

RAPPORT

Verbetering IJsseldijk Gouda (VIJG)

Ontwerprapport Deelgebied A&C

Klant: Hoogheemraadschap van Rijnland

Referentie: RDCBE1234R003F01

Versie: 01/Finale versie

Datum: 21 december 2015



HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

George Hintzenweg 85
3068 AX Rotterdam
Netherlands
Rivers, Deltas & Coasts
Trade register number: 56515154

+31 88 348 90 00 **T**
+31 10 209 44 26 **F**
info@rhdhv.com **E**
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Verbetering IJsseldijk Gouda (VIJG)

Ondertitel: OR VIJG AC
Referentie: RDCBE1234R003F01
Versie: 01/Finale versie
Datum: 21 december 2015
Projectnaam: PUF VIJG
Projectnummer: BE1234
Auteur(s): Ilse Hergarden; Jeroen Rolvink; Andries van Houwelingen

Opgesteld door: Andries van Houwelingen

Gecontroleerd door: Ilse Hergarden, Peter van der Scheer

Datum/Initialen: 21-12-2015

Goedgekeurd door: Steven Sjenitzer

Datum/Initialen: 21-12-2015

Classificatie

Projectgerelateerd



Disclaimer

No part of these specifications/printed matter may be reproduced and/or published by print, photocopy, microfilm or by any other means, without the prior written permission of HaskoningDHV Nederland B.V.; nor may they be used, without such permission, for any purposes other than that for which they were produced. HaskoningDHV Nederland B.V. accepts no responsibility or liability for these specifications/printed matter to any party other than the persons by whom it was commissioned and as concluded under that Appointment. The quality management system of HaskoningDHV Nederland B.V. has been certified in accordance with ISO 9001, ISO 14001 and OHSAS 18001.

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Aanleiding	1
1.2	Te versterken trajecten	1
1.3	Samenhang met esthetisch ontwerp	1
1.4	Eerder uitgevoerde studies en overzicht ontvangen informatie	1
2	Uitgangspunten	4
2.1	Hydraulische randvoorwaarden	4
2.2	Ontwerpwaterstanden	4
2.2.1	Maatgevend hoog water	4
2.2.2	Hoogwaterstand tijdens de uitvoering	5
2.2.3	Val na maatgevend hoog water	5
2.2.4	Polderpeil	5
2.2.5	Waterdiepten/vaargeul	5
2.2.6	Windgolven	6
2.2.7	Scheepsgolven	6
2.3	Kruinhoogte	6
2.4	Bodemopbouw	7
2.5	Grondparameters	7
2.6	Freatische lijn en stijghoogte watervoerend pakket	8
2.6.1	Freatische lijn	8
2.6.2	Stijghoogte watervoerend pakket	8
2.6.3	Waterspanningsverloop in de diepte	9
2.7	Verkeersbelasting	9
2.8	Autonome bodemdaling	9
2.9	Partiële veiligheidsfactoren	9
2.9.1	Materiaalfactoren	9
2.9.2	Schematiseringsfactor	9
2.9.3	Modelfactor	10
2.9.4	Schadefactor	10
2.9.5	Resumé veiligheidsfactor	10
3	Deelgebied A – groene dijk	11
3.1	Bekleding (STBK)	11
3.2	Piping (STPH)	14
3.3	Macrostabieliteit binnenwaarts (STBI)	14
3.3.1	Dijk nabij Julianasluis – profiel 09	14
3.3.2	Aansluiting huidige kering op weglichaam N207	14
3.3.3	Weglichaam N207 – profiel 10	15

3.3.4	Dijk tussen N207 en Poldergemaal – profiel 12	16
3.4	Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)	16
3.5	Microstabiliteit (STMI)	16
3.6	Zetting - Aansluiting huidige kering op weglichaam N207	17
3.7	Kabels en leidingen	19
3.7.1	Gasleiding	19
3.7.2	MS-Kabel	19
3.7.3	Waterleiding	19
3.7.4	LS-kabels	19
3.7.5	Datakabels	19
4	Deelgebied C – groene dijk	20
4.1	Ontwerp	20
4.2	Bekleding (STBK)	20
4.3	Piping (STPH)	20
4.4	Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)	20
4.4.1	Dwarsprofiel 5 - langs Hollandse IJssel	20
4.4.2	Dwarsprofiel 02 – langs spuikanaal	22
4.5	Buitenwaartse stabiliteit (STBU)	23
4.5.1	Dwarsprofiel 5 - langs Hollandse IJssel	23
4.5.2	Dwarsprofiel 2 – langs spuikanaal	23
4.6	Microstabiliteit (STMI)	24
4.7	Zettingen en uitvoeringsstabiliteit in maatgevende snede (dp5)	24
4.7.1	Verticale drainage en aangehouden ophoogschema	24
4.7.2	Eindzetting en restzetting van het binnentalud	25
4.7.3	Zetting ter plaatse van het fietspad	26
4.7.4	Uitvoeringstabiliteit	26
4.8	Kabels en leidingen	28
4.8.1	MS-kabels	28
4.8.2	Datakabel	30
5	Conclusie	30

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Het Hoogheemraadschap van Rijnland gaat de urgent te versterken delen van de IJsseldijk te Gouda verbeteren. Deze dijkversterking bevindt zich in een gebied dat gekenmerkt wordt door zowel technische uitdagingen als een complexe stedelijke omgeving. Voorbeelden van deze technische uitdagingen zijn de slappe ondergrond, onzekerheden over werkelijke dijksterkte en complexe hydraulische randvoorwaarden. Deze laatstgenoemde complexiteit wordt veroorzaakt door de onzekerheid over de betrouwbaarheid van de Hollandse IJsselkering en over reductie van golfbelasting door voorlanden. Een bijzonderheid van dit project is dat het ontwerp wordt gemaakt in een tijd dat de veiligheidsnorm en de ontwerpmethodiek van primaire waterkeringen aangepast worden.

1.2 Te versterken trajecten

In het onderstaande figuur is de locatie van de te verbeteren trajecten weergegeven.



Figuur 1: Overzichtskartaal locatie deelgebieden A, C en F (bron: Google Maps)

Dit rapport heeft betrekking op de deelgebieden A en C. Het referentieontwerp van deelgebied F is in een separaat rapport met kenmerk RDCBE1234R004F01 vastgelegd.

1.3 Samenhang met esthetisch ontwerp

Dit ontwerp is parallel opgesteld met het esthetisch ontwerp. Tijdens het ontwerpproces is meerdere keren overleg geweest met de landschapsarchitecten van Feddes-Olthof, die het esthetische ontwerp hebben opgesteld.

1.4 Eerder uitgevoerde studies en overzicht ontvangen informatie

Eerder zijn de volgende studies uitgevoerd met betrekking op de IJsseldijk te Gouda:

- Toetsing Witteveen+Bos (2003)
- Voorontwerp Grontmij (2012)
- Variantenstudie Green Rivers (2014)

Tabel 1-1 toont een overzicht van de ontvangen informatie. De nummering wordt toegepast voor verwijzingen.

Tabel 1-1: Overzicht ontvangen informatie

#	Van	Titel	Omschrijving
1	HHvR	Documenten V&G plan	Checklist, format en overzicht wetgeving
2	Green Rivers	Memo Veerstal	Toets bestaande damwand bij Nieuwe Veerstal en advies voor onderzoek
3	Green Rivers	Uitgangspunten verkenningfase	Gehanteerde uitgangspunten voor de verkenningfase, incl. volgende bijlagen: B1) Studie Hydrologic, B2) Frequentielijnen + analyse, B3) Verslag evaluatiegroep grondmechanica, B4) Verslag overleg Algerakering, B5) Waterstanden, B6) Analyse bodemdaling, B7) Resultaten analyse sterkteparameters, B8) Bepalen vaargeuldiepte HIJ
4	Green Rivers	Variantenstudie	Variantenstudie, incl. volgende bijlagen: 01 – 04) tekeningen A, C, D, F. 05 – 11) stabiliteitsberekeningen A, C, D, F. (okt. 2014)
5	HHvR	Memo waterstanden	Vastlegging ontwerpwaterstanden
6	HHvR	Afwegingsnotitie besluit voorkeursalternatief	Oplegnotitie variantenstudie met besluit voorkeursalternatief voor A, C en F.
7	HHvR	Tekeningen damwand Veerstal	Originele tekeningen van damwand bij Nieuwe Veerstal
8	HHvR	KES	Klanteisenspecificatie met beschrijving afstemming met stakeholders
9	Wiertsema & Partners / Fugro	Grondonderzoek	1) Uitgevoerd grondonderzoek ter voorbereiding op de planuitwerkingsfase (Wiertsema), 2) Eerder uitgevoerd grondonderzoek voor Schieland & Krimpenerwaard (Fugro)
10	Green Rivers	AutoCAD bestanden	AutoCAD bestanden van variantenstudie
11	BugelHajema	Notitie afweging voorkeursalternatieven	Conceptversie notitie (nov. 2014)
12	HHvR	KES	Geactualiseerde versie KES
13	De Aquanoom	Tekeningen+bijlagen	Inmetingen boven- en onderwaterprofielen (jan. 2015)
14	HHvR & Feddes&Olthof	Presentatie PSU	Presentaties tijdens de PSU, inclusief vragen haalbaarheid Estetisch Ontwerp
15	Grontmij	Voorontwerp	Inclusief stabiliteitsberekeningen (jan 2013)

#	Van	Titel	Omschrijving
16	Green Rivers	Veiligheidsanalyse	Analyse uitgevoerd in het kader van de verkenning (okt. 2014)
17	Green Rivers	DSheet berekeningen	Onderdeel van variantenstudie
18	GoConnectIt	Knelpuntenanalyse K&L	Zowel knelpuntenanalyse als VTV toetsing van kabels & leidingen in projectgebied.
19	Wiertsema & Partners	Terreinonderzoek en waterspanningsmetingen	Dit is onderdeel van het recentelijk uitgevoerde grondonderzoek, inclusief eerder onderzoek met peilbuizen (2010)
20	Green Rivers	D-Geostability berekeningen	Dit zijn de stabiliteitsberekeningen zoals uitgevoerd in de variantenstudie
21	Feddes & Olthof	EO basis	Hierin staat de basis van het Esthetisch Ontwerp
22	Oranjewoud	Noodingreep 2008	Dit betreft het bestek van de werkzaamheden om het buitentalud te verbeteren.
23	Deltares	Grondparameters IJsseldijk	Advies van Deltares ten aanzien van de aan te houden parameterset
24	Hydrologic	Uitgangspunten en resultaten HydraBS analyse Hollandsche IJssel	Methode en uitkomsten van de modelstudie met Hydra BS waarin de ontwerpwaterstanden zijn bepaald
25	Witteveen+Bos	Veiligheidstoetsing Goejanverwelledijk	Toetsrapport Deelgebied F

2 Uitgangspunten

2.1 Hydraulische randvoorwaarden

In [24] zijn de hydraulische randvoorwaarden bepaald die gebruikt worden binnen het versterkingsproject. De belangrijkste uitgangspunten zijn hierbij het volgende:

- Er wordt uitgegaan van het klimaatscenario Warm Stoom. Hierbij is gebruik gemaakt door databases van de Helpdesk Water
- Voor het bepalen van het hydraulisch belastingniveau is uitgegaan van een overslagdebiet van 1 l/s/m voor de dijken en 10 l/s/m voor de kunstwerken. Deze keuzes zijn in de voorgaande fasen gemaakt in samenspraak met het HWBP en de Provincie Zuid-Holland. Hoewel het overslagdebiet van 1 l/s/m als conservatief kan worden gezien in het kader van een overstromingskansnorm is deze toch aangehouden. Daarentegen is voor het hydraulisch belastingniveau de onzekerheidstoeslag (0,3 m) niet toegepast. De resulterende benodigde kruinhoogte wordt derhalve als sober en doelmatig beschouwd.
- Het hydraulisch belastingniveau is bepaald bij een faalkansruimte van 24%.
- Ten aanzien van de Algerakering is de volgende faalkans aangehouden:
 - 1/200 in 2050
 - 1/500 in 2100

In [24] is het hydraulisch belastingniveau afgeleid voor een reeks aan herhalingstijden. Echter door de verandering van de Maximaal Toelaatbare Kans wordt de herhalingstijd voor het HBN 83.333 jaar, welke niet is afgeleid. Wel zijn de herhalingstijden 62.500 en 100.000 jaar beschouwd. Aangezien de verschillen tussen de bijbehorende HBN in de orde van 0,05 m, met een uitschieter van 0,1 m, ligt is ervoor gekozen om lineair te interpoleren om de juiste waterstanden af te leiden. Vanwege het kleine verschil is de verwachting dat aanvullende modelberekeningen niet leiden tot een significant ander HBN.

Tabel 2-1: Hydraulisch belastingniveau bij 1 l/s/m bij een overschrijdingskans van 1/83.333 per jaar (ex onzekerheidstoeslag)

Deelgebied	Locatie hydrologic	HBN 2050 [m t.o.v. NAP]	HBN 2100 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,48	3,53
	2	4,02	3,98
C	4	3,46	3,53

Opgemerkt wordt dat voor locatie 2 voor 2100 een lager HBN dan in 2050 wordt bepaald. Dit is het gevolg van een aanpassing van de faalkans van de Algerakering in 2100.

De ontwerpwaterstanden voor hoogte zijn gegeven in de paragraaf 2.3. Dit zijn de ontwerpwaterstanden bij een overslag van 1,0 l/s/m.

2.2 Ontwerpwaterstanden

2.2.1 Maatgevend hoog water

Voor de bepaling van de ontwerpwaterstanden voor stabiliteit is gebruik gemaakt van memo m.b.t. waterstanden [5]. Voor stabiliteit geldt dat de stilwaterstand met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de Maximaal Toelaatbare Kans gebruikt dient te worden. Op basis van het OI2014 v3 is dit 1/10.000 per jaar. Voor de ontwerpwaterstanden wordt een onzekerheidstoeslag van 0,3 m gehanteerd.

Tabel 2-2: Ontwerpwaterstand bij een overschrijdingskans van 1/10.000 per jaar (incl onzekerheidstoeslag)

Deelgebied	Locatie Hydrologic	Ontwerpwaterstand 2050 [m t.o.v. NAP]	Ontwerpwaterstand 2100 [m t.o.v. NAP]
A	1	3,53	3,62
	2	3,53	3,62
C	4	3,53	3,62

2.2.2 Hoogwaterstand tijdens de uitvoering

Voor het toetsen van de binnenwaartse macrostabiliteit tijdens de uitvoering is uitgegaan van hoog water tijdens springtij; NAP +1,64 m.

2.2.3 Val na maatgevend hoog water

Bij de toetsing van de buitenwaartse macrostabiliteit is uitgegaan van een val naar gemiddeld hoog water; NAP +1,48 m. In kleidijken resulteert dit in een maximale val van 2,05 m (van NAP +3,53 m naar NAP +1,48 m). Vanwege de doorlatendheid van het kernmateriaal wordt in zanddijken de halve val gehanteerd; de waterstand onder de binnenkruinlijn zakt bij vallende buitenwaterstand.

2.2.4 Polderpeil

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de verschillende polderpeilen voor de te beschouwen deelgebieden. Opgemerkt wordt dat het Sluiseiland aan de Gouwe grenst. De Gouwe maakt onderdeel uit van de boezem van Rijnland. Het streefpeil van de Gouwe ligt op NAP -0,60 m.

Tabel 2-3: Polderpeilen

Deelgebied	Naam binnenwater / polder	Streefpeil zomer [m t.o.v. NAP]	Streefpeil winter [m t.o.v. NAP]
A	Boezem v. Rijnland	-0,61	-0,64
C	Korte Akkeren	-2,39	-2,39

2.2.5 Waterdiepten/vaargeul

Op basis van lodingen van de waterbodem van de Hollandse IJssel zijn de bodemdiepten van de Hollandse IJssel afgeleid. De niveaus van de waterbodem zijn weergegeven in Tabel 2-4.

Tabel 2-4: Waterbodemniveaus Hollandsche IJssel [3]

Deelgebied	Waterbodem Hollandsche IJssel [m t.o.v. NAP]
A	-4,0 à -4,5
C	-4,0 à -4,5

Voor heel het projectgebied zijn vaargeuldiepten afgeleid. In onderstaande tabel is de vaargeuldiepte weergegeven.

Tabel 2-5: Overzicht vaargeuldiepten

Deelgebied	Vereiste Vaargeul Hollandsche IJssel [m t.o.v. NAP]
Waaiersluis – Haastrechtsebrug	-3,20

2.2.6 Windgolven

Voor de windgolven t.b.v. het ontwerp van de bekleding wordt uitgegaan van het voorontwerp van Grontmij [15]. Deze lijkt het best aan te sluiten bij de voorgestelde methode door Deltares, die waarschijnlijk leidend wordt voor de Hollandse IJssel.

Tabel 2-6: Windgolven bekleding

Deelgebied	Windgolf (H_s)	Periode (T_p)
A	0,6	2,8
C	0,5	2,3

2.2.7 Scheepsgolven

Er wordt uitgegaan van een scheepsgolf van 0,5 meter tussen gemiddeld laag- en hoogwater. Dit is een praktische waarde welke geldig is voor de Hollandsche IJssel.

2.3 Kruinhoogte

De benodigde ontwerpkuinhoogte is afgeleid voor 2050 en voor 2100. De benodigde kruinhoogte volgt uit het maximum van twee condities:

- Het hydraulisch belastingniveau van 1 l/s/m bij een overschrijdingsfrequentie van 1/83.333 per jaar exclusief de onzekerheidstoeslag van 0,30 m.
- De ontwerpwaterstand bij een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar inclusief de onzekerheidstoeslag van 0,30 m. Dit is de waterstand waarop de stabiliteit van de kering wordt ontworpen. Dit criterium is toegevoegd om te voorkomen dat de kruinhoogte van de dijk lager is dan de ontwerpwaterstand voor de overige mechanismen.

Tabel 2-7 toont de ontwerpkuinhoogte voor de versterking van de groene kering. Voor de groene kering dient rekening te worden gehouden met een autonome bodemdaling van 1,1 cm per jaar. Het ontwerp wordt gemaakt met een zichtjaar van 2050, derhalve wordt er rekening gehouden met een bodemdaling van 0,39 m voor de komende 35 jaar. Deze bodemdaling is reeds verwerkt in de benodigde kruinhoogte van Tabel 2-7. Er wordt daarom gesproken van een aanleghoogte.

Tabel 2-7: Aanleg hoogte kruin voor dijk zonder damwand met zichtjaar 2050

Locatie	Aanwezige Kruinhoogte [m t.o.v. NAP]	HBN 1 l/s/m met frequentie 1/83.333 per jaar excl onz. Toeslag [m t.o.v. NAP]	Ontwerpwaterstand met frequentie 1/10.000 per jaar incl onz. Toeslag [m t.o.v. NAP]	Aanleghoogte kruin incl 0,39 m bodemdalin [m t.o.v. NAP]
A (Julianasluis)	3,60	3,48	3,53	3,92
A (kop Sluiseiland)	4,10	4,02	3,53	4,41
C	4,05	3,46	3,53	3,92

2.4 Bodemopbouw

De bodemopbouw die wordt gebruikt voor het opstellen van de dwarsprofielen volgt uit het geotechnisch lengteprofiel dat is opgesteld.

2.5 Grondparameters

Door Deltares zijn grondparameters afgeleid waarbij de cohesie in de laatste versie van de betreffende memo gelijk gesteld is aan 0 [23]. In geval van een hoge freatische lijn conform het TR Waterkerende grondconstructies, heeft dit tot gevolg dat de schuifweerstand van de grond zeer laag is omdat de effectieve spanning beperkt is.

Op basis van de beschikbare proeven is in [23] bij 5% rek een karakteristieke cohesie van 3 kPa afgeleid in het dijkmateriaal. Het in rekening brengen van een beperkte cohesie in dergelijke klei wordt op basis van expert judgement als voldoende conservatief beschouwd.

Bij het booronderzoek in deelgebied C is een veenlaag aangetroffen tussen ca. NAP -5 m en ca. NAP -7 m. De gemeten conusweerstand in de betreffende veenlaag bedraagt ca. 1 MPa. Op basis van de conusweerstand en tabel 2b uit EC7 is in de betreffende veenlaag een karakteristieke cohesie aangehouden van 5 kPa en is een volumegewicht van 12 kN/m³ gehanteerd.

Aanvullende laboratoriumproeven worden aanbevolen om de sterkteparameters (met name cohesie) bij 5% rek te verifiëren voor het dijkmateriaal en de Hollandveenlaag. In een separate notitie is een onderzoeksplan opgesteld.

Tabel 2-8: Karakteristieke waarde grondparameters deelgebied A en C

Grondsoort	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	c_{rep} (kPa)	ϕ_{rep} (graden)	hoe bepaald?
Zand, siltig (toplaag)	17,0	19,0	0	30,0	tabel 2b
Klei, dijksmateriaal	16,8	16,8	3	33,0	lab
Klei, humeus (Gorkum L)	12,9	12,9	0	31,7	lab
Klei, siltig (Gorkum Z)	16,2	16,2	0	32,2	lab
Hollandveen	12,0	12,0	5	26,6	lab/tabel 2b
Basisveen	12,0	12,0	2,5	22,5	tabel 2b
Pleistoceen matig gepakt	18,0	20,0	0	32,5	tabel 2b
Ophoogmateriaal klei	17,0	17,0	1,9	20,8	PvE Rijnland
Ophoogmateriaal zand	18,0	20,0	0	32,5	PvE Rijnland

De samendrukkingsparameters van klei, dijksmateriaal, klei siltig (Gorkum Z) en hollandveen volgen uit het labonderzoek [9]. Het betreft gemiddelde waarden voor de stijfheidsparameters. De overige waarden zijn gebaseerd op tabel 2b van NEN9997-1.

Tabel 2-9: Zettingsparameters deelgebied A en C

Grondsoort	C_p	C_p'	C_s	C_s'	POP (kPa)	c_v (m ² /s)
Zand, siltig (toplaag)	600	200	∞	∞	0	gedraineerd
Klei, dijksmateriaal	69	16	380	230	0	5,0 E-07

Grondsoort	C_p	C_p'	C_s	C_s'	POP (kPa)	C_v (m^2/s)
Klei, humeus (Gorkum L)	30	7,5	120	30	0	1,0 E -07
Klei, siltig (Gorkum Z)	59	12	240	110	0	2,7 E-07
Hollandveen	59	5	160	60	0	5,3 E-07
Basisveen	30	7,5	120	30	0	3,0 E-07
Pleistoceen matig gepakt	1800	600	∞	∞	0	gedraineerd

2.6 Freatische lijn en stijghoogte watervoerend pakket

2.6.1 Freatische lijn

Vanwege de relatief grote breedte van de kering dient volgens de schematisering conform Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken uit te worden gegaan van een grote opbolling onder de binnenkruinlijn. Dit heeft tot gevolg dat gerekend dient te worden met een bijna volledig verzadigde dijk. Deze aanname is erg conservatief.

In het toetsrapport uit 2003 [25] schrijft Witteveen+Bos het volgende:

Voor de Goejanvervelledijk is in overleg met Rijnland vastgesteld dat deze opbolling beperkt blijft tot 1,5 meter onder de kruin. Deze aanname is gerechtvaardigd, omdat de dijk voor het grootste deel is voorzien van verharding. Hierdoor is indringing van regenwater slechts beperkt mogelijk. Omdat de bovenste grondlagen van de dijk bovendien gestructureerd zijn (wegfundering, scheurtjes, wortelgangen, etc.), kan geen water blijven 'hangen'. Voor het inschatten van de mate waarin opbolling in het dijklichaam optreedt, wordt aangenomen dat de dijk verzadigd wordt met de gemiddelde neerslag die in 1 jaar tijd valt (0,75 m).

Voor het berekenen van de bovengrens van de opbolling worden de volgende aannames gedaan:

- *de gemiddelde effectieve neerslag per jaar valt als één bui (0,75 m);*
- *de porositeit van het grondlichaam bedraagt 40%;*
- *van de poriën raakt 60% gevuld met water;*
- *van de totale neerslag infiltreert 50% in de dijk en stroomt 50% langs de taluds af.*

Met deze aannames wordt berekend dat de freatische lijn in de dijk met maximaal 1,5 m zal stijgen en op een niveau van NAP -0,5 m zal komen te liggen (polderpeil + stijging). Het aannemen van een stijging tot NAP +1,0 m of hoger (1,5 m onder de kruin), is dus een zeer conservatieve benadering.

Op basis van het bovenstaande is de freatische lijn 1,5 m onder de binnenkruinlijn gemodelleerd. Dit wordt op basis van expert judgement als voldoende conservatief beschouwd.

2.6.2 Stijghoogte watervoerend pakket

Voor de stijghoogte van het grondwater in het watervoerend pakket is het uitgangspunt van de variantenstudie van Green Rivers aangehouden. De stijghoogte heeft een niveau van NAP -3,07 m. Uitgangspunt is dat er geen beïnvloeding is door de buitenwaterstand. Dit kan op dit moment nog niet bevestigd worden, maar is bij de toetsing door Wittenveen+Bos en de Variantenstudie van Green Rivers ook aangehouden en is logisch gezien de dikte van de deklaag.

2.6.3 Waterspanningsverloop in de diepte

Vanwege de dikte van de deklaag reageert de waterspanning in de cohesieve lagen langzaam op variatie van de buitenwaterstand. Uitgangspunt is dat in de deklaag de waterspanningen worden vastgehouden welke optreden bij gemiddeld hoog water.

Bij het bepalen van de schematiseringsfactor is ook een scenario beschouwd waarbij de deklaag wel snel reageert op variatie in de buitenwaterstand. Hierbij is een lineair verloop over de deklaag geschematiseerd. Uit de scenarioanalyse blijkt overigens dat de invloed van de schematisering voor de dijk in deelgebied C zeer beperkt is.

2.7 Verkeersbelasting

Er wordt gerekend met een verkeersbelasting op de dijk van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van minimaal 2,5m (conform 'Handreiking Constructief Ontwerpen'). Op de locaties waar een weg op de dijk aanwezig is, is gerekend met een verkeersbelasting van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over de volledige breedte van de weg.

Uitgegaan is van een spreiding van 30° in de ondergrond. De wateroverspanning ten gevolge van de verkeersbelasting bedraagt in klei en veen 100%.

2.8 Autonome bodemdaling

Er wordt rekening gehouden met een autonome bodemdaling van 1,1 cm/jaar. Dit betekent dat het achterland na 50 jaar 55 cm zakt als gevolg van de autonome bodemdaling. Met de opdrachtgever is besproken de autonome bodemdaling alleen mee te nemen voor de kruinhoogte, maar niet voor het voor- en achterland.

Achterliggende gedachte is dat de kruip ter plaatse van het voor- en achterland minder zal zijn dan ter plaatse van de kruin. Daarnaast is het de verwachting dat het maaiveld in het achterland gedurende de levensduur redelijk op hetzelfde niveau zal worden gehouden omdat dit stedelijk gebied betreft. Bovendien zal het bodemniveau in het voorland eerder toenemen als gevolg van slibvorming.

2.9 Partiële veiligheidsfactoren

2.9.1 Materiaalfactoren

In de onderstaande tabel zijn de toegepaste materiaalfactoren weergegeven.

Tabel 2-10: Materiaalfactoren

Grondsoort	Zand	Klei	Veen
$\gamma_{m;\varphi}$	1,20	1,20	1,25
$\gamma_{m;c}$	-	1,25	1,50

2.9.2 Schematiseringsfactor

De schematiseringsfactor is door middel van een scenarioanalyse in deelgebied C verlaagd naar 1,18 waarbij het esthetisch ontwerp als uitgangspunt geldt. Deze analyse is opgenomen in paragraaf 4.4. Met het oog op de lokale ondergrond en de geometrie van de kering is in deelgebied A uitgegaan van een schematiseringsfactor van 1,2. Dit is in lijn met het resultaat van de scenarioanalyse voor deelgebied C.

2.9.3 Modelfactor

Vanwege de relatief lage stijghoogte in het Pleistocene zand in combinatie met de dikte van de deklaag speelt opdrijven van de deklaag geen rol. De stabiliteitsanalyses worden daarom uitgevoerd volgens methode Bishop. De modelfactor bedraagt 1,0.

2.9.4 Schadefactor

Voor binnenwaartse macrostabiliteit tijdens maatgevend hoog water wordt een schadefactor van 1,13 gehanteerd. Voor buitenwaartse macrostabiliteit wordt een schadefactor van 1,07 toegekend aangezien de situatie na hoog water (bij val) maatgevend is.

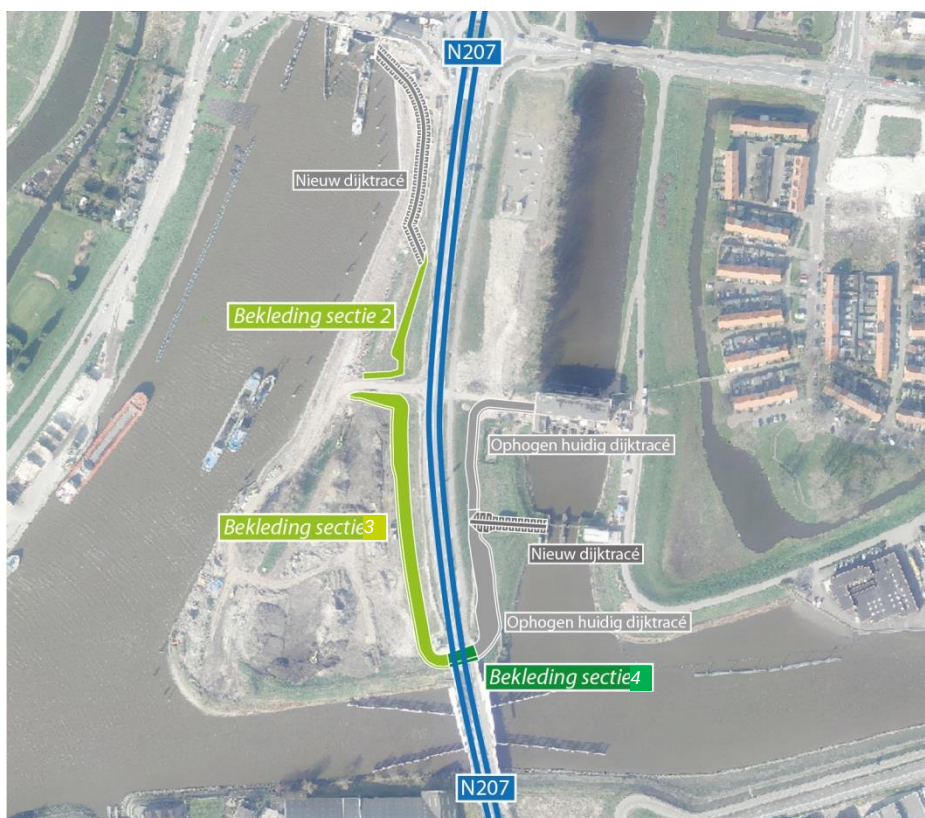
2.9.5 Resumé veiligheidsfactor

Factor	STBI	STBU
Modelfactor (γ_d)	1,00	1,00
Schadefactor (γ_n)	1,13	1,07
Schematiseringsfactor (γ_b)	1,20	1,20
Minimale veiligheidsfactor (F_{min}) ^{II}	1,36	1,28

3 Deelgebied A – groene dijk

3.1 Bekleding (STBK)

Binnen deelgebied A van de dijkversterking (het sluseiland) ligt een deel van de in 2012 opgeleverde Zuidwestelijke Randweg Gouda, de N207. Het grondlichaam van de N207, opgebouwd uit zand, zal als onderdeel van de waterkering gaan fungeren in de beoogde versterking. Voor de N207 is hoog voorland aanwezig dat alleen bij zeer hoge waterstanden onder water kan komen te staan. In het geval van hoogwater kan er golfslag optreden op dit weglichaam met mogelijke erosie tot gevolg. Onderzocht is of de huidige bekleding voldoende is en of de eventuele schade aan het weglichaam eenvoudig te herstellen is en geen gevaar is voor het functioneren van de weg. Deze analyse is uitgevoerd voor drie secties, zoals aangegeven in Figuur 2.



Figuur 2: Geplande versterkingsmaatregelen langs de N207 in Gouda op het sluseiland (deelgebied A)

Randvoorwaarden

Er wordt voor deelgebied A in beginsel de ontwerpwaterstand aangehouden zoals vermeld in de variantenstudie [6] en de golfkarakteristieken zoals in de eerdere studie van Grontmij [15]. De aanpak zoals gevolgd in deze eerdere studie lijkt het beste aan te sluiten bij het advies van Deltares. Dit zijn de getallen voor een 1/15.000 jaar overschrijdingskans en een planperiode van 100 jaar.

Ontwerpwaterstand	Golfhoogte H_s	Golfperiode t_p
NAP + 3,53 m	0,6 m	2,8 s

Tabel 3.1: hydraulische randvoorwaarden voor deelgebied A

De hierboven gepresenteerde golfrandvoorwaarden houden geen rekening met de volgende effecten:

- Aanwezigheid van hoog voorland
- Langs het tracé variërende golfhoogte door beschutte ligging
- Onwaarschijnlijke combinatie dat de hoge waterstand (NW-wind) en hoge golven (ZW-wind) tegelijkertijd optreden.

In het vervolg zijn de eerste twee effecten meegenomen in de bepaling van de golfrandvoorwaarden.

Afgeleide golfrandvoorwaarden per sectie

Randvoorwaarden sectie 3

Sectie 3 ligt enigszins beschut achter een voorland met breedte variërend tussen 100 en 200 m.

Gegevens van AHN tonen aan dat dit voorland op een hoogte van ongeveer NAP +2,5m ligt, zie Figuur 3.



Figuur 3: Hoogtemodel sluiseland Gouda [AHN]

Tijdens de ontwerpwaterstand van NAP+3,53 m staat dit voorland voor ongeveer 1 meter onder water. Bovendien ligt er nog een voorlandkering voor die zal fungeren als golfbreker. De golven die op het talud van het weglichaam komen zullen door diepte beperking en de aanwezigheid van de voorlandkering lager zijn. Een veilige aanname voor de golfhoogte van sectie 3 is $H_s = 0,4$ m (iets lager dan de halve waterdiepte). Aangenomen dat de golfsteilheid voor windgolven ongeveer 5% is zal de bijbehorende golfperiode ongeveer $T_p = 2$ s zijn.

Randvoorwaarden sectie 2

De bekleding op secties 2 ligt een stuk meer beschut voor windgolven dan sectie 3. Echter is er minder voorland aanwezig. Vanwege de beschutte ligging wordt toch aangenomen dat de golfhoogte lager is dan vermeld in de vorige paragraaf. Ook voor sectie 2 wordt een golfhoogte $H_s = 0,4$ m aangenomen met een piekperiode van $T_p = 2$ s.

Randvoorwaarden sectie 4

Ter plaatse van sectie 4 (onder de brug) is geen voorland aanwezig. Ook ligt deze locatie niet beschut. Daarom worden hier geen lagere golfcondities aangenomen. De golfhoogte blijft $H_s = 0,6$ m met periode $T_p = 2,8$ s.

Overzicht randvoorwaarden

Naar aanleiding van bovenstaande analyse worden de volgende hydraulische randvoorwaarden aangenomen voor de bekleding langs het grondlichaam van de N207 op het sluseiland.

Sectie	Ontwerpwaterstand	Golfhoogte H_s	Golfperiode T_p
2	NAP+3,53 m	0,4 m	2 s
3	NAP+3,53 m	0,4 m	2 s
4	NAP+3,53 m	0,6 m	2,8 s

Tabel 3.2: Afgeleide hydraulische randvoorwaarden voor bekleding secties binnen deelgebied A

Ontwerp bekledingen

Sectie 2 en 3

In het Technisch Rapport Erosiebestendigheid van Grasland als Dijkbekleding staan ontwerprichtlijnen vermeld voor de maximale golfhoogte op grasbekledingen. Hierin staat dat voor een golfhoogte $< 0,4$ m bij een grasworteling op zandige ondergrond er gaten tot 0,3 m in de bekleding zouden kunnen ontstaan gedurende een storm. Voor een golfhoogte tussen 0,4 m en 1,0 m worden er gaten tot meer dan enkele decimeters verwacht.

Hieruit kan worden geconcludeerd dat de huidige grasbekleding bij de genoemde golfrandvoorwaarden een maximale te verwachten schade van gaten tot 0,3 m mogelijk is. Dit is een schade die relatief eenvoudig is te herstellen. Bovendien treedt dit laagfrequent op, namelijk met een terugkeertijd van 1:10.000 jaar tijdens de planperiode van 100 jaar. Dergelijke schade zal niet tot instabiliteit van het aardlichaam van de N207 leiden. Daarom wordt dit acceptabel geacht. Deze analyse wordt nog niet volledig gedekt door de huidige normering en kan bij een toetsing conform het huidige VTV alleen via geavanceerde toetsing worden goedgekeurd. De redenering past echter wel binnen de gedachten achter de nieuwe normering. Voor bekledingen zijn er in het OI echter nog onvoldoende handvatten om dit aantoonbaar te maken.

Voorgesteld wordt om bovenstaande redenering voor te leggen bij het KPR.

Sectie 4

Voor sectie 4 is een grasbekleding niet toepasbaar. Deze bekleding sectie bevindt zich namelijk onder de brug, waar te weinig zonlicht is om een grasbekleding te kunnen laten groeien. Hier dient een alternatief voor te worden uitgewerkt. Daarbij kan nagegaan worden of de verantwoordelijkheid van deze aanpassing bij de aannemer van de N207 ligt.

Beheer bekledingen

De huidige bekleding van de N207 wordt niet onderhouden en beheerd als een waterbouwkundige bekleding. Hierdoor is de staat van de huidige grasmat nog onvoldoende. Als de N207 de status van waterkering krijgt, zal het beheer van het talud daar op moeten worden aangepast.

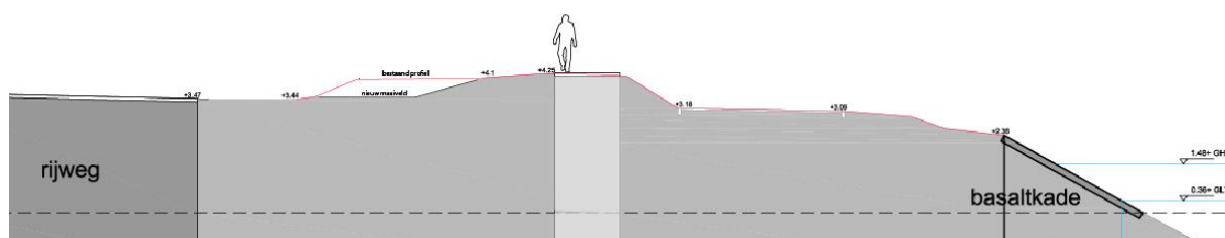
3.2 Piping (STPH)

In deelgebied A bestaat de dijk uit zand op een slechtdoorlatende deklaag. De stijghoogte in het Pleistocene zand is te laag (< MV in het achterland) om opbarsten van de deklaag te veroorzaken. Piping via het Pleistoceen is dus niet mogelijk. Het huidige grondlichaam voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STPH. Er is geen aanpassing ten aanzien van piping nodig.

3.3 Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)

3.3.1 Dijk nabij Julianasluis – profiel 09

Om esthetische redenen wordt de huidige waterkering nabij de Julianasluis versmald. Het binnentalud van deze kering heeft een beperkte hoogte van ca. 0,6 m. Een dergelijk laag 1:3 talud is voldoende stabiel. Maatgevende glijvlakken liggen door de beperkte hoogte zeer oppervlakkig.



Figuur 4: Deelgebied A – versmalling dijkprofiel ter hoogte van dwarsprofiel 9.

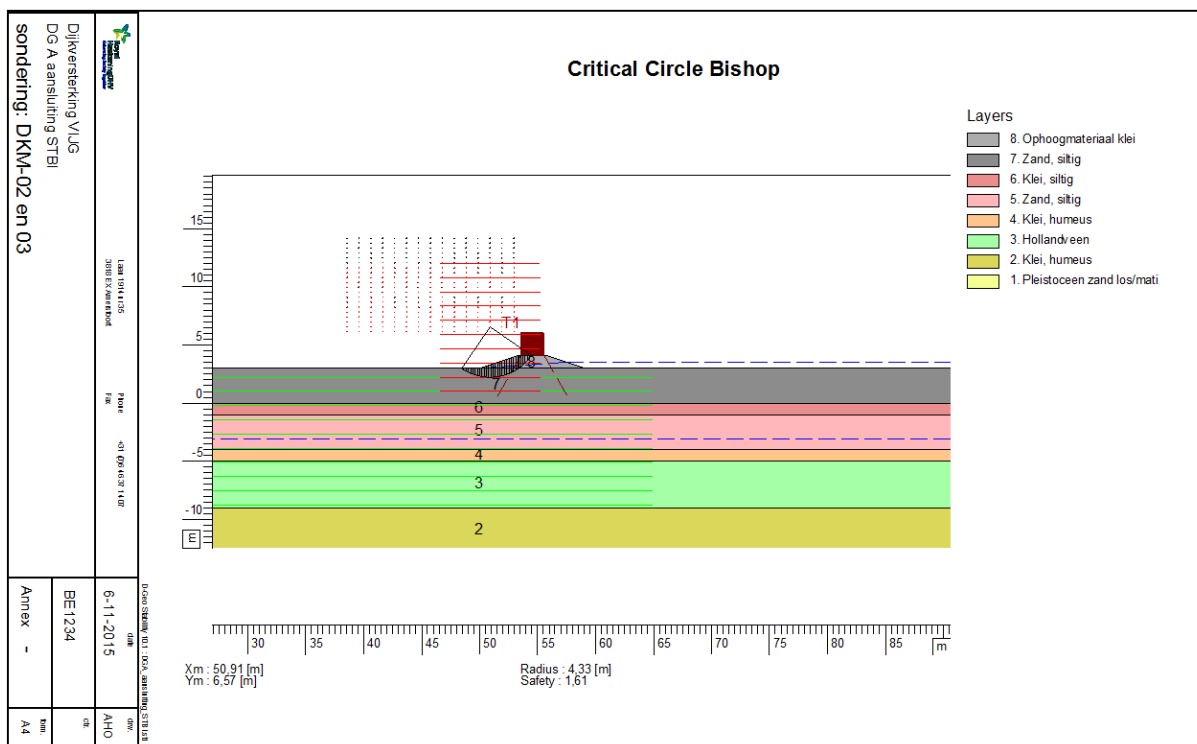
3.3.2 Aansluiting huidige kering op weglichaam N207

In de huidige situatie sluit de dijk niet aan op het weglichaam. In de toekomstige situatie wordt het weglichaam als waterkering gebruikt. Tussen de huidige kering en de N207 wordt een nieuw stukje waterkering aangelegd ten behoeve van deze aansluiting.

Het huidige maaiveld ter plaatse van de geplande aansluiting ligt op ca. NAP +3 m. Het nieuwe stukje kering komt op NAP +4,1 m te liggen.

Figuur 5 geeft de het maatgevende glijvlak aan de binnenzijde weer. De berekende stabiliteitsfactor bedraagt 1,61. Hiermee wordt ruim voldaan aan de eis van 1,36 ($\gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,13 \times 1,2$).

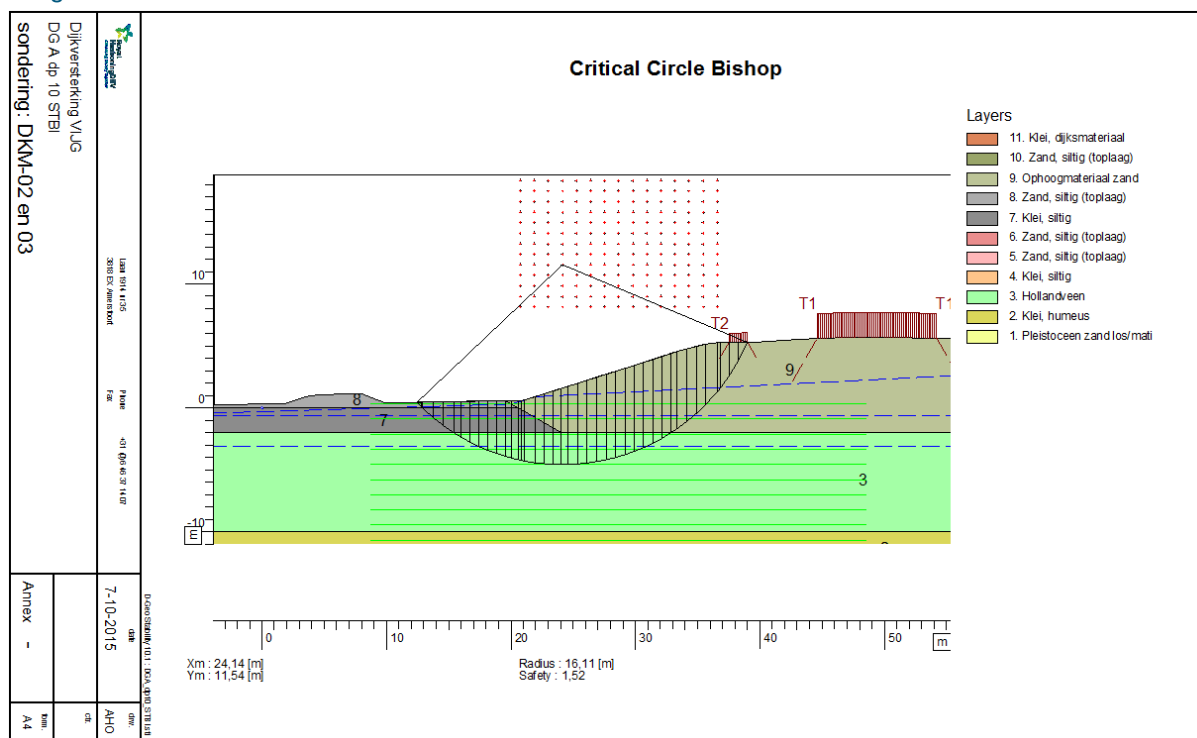
Met het oog op de beperkte hoogte van het nieuwe talud, vormt instabiliteit tijdens de uitvoering geen significant risico.



Figuur 5: Deelgebied A – STBI nabij aansluiting dijk op weglichaam ($SF=1,61>1,36$)

3.3.3 Weglichaam N207 – profiel 10

Het onderstaande figuur geeft het maatgevende binnenwaartse glijvlak weer tijdens het optreden van hoog water.



Figuur 6: Deelgebied A - Maatgevend glijvlak STBI (dwarsprofiel 10)

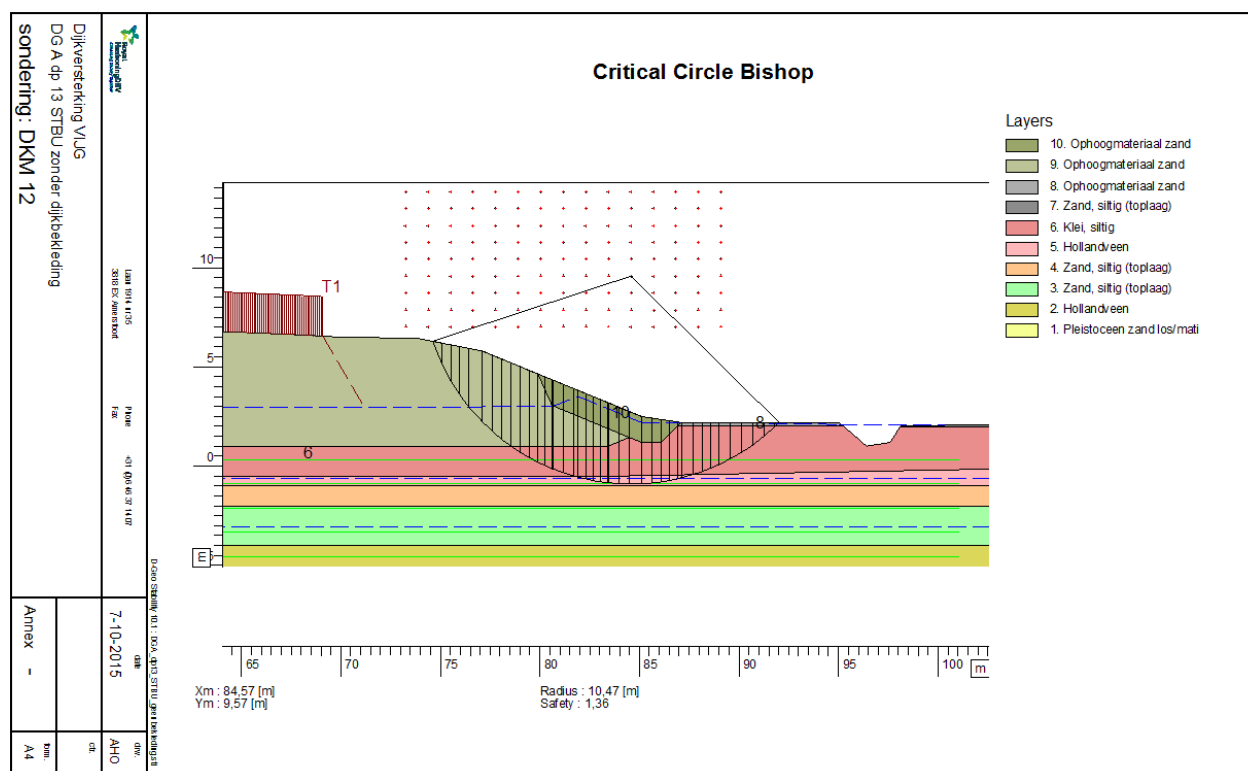
De berekende stabiliteitsfactor bedraagt 1,52. Hiermee wordt ruim voldaan aan de eis van 1,36 ($\gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,13 \times 1,2$). Het huidige grondlichaam voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STBI. Er is geen aanpassing ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit nodig.

3.3.4 Dijk tussen N207 en Poldergemaal – profiel 12

Het binnentalud heeft een beperkte hoogte van ca. 1,2 m. Met het oog op de resultaten met betrekking tot de kering aan de westzijde van deelgebied A (par. 3.3.2), voldoet de binnenwaartse stabiliteit van de kering tussen de N207 en het Poldergemaal.

3.4 Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)

De onderstaande figuur geeft het maatgevende buitenwaartse glijvlak weer na val van hoog water.



Figuur 7: Deelgebied A - Maatgevend glijvlak STBU zonder kleibekleding

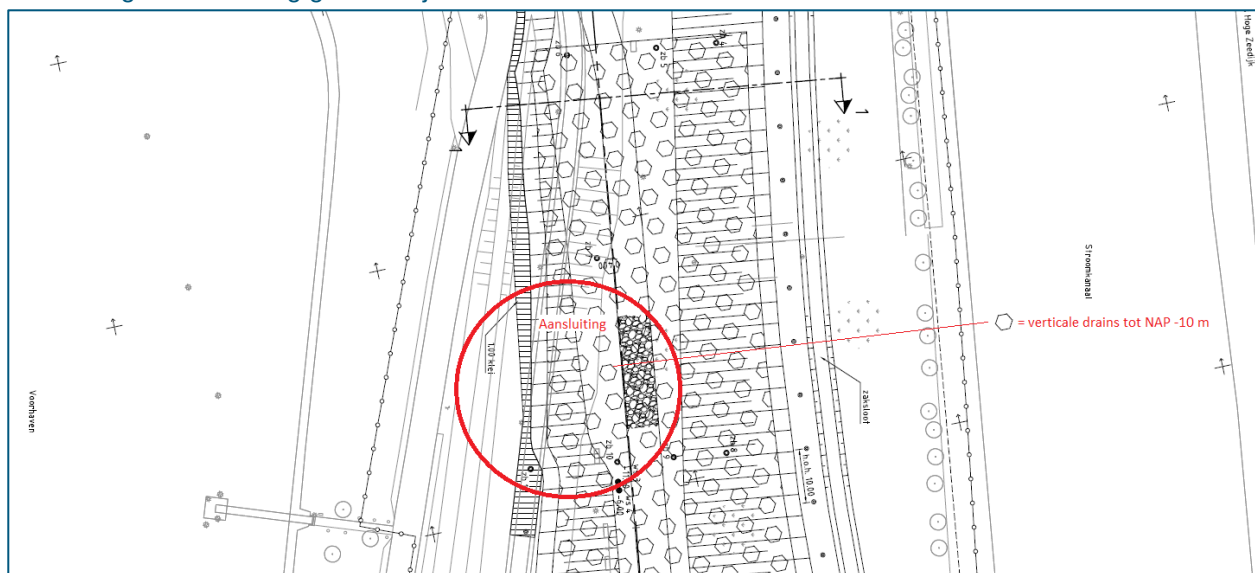
De berekende stabiliteitsfactor bedraagt 1,36. Hiermee wordt voldaan aan de eis van 1,28 ($\gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,07 \times 1,2$). Het huidige grondlichaam voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STBU.

3.5 Microstabiliteit (STMI)

Vanwege de grote breedte van de kering heeft een eventueel schadeprofiel bij uitspoelen van dijk materiaal nog ruim voldoende restbreedte om het water te kunnen keren. Microstabiliteit vormt geen bedreiging voor de waterveiligheid van deze kering. Het huidige grondlichaam voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STMI.

3.6 Zetting - Aansluiting huidige kering op weglichaam N207

Naast autonome bodemdaling zal enige zetting optreden ter plaatse van de ophoging die de aansluiting vormt tussen de bestaande waterkering en het weglichaam van de N207. De verwachte zetting heeft een grote onzekerheid vanwege de historie van het gebied. De N207 is aangelegd in 2011-2012. Hierbij is verticale drainage aangebracht tot NAP -10 m ter plaatse van de weg. Door spreiding in de ondergrond is de deklaag naast de weg gedeeltelijk voor belast.



Figuur 8: Deelgebied A – Locatie aansluiting irt verticale drainage ten behoeve van de aanleg van de N207

Op de locatie waar nu de aansluiting tussen de waterkering en de weg is gepland, was in het verleden een toegangsweg aanwezig naar het sportcomplex van S.V. Donk.



Figuur 9: Deelgebied A – Historisch gebruik rond aansluiting

Ondanks de grote onzekerheid ten aanzien van het gedrag van de ondergrond is met behulp van D-Settlement een indicatieve zettingsanalyse gemaakt. Het betreft een conservatieve benadering op basis van sonderingen die gemaakt zijn voor de aanleg van de N207.

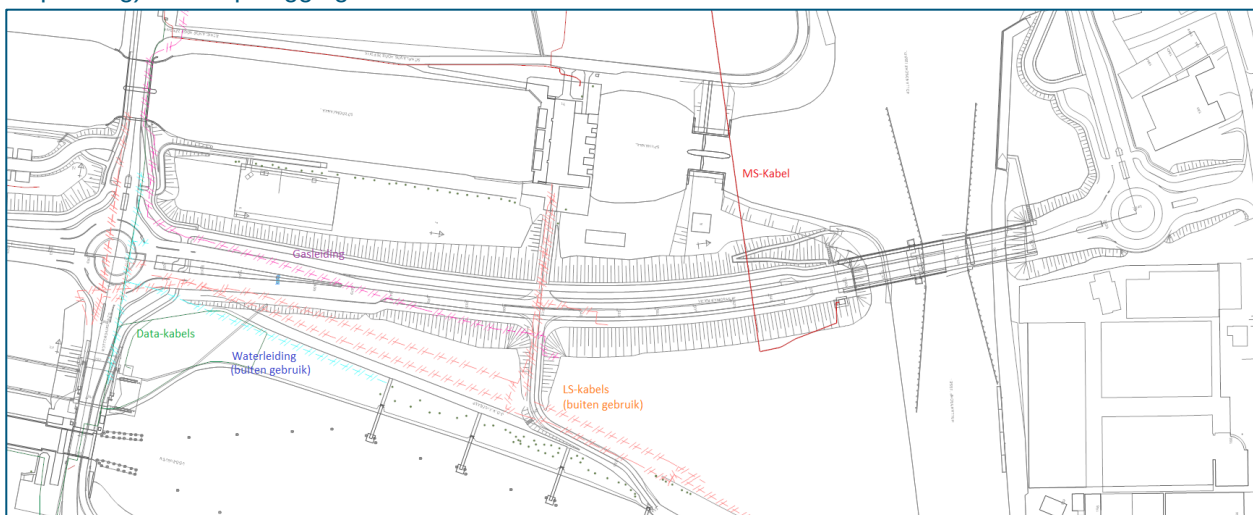
De berekende eindzetting bedraagt 20 à 25 cm. Met het oog op de onzekerheid ten aanzien van de zettingen wordt aanbevolen enige overhoogte aan te brengen en de zettingen tijdens de uitvoering (en

consolidatie periode) te monitoren. Op basis van de monitoring kan besloten worden of aanvullende maatregelen benodigd zijn.

3.7 Kabels en leidingen

Het bureau GoConnectIt [18] heeft een knelpuntenanalyse uitgevoerd met betrekking tot kabels en leidingen. Onderstaande tekst is een uitbreiding op de knelpuntenanalyse.

In het onderstaande figuur zijn de kabels en leidingen in deelgebied A weergegeven (bron: vijg K&L output.dwg). De diepteligging van de kabels is onbekend.



Figuur 10: Deelgebied A – Ligging kabels en leidingen

3.7.1 Gasleiding

Ter plaatse van de gasleiding is geen aanpassing aan het grondlichaam voorzien. De voorgestelde maatregelen hebben geen invloed op deze gasleiding.

3.7.2 MS-Kabel

Ter plaatse van de MS-kabel van beheerder Stedin is in deelgebied A geen aanpassing aan het grondlichaam voorzien. De voorgestelde maatregelen hebben geen invloed op deze gasleiding.

3.7.3 Waterleiding

De waterleiding is buiten gebruik. Het is onzeker of de waterleiding al verwijderd is. De waterkering kruist het traject van de waterleiding. Restanten van deze leiding vormen mogelijk een bedreiging voor het waterkerend vermogen van de dijk. Gecontroleerd dient te worden of restanten van deze leiding nog aanwezig zijn in de ondergrond. Als dit het geval is dienen deze restanten alsnog verwijderd te worden.

3.7.4 LS-kabels

De LS-kabels van beheerder Stedin zijn buiten gebruik. De geplande ophoging van ca. 20 cm op de kabel leidt mogelijk tot een zetting van enkele centimeters ter plaatse van de kabels.

3.7.5 Datakabels

De datakabels van beheerder KPN liggen ter plaatse van de geplande ophoging van ca. 20 cm. De ophoging leidt mogelijk tot een zetting van enkele centimeters ter plaatse van de kabels.

4 Deelgebied C – groene dijk

4.1 Ontwerp

De dijkversterking bestaat uit een kruinverbreding, taludverflauwing en het dempen van het deel van het wiel achter de dijk wat binnen de invloedszone van het binnenwaartse glijvlak is. Het deels dempen van het wiel levert het grootste aandeel aan de toename van de binnenwaartse macrostabiliteit. Het verbreden van de kruin levert een beperkt aandeel voor de waterveiligheid. Naast techniek hebben esthetische overwegingen geleid tot dit ontwerp.

Vanaf maaiveld tot NAP +1 m bestaat de dijkversterking uit zand met een kleibekleding. In deze zandaanvulling wordt een drain aangebracht om de hoogte van de freatische lijn te beperken. Deze drain levert extra robuustheid aan het ontwerp. Boven NAP +1 m bestaat de aanvulling uit klei om het gewicht van het extra aandrijvend moment ten gevolge van de kruinverbreding te beperken.

4.2 Bekleding (STBK)

De bekleding op dit traject is goed gekeurd bij de toetsing. Aan de buitenzijde veranderd er niets en kan de bekleding behouden blijven. Aan de binnenzijde wordt het talud aangepakt. Er is een nieuwe bekleding ontworpen voor het binnentalud. Dit is een gras/kleibekleding van 1,0 meter dik. De exacte maten staan weergegeven in bijlage D.

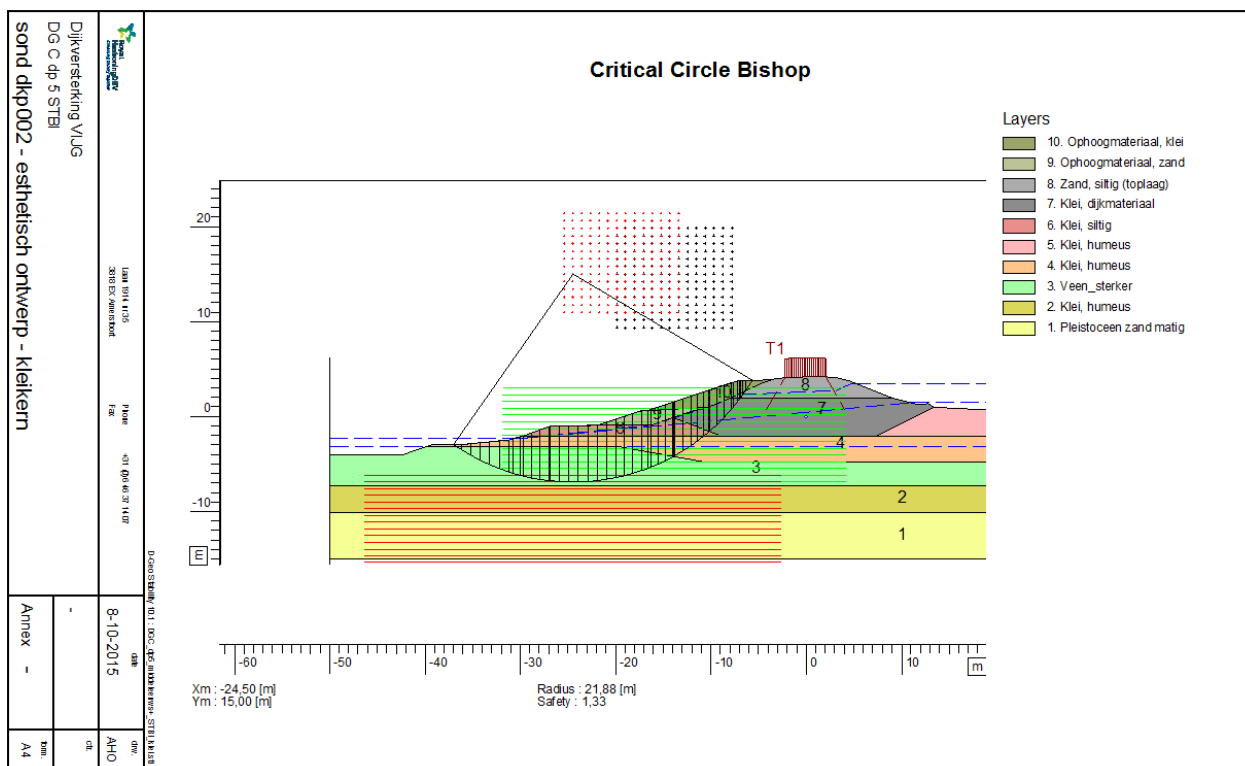
4.3 Piping (STPH)

In deelgebied C bestaat het grootste deel van de dijk uit klei. Richting de sluis bestaat de kern van de dijk echter uit zand. De dijk ligt op een dikke slecht doorlatende deklaag. De stijghoogte in het Pleistocene zand is te laag (< waterpeil in het wiel) om opbarsten van de deklaag te veroorzaken. Piping via het Pleistoceen is dus niet mogelijk. Het esthetische ontwerp voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STPH.

4.4 Binnenwaartse macrostabiliteit (STBI)

4.4.1 Dwarsprofiel 5 - langs Hollandse IJssel

Het onderstaande figuur geeft het maatgevende binnenwaartse glijvlak weer van het esthetisch ontwerp tijdens het optreden van hoog water. Deze berekening betreft het basisscenario met kleikern en uitgangspunten conform hoofdstuk 2.



Figuur 11: Deelgebied C - Maatgevend glijvlak STBI basisscenario met kleikern (dwarsprofiel 05)

De berekende stabiliteitsfactor bedraagt 1,33. De modelfactor is gelijk aan 1,0 en de schadefactor bedraagt 1,13. Dit betekent dat de kering voldoet indien aangetoond wordt dat een schematiseringsfactor van 1,18 verantwoord is.

Dit is aangetoond door middel van de volgende scenario's:

- 1 Kleikern; dit is het basisscenario met uitgangspunten conform hoofdstuk 2.
- 2 Zandkern; uit het grondonderzoek is gebleken dat de kern van de waterkering richting de sluis uit zand bestaat. Uitgangspunten conform hoofdstuk 2.
- 3 Cohesie gehalveerd in zowel het dijkmateriaal als de deklaag.
- 4 Falende horizontale drain in de aanvulling.
- 5 Freatische lijn onder de kruin 0,5 m hoger.
- 6 Gelijkmatische respons van de deklaag (zie paragraaf 2.6.3).
- 7 Veenlaag onder de dijk 0,5 m dikker

De stabiliteitsfactor voor het faalmechanisme STBI is bepaald met D-Geo Stability. In de onderstaande tabel zijn de berekende stabiliteitsfactoren weergegeven. Daarnaast is de ingeschatte kans van voorkomen P(SI) weergegeven.

Tabel 4-1: Scenarioanalyse ten behoeve van het bepalen van de schematiseringsfactor

Scenario	P(SI)	Fd(D;Si)	β	Psf (D;Si)	Psf (D;Si) x P(SI)
2	0,30	1,45	7,46	4,28E-14	1,28E-14
3	0,20	1,21	5,17	9,81E-9	1,96E-9
4	0,20	1,31	6,39	8,59E-11	1,72E-11

Scenario	P(SI)	Fd(D;Si)	β	Psf (D;Si)	Psf (D;Si) x P(SI)
5	0,05	1,32	6,46	5,18E-11	2,59E-12
6	0,05	1,33	6,54	3,11E-11	1,55E-12
7	0,05	1,33	6,54	3,11E-11	1,55E-12

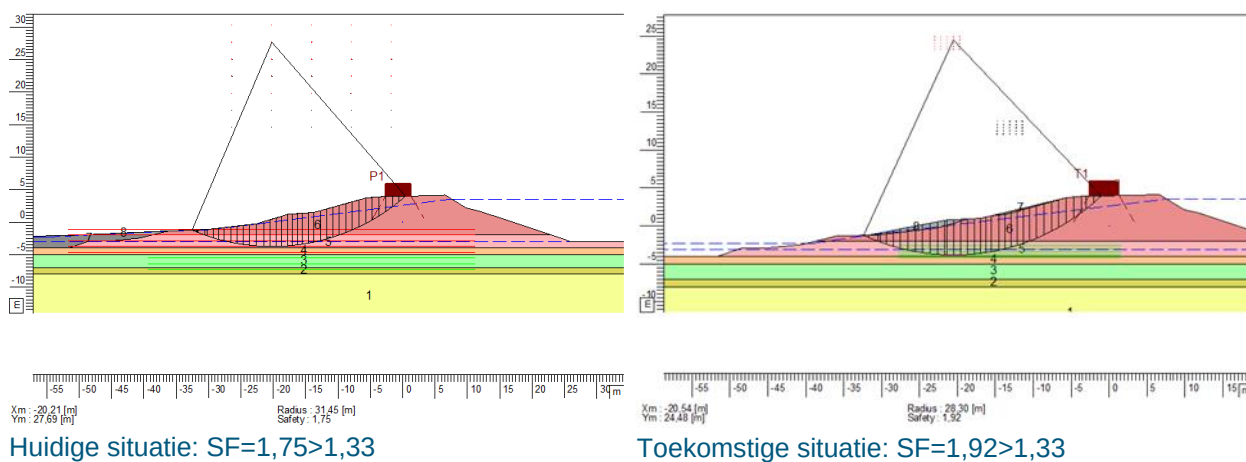
De totale bijdrage van de scenario's in de faalkans is $2E-9$. Dit is 1% van de toelaatbare kans op basis van de schadefactor. Een verlaging van de schematiseringsfactor is hiermee voldoende veilig.

Alleen scenario 3 met verlaagde cohesie heeft een significante invloed op de stabiliteitsfactor. Dit wordt veroorzaakt doordat het maatgevende glijvlak volledig aan de binnenzijde van de huidige binnenkruinlijn ligt.

Het esthetisch ontwerp voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STBI.

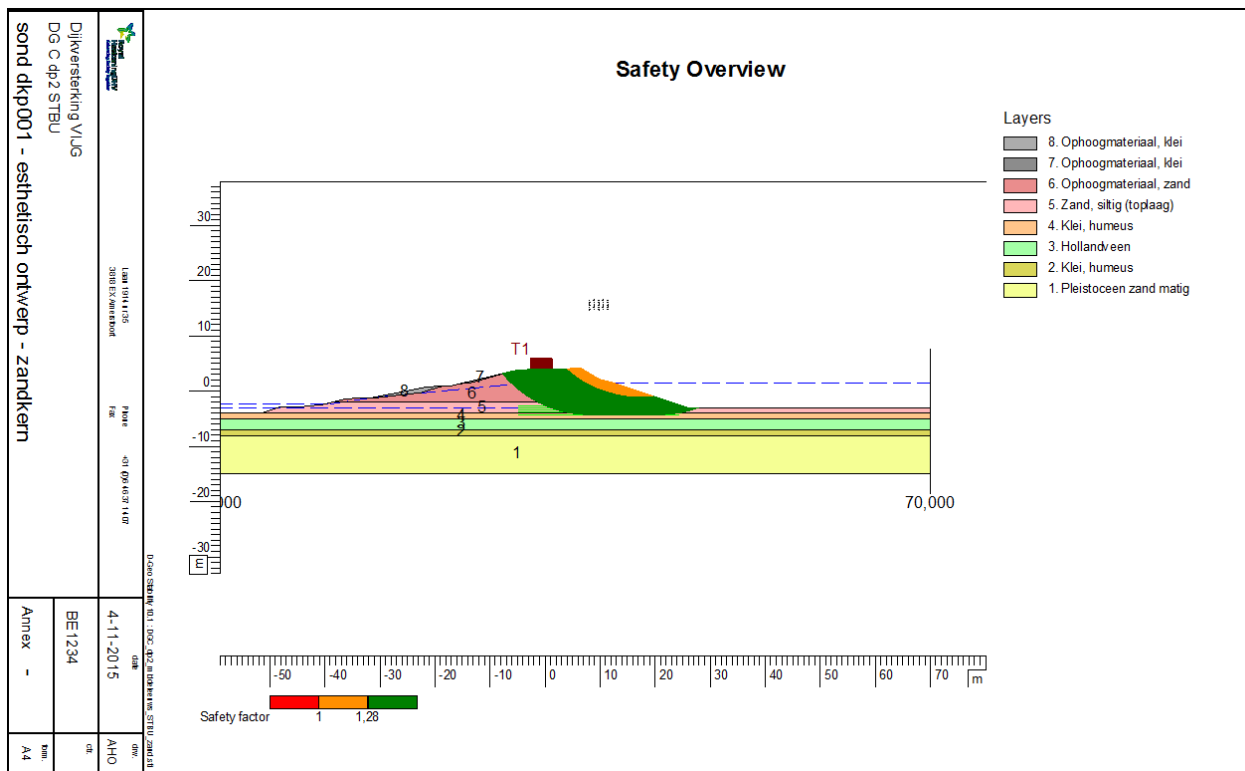
4.4.2 Dwarsprofiel 02 – langs spuikanaal

De dijk langs het spuikanaal bestaat uit zand. Ook in de ondergrond is meer zand aangetroffen. Richting deze snede wordt het wiel vergoot zodat het dichterbij de dijk komt te liggen. Daarnaast wordt het binnentalud verflauwd. De maatgevende binnenwaartse glijvlakken tijdens MHW zijn voor de huidige en toekomstige situatie in het onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 12: Deelgebied C - Maatgevend glijvlak STBI in huidige en toekomstige situatie (dwarsprofiel 02)

In beide situaties voldoet de kering in deze sectie (ruim) ten aanzien van binnenwaartse macrostabiliteit. De ontgraving ten behoeve van het uitbreiden van het wiel ligt buiten de invloedszone van het maatgevende glijvlak. De ontgraving heeft geen negatieve invloed op de stabiliteit van de waterkering. Door de geplande taludverflauwing neemt na versterken (en consolidatie) de stabiliteitsfactor toe van 1,75 naar 1,92.



Figuur 14: Deelgebied C - Maatgevend glijvlak dp2 STBU met zandkern

Het esthetisch ontwerp voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STBU. Er is geen aanvullende maatregel nodig voor buitenwaartse stabiliteit.

4.6 Microstabiliteit (STMI)

In het grootste deel van gebied C kan micro instabiliteit niet optreden omdat de dijk bestaat uit een kleikern. Daarnaast voorkomt de drain in de aanvulling aan de binnenzijde dat micro instabiliteit op kan treden ter plaatse van het deel van de waterkering met zandkern.

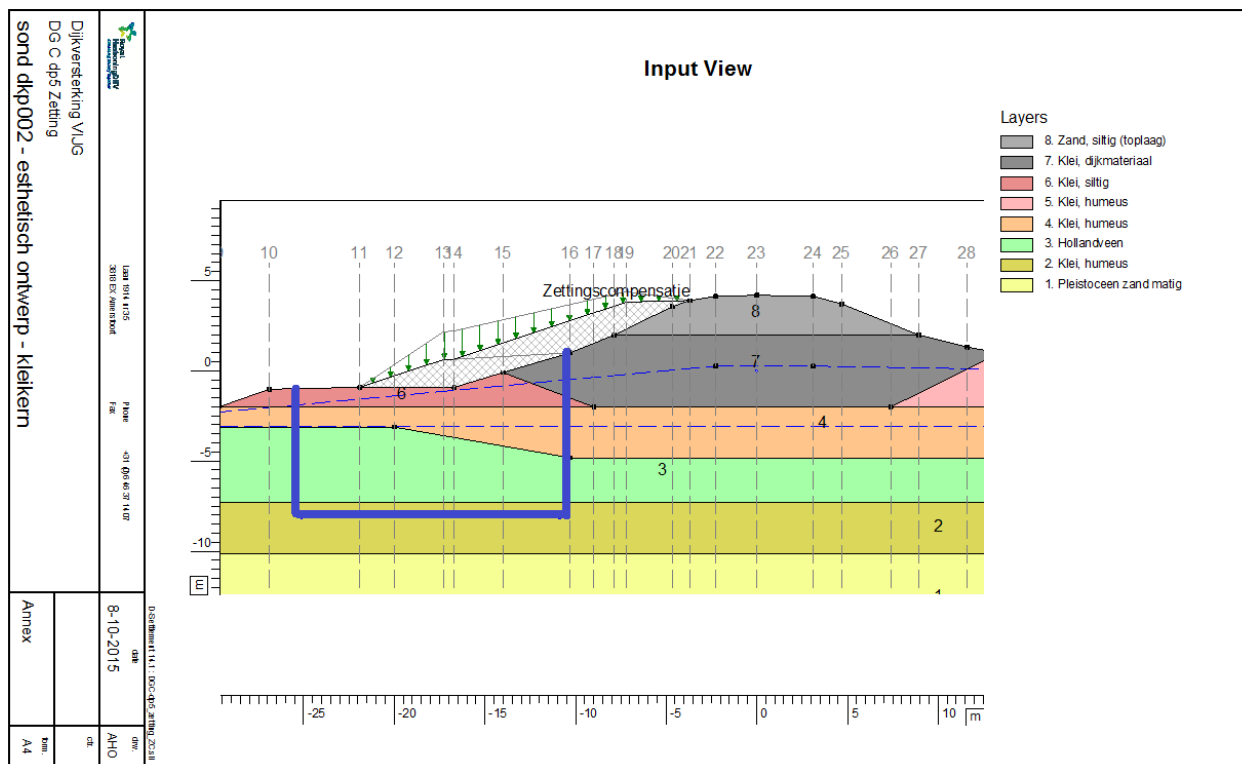
Het esthetisch ontwerp voldoet ten aanzien van het faalmechanisme STMI.

4.7 Zettingen en uitvoeringsstabiliteit in maatgevende snede (dp5)

4.7.1 Verticale drainage en aangehouden ophoogschema

Om de uitvoeringsstabiliteit te vergroten en zettingen te versnellen wordt aanbevolen verticale drains toe te passen onder de aanvulling. De drains worden in een 1 m driehoeksgrid aangebracht tot NAP -8 m; 2 m boven de onderzijde van de deklaag om kortsluiting met de stijghoogte in het Pleistoceen te voorkomen. Vanwege het ontbreken van doorlatende stoorlagen in de deklaag en de lage stijghoogte in het Pleistoceen vormt het installeren van verticale drains geen risico ten aanzien van het faalmechanisme STPH.

De drains worden aangebracht in een strook met een breedte van 15 m in het binnentalud tot voorbij de binnenteen. Het volgende figuur geeft de locatie van de drains weer in de doorsnede.



Figuur 15: Deelgebied C - dp5 Locatie verticale drainage

Uitgegaan is van een beschikbare bouwtijd van 1 jaar en drie ophoogslagen. Na de eerste ophoogslag worden de verticale drains aangebracht. Het volgende schema is gemodelleerd:

- T=7d Zandaanvulling tot NAP +1 m
- T=30d Aanbrengen verticale drains
- T=90d Aanvulling tot kruin
- T=190d Zettingscompensatie
- T=365d Oplevering

Het primaire doel van de berekeningen met beschreven ophoogschema is onderzoek naar de haalbaarheid van een bouwperiode van 1 jaar. Het definitieve ophoogschema dient bepaald te worden door de aannemer. Met meerdere kleinere ophoogslagen kan het risico ten aanzien van instabiliteit tijdens de bouwfase verder worden beperkt; dit kan echter invloed hebben op de grootte van de restzettingen.

4.7.2 Eindzetting en restzetting van het binnentalud

In de onderstaande tabel is voor de belangrijkste vertikalen in de doorsneden de eindzetting en de restzetting na T=365 weergegeven. De weergegeven zettingen zijn exclusief autonome bodemdaling. Vanwege modelonzekerheden kunnen werkelijke zettingen 30% afwijken van berekende zettingen. Aanbevolen wordt de zettingen tijdens de uitvoering te monitoren om te kunnen anticiperen op afwijkingen.

Tabel 4-2: Eindzetting en restzetting

Verticaal	Eindzetting (T=10.000d)	Restzetting (T=365d)
10	<5 cm	<1 cm
11	35 cm	5 cm
14	150 cm	20 cm

Verticaal	Eindzetting (T=10.000d)	Restzetting (T=365d)
15	140 cm	20 cm
17	85 cm	35 cm
19	55 cm	30 cm
21	10 cm	5 cm
23	<5 cm	1 cm
24	<1 cm	<1 cm

Restzettingseisen zijn niet door het waterschap gesteld. Indien gewenst zijn restzettingen te verkleinen door over een bredere strook verticale drainage toe te passen of door de kruinverbreding uit te voeren met lichter materiaal (uitgegaan is van klei met een volumegewicht van 17 kN/m³). Daarnaast kan gekozen worden voor het toepassen van tijdelijke overhoogte, dit heeft echter consequenties voor de uitvoeringsstabiliteit.

4.7.3 Zetting ter plaatse van het fietspad

De berekende restzetting ter plaatse van het fietspad op de kruinverbreding bedraagt 30 cm in 30 jaar. Dit is exclusief de autonome bodemdaling van 1,1 cm/jaar.

Door de gemeente is een restzettingseis gesteld van 1 cm/jaar. Aangezien de autonome bodemdaling al groter is, is een dergelijke restzettingseis niet haalbaar. De restzetting exclusief autonome bodemdaling is weliswaar 30 cm in 30 jaar (gemiddeld 1 cm /jaar), maar de zetting zal in de eerste jaren na oplevering groter zijn dan aan het eind van deze periode.

Indien de verticale drainage ook onder de kruinverbreding wordt toegepast, reduceert de berekende restzetting tot 10 cm in 30 jaar. Deze restzetting bestaat voor 100% uit kruip. Verdere reductie van de restzetting is alleen mogelijk door grondverbetering.

In het dijkontwerp is alleen uitgegaan van het aanbrengen van de verticale drainage die benodigd is voor de stabiliteit van de kering (zie Figuur 15).

4.7.4 Uitvoeringstabiliteit

De uitvoeringstabiliteit is berekend voor verschillende tijdstippen. Hierbij is uitgegaan van gemiddeld hoog water tijdens springtij. De onderstaande tabel geeft de resultaten weer. Ter illustratie zijn ook de berekende stabiliteitsfactoren zonder toepassing van verticale drains weergegeven. Uit deze analyse blijkt dat de voorgestelde fasering niet mogelijk is zonder verticale drains.

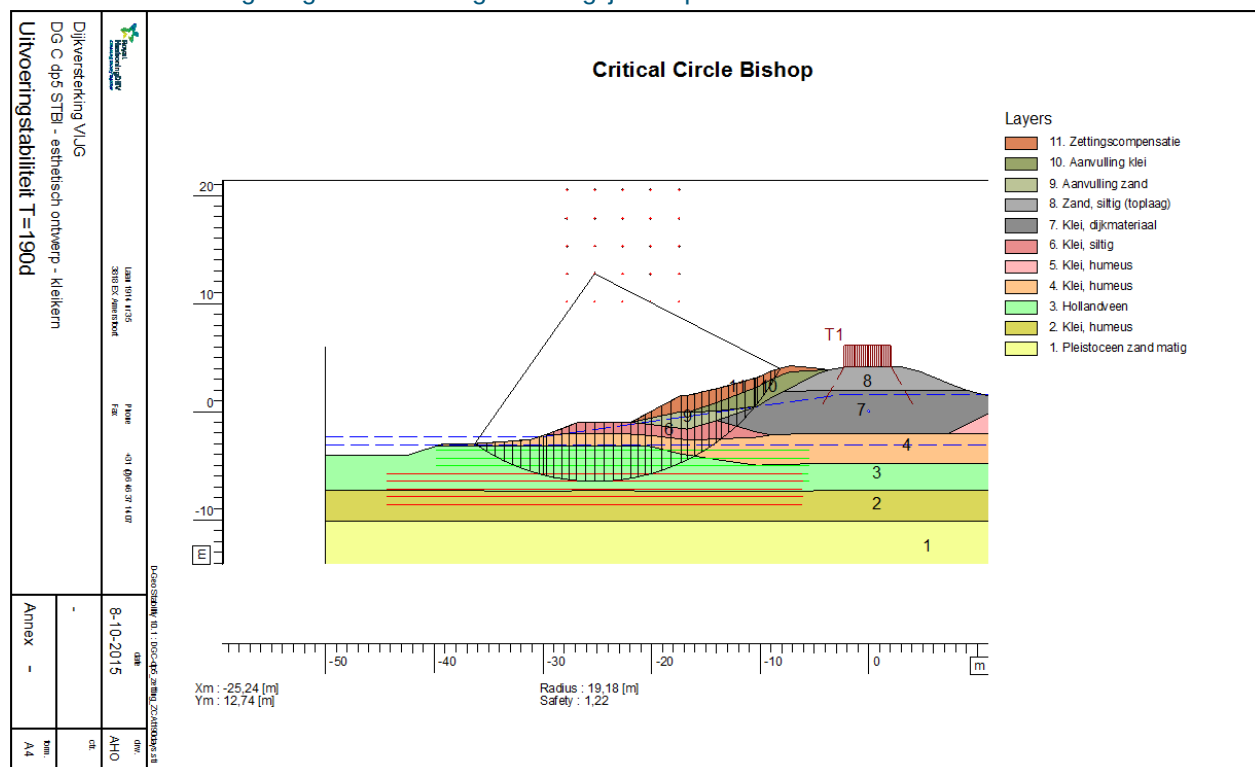
Tabel 4-3: Veiligheidsfactor uitvoeringsstabiliteit op verschillende tijdstippen

Tijdstip	SF
T=14d	1,31
T=30d	1,34
T=90d	1,30
T=190d	1,22
T=365d	1,25
T=365d met MHW	1,24

Tijdstip	SF
T=90d zonder verticale drains	0,95
T=190d* zonder verticale drains	0,85
T=365d* zonder verticale drains (bij GHW)	0,99

* = omdat voorgaande ophoogslag niet stabiel is, is dit tijdstip niet reëel.

Het onderstaande figuur geeft het maatgevende glijvlak op T=190d weer.



Figuur 16: Deelgebied C - dp5 Uitvoeringsstabiliteit T=190d

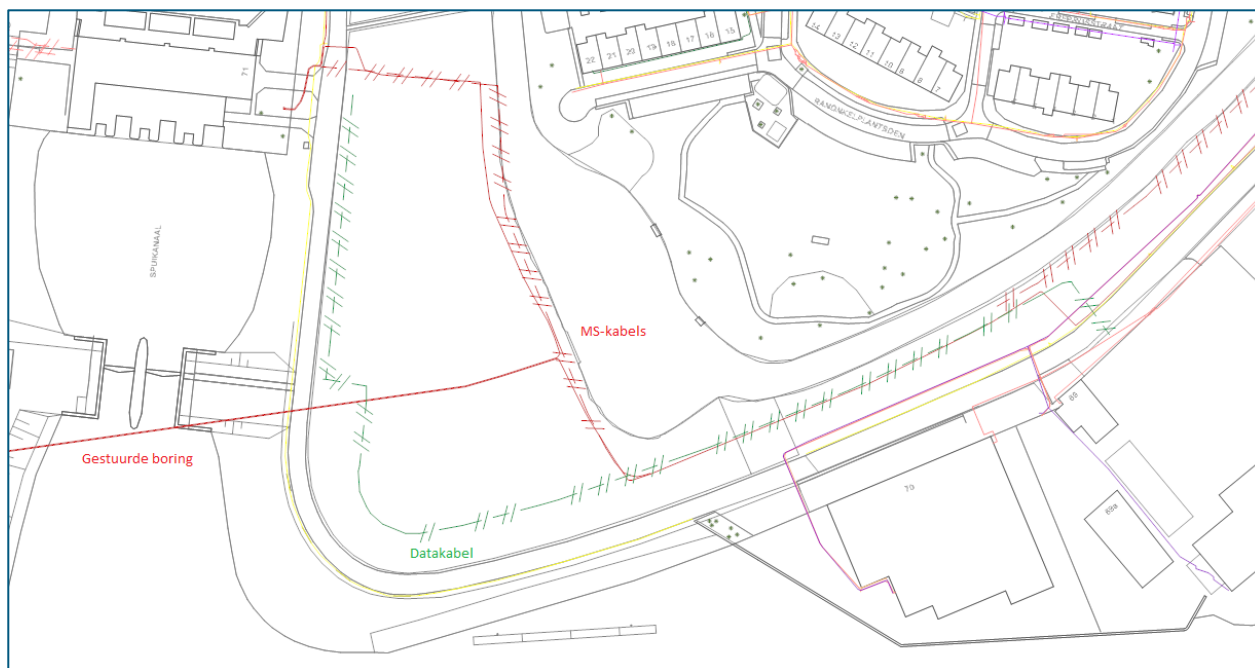
Met toepassing van verticale drainage en een gefaseerde ophoging met tussenliggende wachttijd is de uitvoeringsstabiliteit voldoende.

Zonder toepassing van verticale drainage is de uitvoeringsstabiliteit onvoldoende en een bouwtijd van 1 jaar niet haalbaar. Zonder verticale drainage bedraagt de geschatte benodigde bouwtijd/consolidatietijd ca. 3 jaar; in 3 jaar tijd is ca. 80% van de wateroverspanning ten gevolge van de ophoging gedissipeerd. Daarnaast is het uitvoeringsrisico met betrekking op de onzekerheid ten aanzien van de cohesie in het Hollandveen (zie par. 2.5) kleiner bij het toepassen van verticale drainage.

4.8 Kabels en leidingen

Het bureau GoConnectIt [18] heeft een knelpuntenanalyse uitgevoerd met betrekking tot kabels en leidingen. Onderstaande tekst is een uitbreiding op de knelpuntenanalyse.

In het onderstaande figuur zijn de kabels en leidingen in deelgebied C weergegeven (bron: vijf K&L output.dwg). De diepteligging van de kabels is onbekend



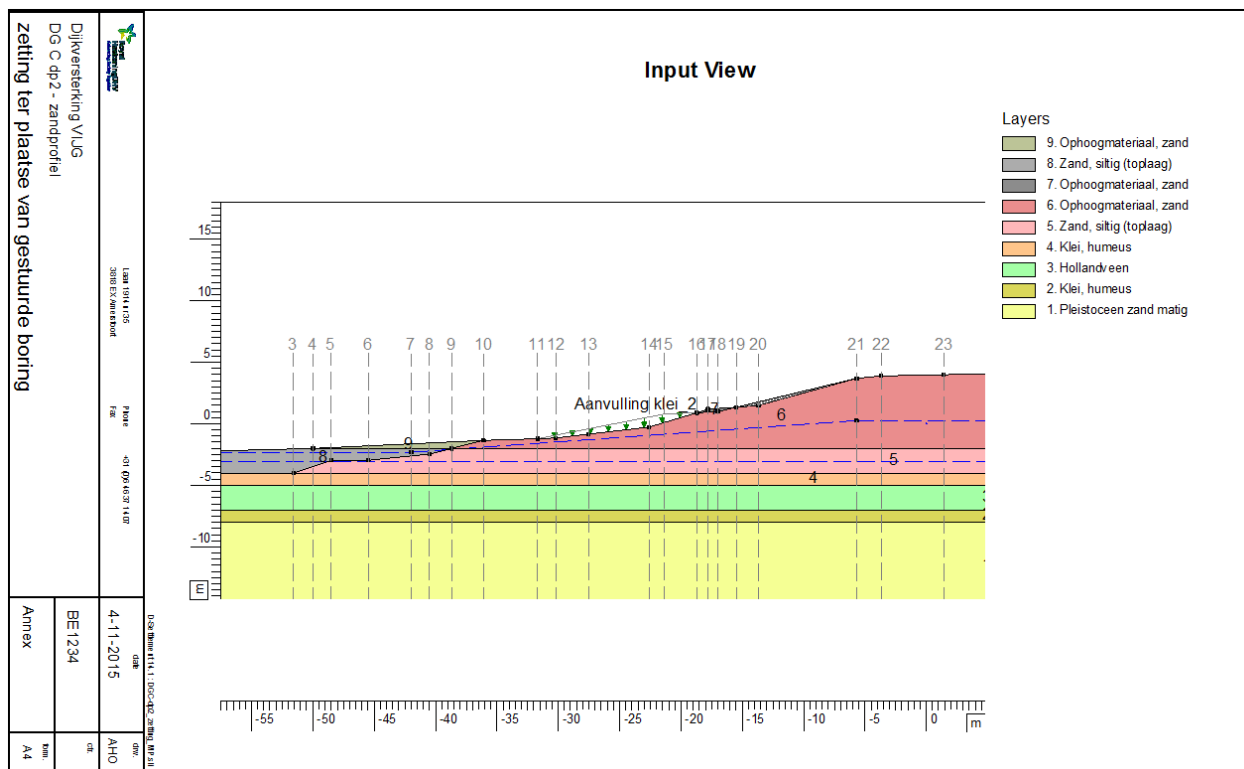
Figuur 17: Deelgebied C – Kabels en Leidingen

4.8.1 MS-kabels

De MS-kabels van beheerder Stedin liggen deels onder de toekomstige aanvulling ten behoeve van de dijkversterking en deels in de geplande uitbreiding van het wiel.

De uitbreiding van het wiel betekent dat de MS-kabels richting de dijk worden verlegd. De aansluiting met de gestuurde boring dient daarom ook verlegd te worden. Mogelijk knelpunt bij deze aansluiting vormt de ligging van de gestuurde boring die rond de toekomstige oever uittreedt.

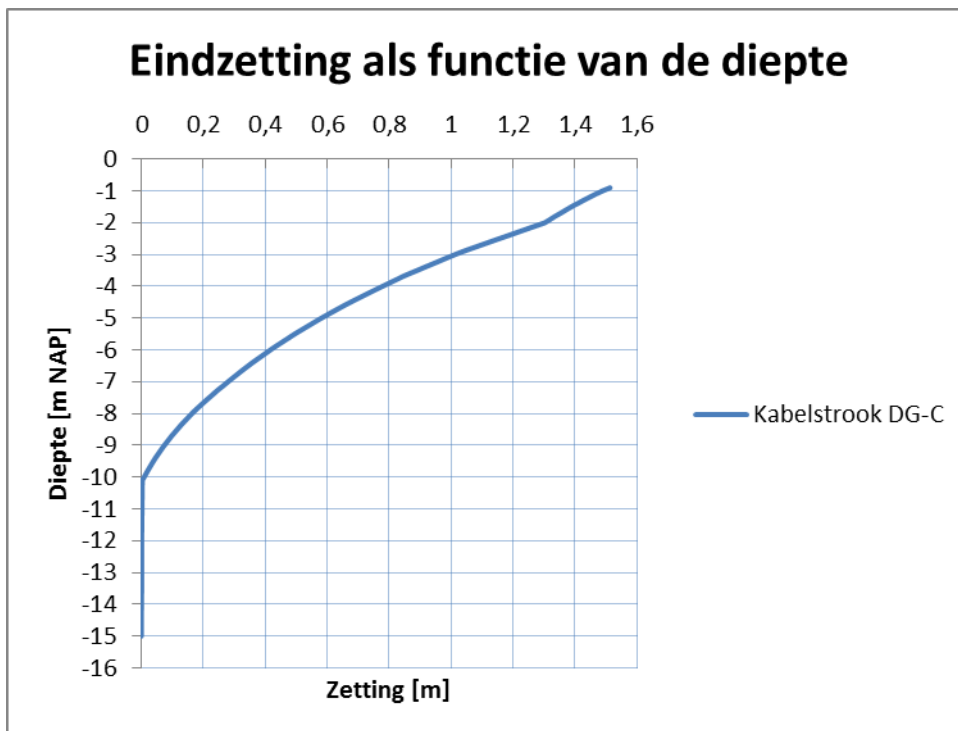
Ter plaatse van de gestuurde boring is een zettingsanalyse uitgevoerd met behulp van D-Settlement. De gemodelleerde geometrie is weergegeven in Figuur 18.



Figuur 18: Deelgebied C – Geometrie zettingsberekening dp2 ter plaatse van gestuurde boring

De geplande grondaanvulling op de gestuurde boring is beperkt aangezien het huidige profiel (dp2) ter plaatse van de gestuurde boring al robuuster is dan in de maatgevende doorsnede (dp5). De gestuurde boring lijkt voornamelijk in het gedeelte te liggen waar een zandondergrond aanwezig is. Hierom zijn de verwachte zettingen beperkt (max. ca. 5 cm op maaiveldniveau ter plaatse van verticaal 14). De gestuurde boring ligt op deze locatie bovenin de deklaag waardoor de verwachte zetting ter plaatse van de gestuurde boring ca. 5 cm bedraagt. Aanbevolen wordt echter wel, voor de uitvoering, de bodemopbouw ter plaatse van de gestuurde boring te verifiëren door middel van aanvullend sondeeronderzoek.

De MS-kabel en de datakabel komen bij elkaar ter hoogte van maatgevend profiel dp. Op deze locatie is een relatief grote aanvulling voorzien en is de ondergrond meer samendrukbaar. De verwachte maaiveldzakking 1,5 m (exc. autonome bodemdaling). Aangezien de diepteligging van de kabels onbekend is, kan niet bepaald worden hoeveel zetting optreedt ter plaatse van de kabels. In Figuur 19 is de verwachte eindzetting ten gevolge van de dijkversterking als functie van de diepte ter plaatse van de kabelstrook in de huidige binnentoeen weergegeven. Aangezien relatief grote zettingen (ook) op grotere diepte te verwachten zijn, zullen de kabels verlegd moeten worden.



Figuur 19: Deelgebied C – Zetting als functie van de diepte ter plaatse van de kabelstrook in de huidige binnenteen

4.8.2 Datakabel

De datakabels van beheerder KPN liggen deels onder de toekomstige aanvulling ten behoeve van de dijkversterking. De verwachte zettingen zijn relatief groot (zie Figuur 19 ter illustratie). Ook deze kabels zullen naar verwachting verlegd moeten worden.

5 Conclusie

In deze rapportage is voor de deeltrajecten A en C een ontwerp beschreven.

Het esthetisch ontwerp voldoet aan de stabiliteitseisen. Hiervoor is in deelgebied C verticale drainage nodig.

In deelgebied A wordt de waterkering verlegd naar de provinciale weg. Uit eerdere studies is al gebleken dat deze voldoet als waterkering met uitzondering van de bekleding. In deze rapportage is geconcludeerd dat de hydraulische belasting onder maatgevende omstandigheden beperkt is en tot beperkte schade kan leiden. Op basis hiervan en in de gedachten van de nieuwe normering, is voorgesteld om de bekleding hier niet te vervangen. Dit levert een risico op dat voor Rijnland acceptabel is. Voorgesteld wordt wel om deze case voor te leggen bij het KPR.

Een aantal kabels in deelgebied C dienen verlegd te worden. Aanbevolen wordt, voor de uitvoering, de bodemopbouw ter plaatse van de gestuurde boring te verifiëren door middel van aanvullend sondeonderzoek.