable**
ongunstige en gunstige verticale belasting gelijk (geen verschil in resultaat)

grondopbouw

maaienveld	$Z_{surface}$ =	0,60 m+NAP
maaienveldhelling (§6.5.2.2(p))	β =	0,00 °
funderingsniveau	$Z_{foundation}$ =	0,60 m+NAP
freatisch niveau	$Z_{phreatic}$ =	-0,20 m+NAP

effectief funderingsoppervlak

effectieve breedte op funderingsniveau	B_{eff} =	3,30 m
effectieve lengte op funderingsniveau	L_{eff} =	3,30 m
effectief funderingsoppervlak	A_{eff} =	10,89 m ²

grondlagen tussen maaiveld en invloedsniveau

laag nr.	grond-soort	b.k. laag [m+NAP]	o.k. laag [m+NAP]	dikte [m]	ϕ'_k [°]	C'_k [kPa]	C_{uk} [kPa]	γ_k [kN/m ³]	$\gamma_{sat,k}$ [kN/m ³]	γ'_d [kN/m ³]	$\sigma'_{v,z,d}$ [kPa]	X	H-X	H-X·c' _d	H-X· ϕ'_d	H-X· γ'_d
1	zand	0,60	0,00	0,60	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	16,5	9,9	5,19	3,11	0,00	86,70	51,48
2	zand	0,00	-0,20	0,20	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	16,5	13,2	4,79	0,96	0,00	26,67	15,84
3	zand	-0,20	-0,80	0,60	31,3	0,0	0,0	18,2	19,2	7,5	17,7	4,39	2,63	0,00	73,32	19,62
4	zand	-0,80	-10,00	9,20	31,3	0,0	0,0	19,4	19,4	7,6	88,0	2,04	8,35	0,00	232,57	63,73
5																
6																
7																
8																
9																
10																
partiele veiligheidsfactoren (materiaal)					1,15	1,60	1,35	1,10				Σ	15,05	0,00	419,26	150,66

BEREKENINGEN

afmetingen bezwijkvlak

hoek v. inw. wrijving onder funderingsniveau	ϕ'_k =	31,3 °
invloedsbreedte bezwijkvlak	a_e =	15,26 m
invloedsdiepte bezwijkvlak	z_e =	5,49 m
invloedsniveau	d_e =	-4,89 m+NAP

berekeningsgevallen gedraineerde/ongedraineerde toestand

gedraineerde toestand conform §6.5.2.2(h)	geval a
ongedraineerde toestand conform §6.5.2.2(f)	n.v.t.

gedraineerde toestand

effectieve verticale spanning funderingsniveau	$\sigma'_{v,z,d}$ =	0,00 kPa
effectieve gewogen cohesie	$C'_{equ,d}$ =	0,00 kPa
effectieve gewogen hoek v. inw. wrijving	$\phi'_{equ,d}$ =	27,9 °
effectieve gewogen volumiek gewicht	$\gamma'_{equ,d}$ =	10,01 kN/m ³
draagkrachtfactor - cohesie	N_c =	25,54 -
draagkrachtfactor - bovenbelasting	N_q =	14,50 -
draagkrachtfactor - effectief volumiek gewicht	N_γ =	14,28 -
vormfactor - cohesie	s_c =	1,50 -
vormfactor - bovenbelasting	s_q =	1,47 -
vormfactor - effectief volumiek gewicht	s_γ =	0,70 -
reductiefactor helling belasting - cohesie	i_c =	1,00 -
reductiefactor helling belasting - bovenbelasting	i_q =	1,00 -
reductiefactor helling belasting - eff. vol. gewicht	i_γ =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - cohesie	λ_c =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - bovenbelasting	λ_q =	1,00 -
correctiefactor maaiveldhelling - eff. vol. gewicht	λ_γ =	1,00 -
maximale funderingsdruk	$\sigma'_{max,d}$ =	165,2 kPa

verificatie verticaal draagvermogen

verticale belasting (ongunstig)	V_d =	1843,0 kN
verticaal draagvermogen gedraineerd	$V_{R,drd}$ =	1798,5 kN
unity check ($V_d/V_{R,drd}$) ≤ 1,0		1,02 -

verificatie horizontale schuifweerstand

horizontale belasting	H_d =	0,0 kN
δ / ϕ'	R_{int} =	1,00 -
wrijvingshoek contactvlak (met $\phi'_k = 31,3^\circ$)	δ_d =	27,9 °
wrijvingscoëfficiënt	c_f =	0,53 -
schuifweerstand gedraineerd	$H_{R,drd}$ =	974,4 kN
unity check ($H_d/H_{R,drd}$) ≤ 1,0		0,00 -

Project **Dijkversterking Zwolle-Olst**
 Projectcode **122652**
 Onderwerp **Uitvoeringsstabiliteit Vispassage (Paddenpol) - telekraan - locatie 3**
 Adviseur
 Datum **14-8-2024**

kantelstabiliteit

dwarsrichting

excentriciteit dwarsrichting
 $\frac{1}{2}$ breedte fundering
 unity check ($e_B / (\frac{1}{2} \cdot B) \leq 1,0$)

e_B = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot B$ = 0,58 m
 = 0,17 -

lengterichting

excentriciteit lengterichting
 $\frac{1}{2}$ lengte fundering
 unity check ($e_L / (\frac{1}{2} \cdot L) \leq 1,0$)

e_L = 0,10 m
 $\frac{1}{2} \cdot L$ = 0,58 m
 = 0,17 -

SAMENVATTING

verificatie	situatie	verticale belasting	belasting	weerstand	unity check	check
verificatie verticaal draagvermogen	gedraineerd	ongunstig	1843,0	1798,5	1,02	niet ok
		gunstig	1843,0	1798,5	1,02	niet ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd (squeezeen)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie horizontale schuifweerstand	gedraineerd	ongunstig	0,0	974,4	0,00	ok
		gunstig	0,0	974,4	0,00	ok
	gedraineerd (pons)	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
	ongedraineerd	ongunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
		gunstig	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
verificatie kantelstabiliteit	dwarsrichting	ongunstig	0,10	0,58	0,17	ok
		gunstig	0,10	0,58	0,17	ok
	lengterichting	ongunstig	0,10	0,58	0,17	ok
		gunstig	0,10	0,58	0,17	ok

BIJLAGE V - LOGBOEK HOOGWATERRUG UOT 06



LOGBOEK BEREKENING HOOGWATERRUG

Algemene informatie

Uitvoeringstraject	UOT 06 Paddenpol
Van	31,250
Tot	33,150

Indeling secties

Voor UOT 06 is onderscheid gemaakt tussen twee typen hoogwaterruggen:

- 1 hoogwaterrug die het gebied voor de buitendijkse inrichting beschermd tijdens uitvoering;
- 2 hoogwaterrug voor de primaire kering die tijdelijk de hoogwaterveiligheidsfunctie overneemt van de bestaande dijk tot bepaalde waterstanden.

De sectie-indeling voor de hoogwaterrug voor de buitendijkse inrichting is weergegeven in Tabel 1 (zie ook Afbeelding 1). De sectie-indeling voor de hoogwaterrug bij de primaire kering is weergegeven in Tabel 2. De indeling is gebaseerd op onderscheid in ontwerphoogte en de bestaande situatie (maaielndniveau, grondopbouw).

Tabel 1 Indeling secties hoogwaterrug langs gebied buitendijkse inrichting

Sectie	Van [m]	Tot [m]	Taludhelling [-]	Kruinbreedte [m]	Ontwerphoogte [NAP m]
1	0	440	1:2	1,0	+3,80
2	0	195	1:2	1,0	+3,77
3	0	100	1:2	1,0	+3,63
4	0	225	1:2	1,0	+3,68
5	0	175	1:2	1,0	+4,02

Tabel 2 Indeling secties hoogwaterrug langs primaire kering

Sectie	Van [km]	Tot [km]	Taludhelling [-]	Kruinbreedte [m]	Ontwerphoogte [NAP m]
1	31,100	31,410	1:2	1,0	+3,85
2	31,410	31,650	1:2	1,0	+3,85
3	32,495	32,870	1:2	1,0	+4,04
4	32,870	33,070	1:2	1,0	+4,04
5	33,070	33,200	1:2	1,0	+4,04

Afbeelding 1 Indeling secties hoogwaterrug langs gebied buitendijkse inrichting



Versie geschiedenis

Versie	Beschrijving	Opsteller/toetser	Datum
1.0	Berekeningen hoogwaterrug OL3 (definitief na interne review)		11-02-2025

1. Hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - Sectie 1

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 3).

Tabel 3 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,20
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,80
Ophoging ontwerp	[m]	2,60

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 4. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 50 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +4,30 m).

Tabel 4 Verificatie zettingen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,80
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,30
Zettingscompensatie	[m]	0,50
Zetting berekend	[m]	0,48
Eindhoogte	[m]	+3,82
Verificatie (eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_buitengebied_sectie1.sli

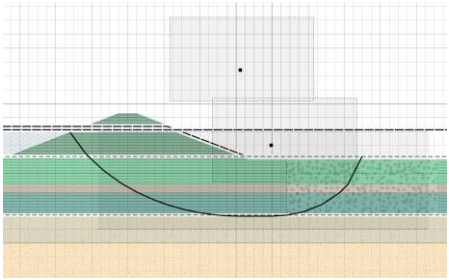
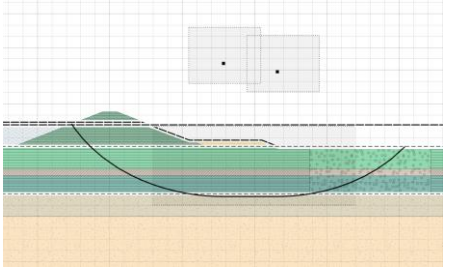
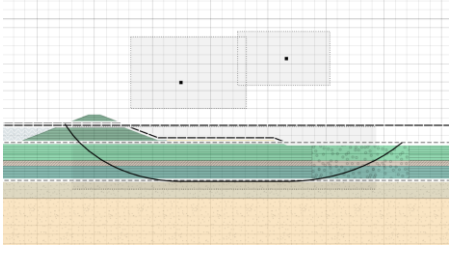
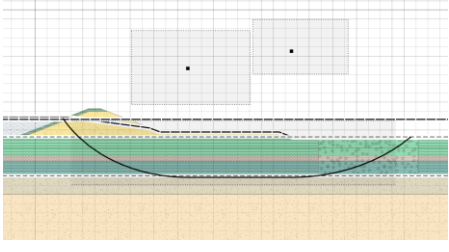
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 5).

Tabel 5 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,30
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,20
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,35
Stijghoogte	[NAP m]	+3,11

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 6. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een binnenberm wordt toegepast (minimale hoogte = NAP +1,80 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +1,80 m.

Tabel 6 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 1

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,30 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	0,66 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,30 m - samenstelling: klei; - bermhoogte: NAP +1,80 m; - bermbreedte: 5 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	0,85 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,30 m - samenstelling: klei; - bermhoogte: NAP +1,80 m; - bermbreedte: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	1,05 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,30 m - samenstelling: zand; - bermhoogte: NAP +1,80 m; - bermbreedte: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	1,00 (voldoet)	

2. Hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - Sectie 2

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 7).

Tabel 7 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,80
Ophoging ontwerp	[m]	2,30

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 8. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 45 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +4,25 m).

Tabel 8 Verificatie zettingen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,80
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,25
Zettingscompensatie	[m]	0,45
Zetting berekend	[m]	0,43
Eindhoogte	[m]	+3,82
Verificatie (eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_buitengebied_sectie2.sli

Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 9).

Tabel 9 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,30
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,20
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,31
Stijghoogte	[NAP m]	+3,11

Voor de verificatie van stabiliteit van de hoogwaterrug zijn de berekeningen voor sectie 1, zoals weergegeven in Tabel 6, maatgevend. Er is geen separate berekening gemaakt voor sectie 2.

Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een binnenberm wordt toegepast (minimale hoogte = NAP +1,80 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +1,80 m.

3. Hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - Sectie 3

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 10).

Tabel 10 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,60
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,63
Ophoging ontwerp	[m]	1,23

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 11. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 20 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +3,83 m).

Tabel 11 Verificatie zettingen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,63
Aanleghoogte	[NAP m]	+3,83
Zettingscompensatie	[m]	0,20
Zetting berekend	[m]	0,20
Eindhoogte	[m]	+3,63
Verificatie (eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_buitengebied_sectie3.sli

Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 12).

Tabel 12 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Aanleghoogte	[NAP m]	+3,83
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,60
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,29
Stijghoogte	[NAP m]	+3,28

Voor de verificatie van de stabiliteit van de hoogwaterrug zijn de berekeningen voor sectie 4, zoals gepresenteerd in Tabel 16, maatgevend. Er is geen separate berekening gemaakt voor sectie 3.

Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits het maaiveldniveau binnenwaarts minimaal op NAP +2,50 m ligt.

4. Hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - Sectie 4

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 13).

Tabel 13 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,50
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,68
Ophoging ontwerp	[m]	1,18

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 14. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 25 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +3,93 m).

Tabel 14 Verificatie zettingen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,68
Aanleghoogte	[NAP m]	+3,93
Zettingscompensatie	[m]	0,25
Zetting berekend	[m]	0,24
Eindhoogte	[m]	+3,69
Verificatie (eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_buitengebied_sectie4.sli

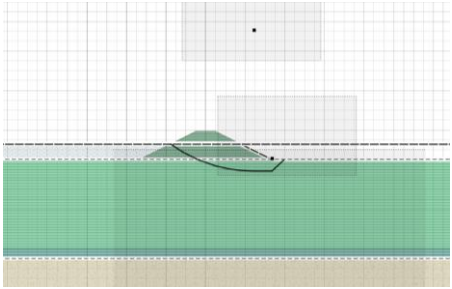
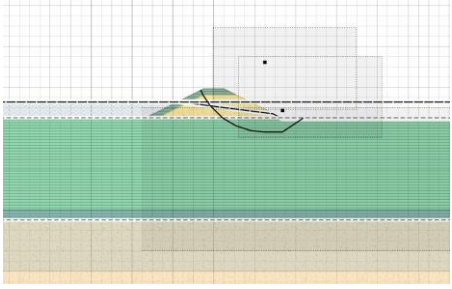
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 15).

Tabel 15 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Aanleghoogte	[NAP m]	+3,83
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,60
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,29
Stijghoogte	[NAP m]	+3,28

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 16. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits het maaiveldniveau binnenwaarts minimaal op NAP +2,50 m ligt.

Tabel 16 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 4

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +3,83 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie4.stix	1,13 (voldoet)	 The diagram shows a cross-section of a dike crest on a grid. The crest is green, representing clay. A failure surface is indicated by a curved line within the clay core. A dashed line represents the water level. A small black dot marks a point on the failure surface. The background is light grey with a grid pattern.
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +3,83 m; - samenstelling: zand; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie4.stix	1,18 (voldoet)	 The diagram shows a cross-section of a dike crest on a grid. The crest is green, representing sand. A failure surface is indicated by a curved line within the sand core. A dashed line represents the water level. A small black dot marks a point on the failure surface. The background is light grey with a grid pattern.

5. Hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - Sectie 5

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 17).

Tabel 17 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-33.10B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,02
Ophoging ontwerp	[m]	2,52

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 18. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 45 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +4,47 m).

Tabel 18 Verificatie zettingen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,02
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,47
Zettingscompensatie	[m]	0,45
Zetting berekend	[m]	0,41
Eindhoogte	[m]	+4,06
Verificatie (eindhoogte $\geq$ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_buitengebied_sectie5.sli

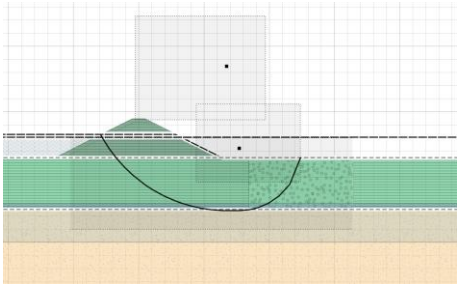
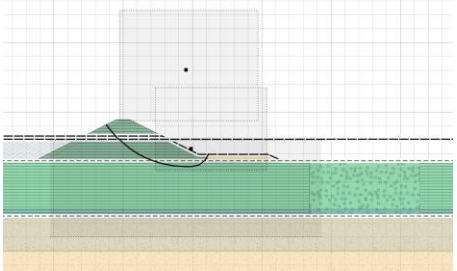
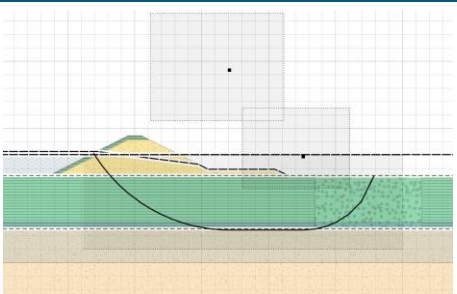
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten gehanteerd (Tabel 19).

Tabel 19 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-33.10B
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,47
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,27
Stijghoogte	[NAP m]	+3,05

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 20. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een binnenberm wordt toegepast (minimale hoogte = NAP +2,00 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,00 m.

Tabel 20 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug gebied buitendijkse inrichting - sectie 5

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: • taluds: 1:2; • aanleghoogte: NAP +4,47 m; • samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	0,85 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: • taluds: 1:2; • aanleghoogte: NAP +4,47 m • samenstelling: klei; • bermhoogte: NAP +2,00 m; • bermbreedte: 5 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie5.stix	1,10 (voldoet)	
Hoogwaterrug: • taluds: 1:2; • aanleghoogte: NAP +4,47 m • samenstelling: zand; • bermhoogte: NAP +2,00 m; • bermbreedte: 5 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie5.stix	1,11 (voldoet)	

6. Hoogwaterrug primaire kering - Sectie 1

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 21).

Tabel 21 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-31.40B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,90
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,85
Ophoging ontwerp	[m]	0,95

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 22. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 20 cm zettingscompensatie benodigd (aanslaghoogte = NAP +4,05 m).

Tabel 22 Verificatie zettingen hoogwaterrug primaire kering - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,85
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,05
Zettingscompensatie	[m]	0,20
Zetting berekend	[m]	0,19
Eindhoogte	[m]	+3,86
Verificatie (eindhoogte ≥ ontwerp hoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie1.sli

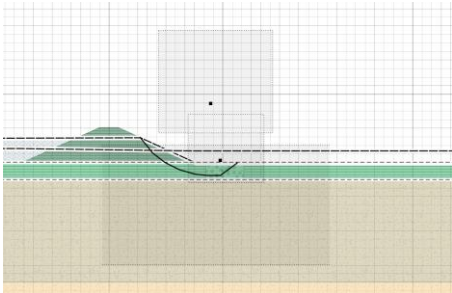
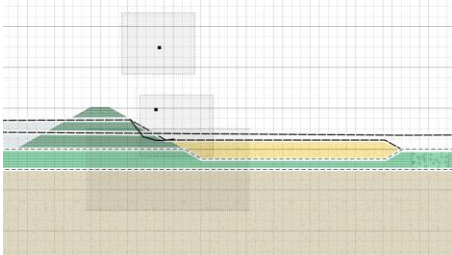
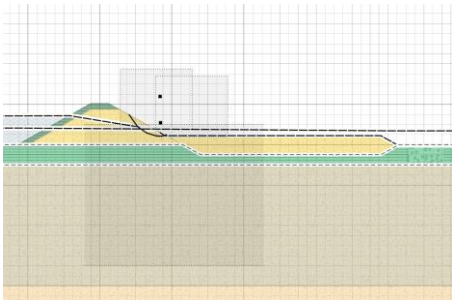
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 23).

Tabel 23 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 1

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-31.40B
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,05
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,44
Stijghoogte	[NAP m]	+2,81

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 24. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een werkweg aan de binnenwaartse zijde aanwezig is (minimale hoogte = NAP +2,50 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,50 m.

Tabel 24 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug primaire kering - sectie 1

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,05 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie1.stix	0,83 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,05 m - samenstelling: klei; - hoogte werkweg: NAP +2,50 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	1,10 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,05 m - samenstelling: zand; - hoogte werkweg: NAP +2,50 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_Buitendijks_sectie1.stix	1,10 (voldoet)	

7. Hoogwaterrug primaire kering - Sectie 2

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 25).

Tabel 25 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-31.60B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,85
Ophoging ontwerp	[m]	1,85

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 26. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 35 cm zettingscompensatie benodigd (aanslaghoogte = NAP +4,20 m).

Tabel 26 Verificatie zettingen hoogwaterrug primaire kering - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+3,85
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,20
Zettingscompensatie	[m]	0,35
Zetting berekend	[m]	0,34
Eindhoogte	[m]	+3,86
Verificatie (eindhoogte ≥ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie2.sli

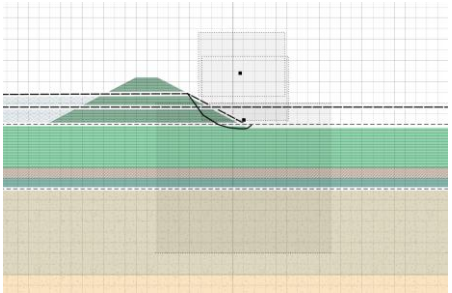
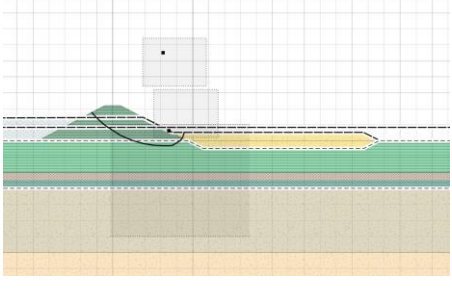
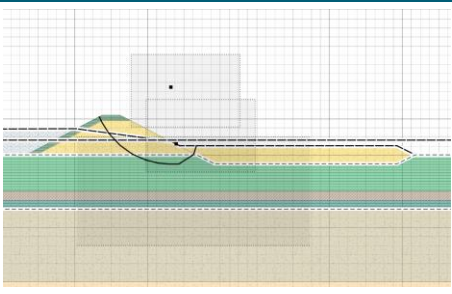
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 27).

Tabel 27 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 2

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-31.60B
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,20
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,44
Stijghoogte	[NAP m]	+2,81

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 28. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een werkweg aan de binnenwaartse zijde aanwezig is (minimale hoogte = NAP +2,50 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,50 m.

Tabel 28 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug primaire kering - sectie 2

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,20 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie2.stix	0,87 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,20 m - samenstelling: klei; - hoogte werkweg: NAP +2,50 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie2.stix	1,20 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,20 m - samenstelling: zand; - hoogte werkweg: NAP +2,50 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie2.stix	1,23 (voldoet)	

8. Hoogwaterrug primaire kering - Sectie 3

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 29).

Tabel 29 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Ophoging ontwerp	[m]	2,54

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 30. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 45 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +4,49 m).

Tabel 30 Verificatie zettingen hoogwaterrug primaire kering - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,49
Zettingscompensatie	[m]	0,45
Zetting berekend	[m]	0,44
Eindhoogte	[m]	+4,05
Verificatie (eindhoogte ≥ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie3.sli

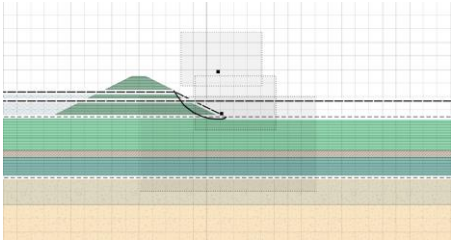
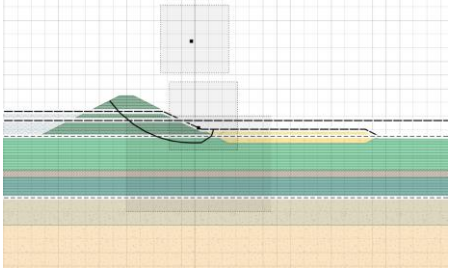
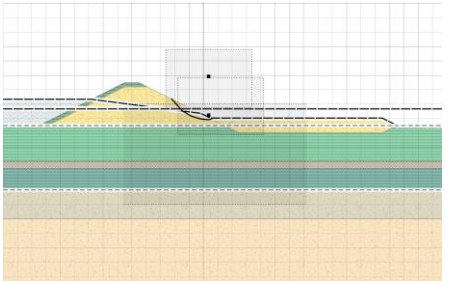
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 31).

Tabel 31 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 3

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.50B
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,490
Maaiveldniveau	[NAP m]	+2,00
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,31
Stijghoogte	[NAP m]	+2,66

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 32. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een werkweg aan de binnenwaartse zijde aanwezig is (minimale hoogte = NAP +2,00 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,00 m.

Tabel 32 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug primaire kering - sectie 3

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,49 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie3.stix	0,89 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,49 m; - samenstelling: klei; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie3.stix	1,10 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,49 m; - samenstelling: zand; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie3.stix	1,05 (voldoet)	

8. Hoogwaterrug primaire kering - Sectie 4

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 33).

Tabel 33 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+0,50
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Ophoging ontwerp	[m]	3,54

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 34. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 50 cm zettingscompensatie benodigd (aanslaghoogte = NAP +4,54 m).

Tabel 34 Verificatie zettingen hoogwaterrug primaire kering - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,54
Zettingscompensatie	[m]	0,50
Zetting berekend	[m]	0,49
Eindhoogte	[m]	+4,05
Verificatie (eindhoogte ≥ ontwerp hoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie4.sli

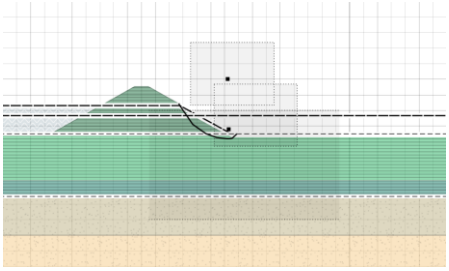
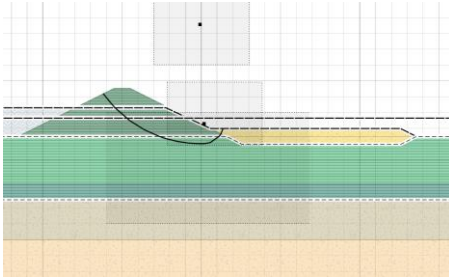
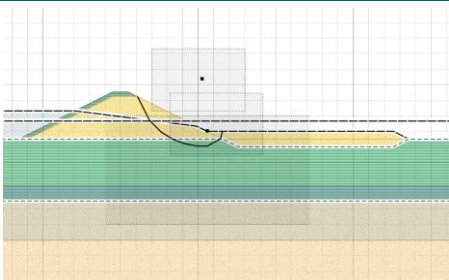
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 35).

Tabel 35 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 4

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-32.90B
Aanslaghoogte	[NAP m]	+4,54
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,31
Stijghoogte	[NAP m]	+2,66

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 36. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een werkweg aan de binnenwaartse zijde aanwezig is (minimale hoogte = NAP +2,00 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,00 m.

Tabel 36 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug primaire kering - sectie 4

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,54 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie4.stix	0,91 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,54 m; - samenstelling: klei; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie4.stix	1,11 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,54 m; - samenstelling: zand; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie4.stix	1,06 (voldoet)	

9. Hoogwaterrug primaire kering - Sectie 5

Voor de zettingsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 37).

Tabel 37 Uitgangspunten zettingsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-33.20B
Maaiveldniveau	[NAP m]	+0,30
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Ophoging ontwerp	[m]	3,74

De verificatie van zettingen voor deze sectie is opgenomen in Tabel 38. Het uitgangspunt is een zettingsperiode van 550 dagen (1,5 jaar). Er is 50 cm zettingscompensatie benodigd (aanleghoogte = NAP +4,54 m).

Tabel 38 Verificatie zettingen hoogwaterrug primaire kering - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Resultaat
Ontwerphoogte	[NAP m]	+4,04
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,64
Zettingscompensatie	[m]	0,60
Zetting berekend	[m]	0,58
Eindhoogte	[m]	+4,06
Verificatie (eindhoogte ≥ ontwerphoogte)	[-]	voldoet
Som D-Settlement	[-]	Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie5.sli

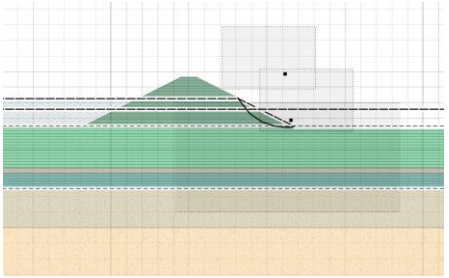
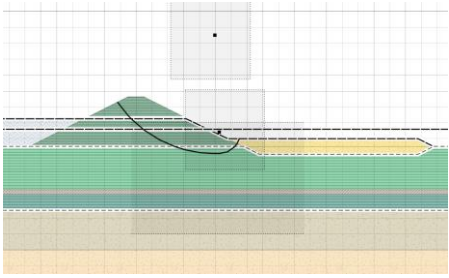
Voor de stabiliteitsberekening voor deze sectie zijn onderstaande uitgangspunten van toepassing (Tabel 39).

Tabel 39 Uitgangspunten stabiliteitsberekeningen hoogwaterrug primaire kering - sectie 5

Onderdeel	Eenheid	Uitgangspunt
Maatgevend grondonderzoek	[-]	HB53-33.20B
Aanleghoogte	[NAP m]	+4,64
Maaiveldniveau	[NAP m]	+1,50
Maatgevende waterstand (5 dagen/jaar)	[NAP m]	+3,25
Stijghoogte	[NAP m]	+2,58

De verificatie van stabiliteit voor deze sectie is opgenomen in Tabel 40. Er zijn twee mogelijkheden beschouwd wat betreft het toe te passen materiaal in de hoogwaterrug: klei of een zandkern met een kleibekleding. Het ontwerp van de hoogwaterrug voldoet op stabiliteit, mits er een werkweg aan de binnenwaartse zijde aanwezig is (minimale hoogte = NAP +2,00 m en minimale breedte = 10 m). Lokaal ligt het bestaande maaiveld reeds hoger dan NAP +2,00 m.

Tabel 40 Verificatie stabiliteit hoogwaterrug primaire kering - sectie 5

Beschrijving	SF ($\geq 1,00$) [-]	Glijvlak
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,64 m; - samenstelling: klei; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie5.stix	0,87 (voldoet niet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,64 m; - samenstelling: klei; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie5.stix	1,13 (voldoet)	
Hoogwaterrug: - taluds: 1:2; - aanleghoogte: NAP +4,64 m; - samenstelling: zand; - hoogte werkweg: NAP +2,00 m; - breedte werkweg: 10 m; Consolidatietijd = n.v.t.; <i>D-Stability:</i> Hoogwaterrug_PrimaireKering_sectie5.stix	1,07 (voldoet)	