Deltares

Analyse waterveiligheid Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS)

Toetsing aspecten uit rapportage "De Lekdijk is lekgestoken"

Opdrachtgever	Waterschap Rivierenland
Contactpersoon	De heer ing. A. de Fockert
Referenties	Referenties
Trefwoorden	macrostabiliteit, piping, KIS, boorpaalwand, barettenwand, diepwand, opdrijven

Documentgegevens

Versie	1.0
Datum	01-07-2021
Projectnummer	11207207-002
Document ID	11207207-002-GEO-0004
Pagina's	185
Classificatie	
Status	definitief

Auteur(s)

Doc. Versie	Auteur	Controle	Akkoord	Publicatie
1.0	ing. H.T.J. De Bruijn	Em. prof. ir. F. van Tol	G. de Vries ba ir. J.A. van Twillert	
	Ing. H. Larsen	dr. ir. C. Zwanenburg		

Samenvatting

Van 2013-2018 heeft Waterschap Rivierenland de Lekdijk tussen Kinderdijk en Schoonhovenseveer versterkt. Op 14 april 2021 heeft het waterschap een rapport ontvangen van de heer Prof. dr. Ir. Van Baars waarin hij stelt dat de dijkversterking op sommige punten niet goed is uitgevoerd. Een belangrijk kritiekpunt uit het rapport is dat de waterkering op dit moment niet veilig zou zijn bij hoogwater. Waterschap Rivierenland heeft aan Deltares gevraagd via een spoedadvies de standzekerheid van de waterkering van de gerealiseerde dijkversterking op het traject Kinderdijk- Schoonhovenseveer snel in beeld te brengen en te beoordelen of er een acuut waterveiligheidsrisico is.
De hoofdvraag , die in dit rapport wordt beantwoord, is of er sprake is van een acuut waterveiligheidsrisico op het traject Kinderdijk- Schoonhovenseveer (KIS).

Voor de beantwoording van deze hoofdvraag zijn drie onderzoeksvragen geformuleerd:

1. Zijn bij het ontwerp de destijds geldende norm en ontwerpmethoden correct toegepast?
2. Zijn de gemeten waterspanningen en de door Van Baars verondersteld lekkages door kieren langs de langsconstructies aanleiding om de destijds uitgevoerde ontwerpberekeningen aan te scherpen?
3. Voldoet het ontwerp aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek, ook bij eventuele andere aannames betreffende de waterspanningsuitgangspunten (vanuit latere metingen) en betreffende het “snijden” van grond door de openingen tussen de palen bij dit type langsconstructies, die bij KIS zijn toegepast?

Doel van dit spoedadvies is het snel in beeld brengen van de standzekerheid van de waterkering van de gerealiseerde dijkversterking op het traject Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) en op basis daarvan te beoordelen of er een acuut waterveiligheidsrisico bestaat en hoe dit indien nodig kan worden beheerst. In een vervolgstudie wordt nog nader gekeken naar lokaal onvoorziene effecten. Het spoedadvies is gestart naar aanleiding van de kritiekpunten van Van Baars in zijn rapportage “De Lekdijk is lekgestoken” (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021).

Op basis van een ‘fact-finding’ (het vastleggen van feiten op basis van het beschikbare dossier) en aanvullende analyses komt Deltares tot de volgende antwoorden op deze drie vragen.

Vraag 1: Voldoet het ontwerp uitgaande van de destijds geldende norm en ontwerpmethoden?

Op basis van de beschouwing zijn er geen aanwijzingen gevonden van wezenlijke afwijkingen van de destijds vigerende ontwerpleidraden. Dit is gebaseerd op het volgende:

1. In de fact-finding zijn, op basis van de steekproefsgewijs gecontroleerde berekeningen uit het opleverdossier van de dijkversterking geen redenen/argumenten gevonden waarom het dijkversterkingsontwerp niet aan de destijds geldende rekenregels en norm met betrekking tot de waterveiligheid zou voldoen.
2. Dit geldt ook voor de wijze waarop opdrijven van het achterland in de ontwerpanalyses is meegenomen, waarbij opdrijven is verondersteld op te treden onder normcondities en de waterkering daarop is ontworpen.

Vraag 2: Zijn de gemeten waterspanningen en de door Van Baars verondersteld lekkages door kieren langs de langsconstructies aanleiding om de destijds uitgevoerde ontwerpberekeningen aan te scherpen?

Voor de beantwoording van de tweede vraag zijn aanvullende analyses gemaakt met als basis de ontwerpberekeningen van de dijkversterking. In deze analyses is getoetst of een

verhoogde grondwaterstand als gevolg van eventuele lekkage langs kieren rond de boorpalenwand zou kunnen leiden tot een acuut waterveiligheidsrisico. Hiervoor zijn herberekeningen gemaakt van de boorpalenwand in sectie F1-1 (tussen circa AW 167+100 en AW 167+170), daar waar ook de waterspanningsmetingen van Adviesbureau ADCIM Geotechniek zijn uitgevoerd.

Uit deze berekeningen komt het volgende naar voren:

- De invloed van een mogelijke lekkage langs de boorpalen (wat zou kunnen leiden tot een hogere freatische lijn in de dijk en hogere potentialen in een tussenzandlaag, ten opzichte van waarmee in de ontwerpen is gerekend) heeft een negatieve invloed op de sterkte van de constructie. De buigende momenten in de boorpalen alsmede de ankerkrachten kunnen hierdoor op de langere termijn aanzienlijk (tot 30 %) toenemen ten opzichte van de krachten waarop het gerealiseerde ontwerp is gerealiseerd. Een eventuele negatieve invloed beperkt zich daardoor tot een kortere ontwerplevensduur. Monitoring is wel raadzaam om veiligheidstekorten, die op termijn door lekkage via kieren zouden kunnen ontstaan, tijdig te kunnen signaleren.
- De constructies zijn ontworpen voor een zichtperiode van 100 jaar, dat wil zeggen dat over 100 jaar de constructies nog aan hun ontwerpeisen dienen te voldoen. Hierdoor heeft de constructie op dit moment een overcapaciteit in sterkte (orde 30 – 40 %). Dit komt omdat de gehanteerde uitgangspunten met betrekking tot de Maatgevende Hoogwaterstand en de ligging van het maaiveld in de door de aannemerscombinatie uitgevoerde analyses (Waterschap Rivierenland, 2018) ongunstiger zijn dan de uitgangspunten die gelden voor het beoordelen van de vraag of er een acuut waterveiligheidsprobleem is. Deze analyses zijn uitgevoerd conform de tijdens het ontwerpen vigerende ontwerprichtlijnen (Deltares, 2013a) en (Deltares, jan 2013).
- Er zijn geen aanwijzingen gevonden, dat er op dit moment een acuut waterveiligheidsprobleem is. De huidige waterveiligheid is voldoende verzekerd uitgaande van de huidige omstandigheden (zonder inachtneming van een 100 jaar maaivelddaling en zeespiegelstijging) en uitgaande van een buitenwaterstand van NAP +3,30 m (MHW 2021 behorende bij de destijds geldende normering met een overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar) en bij verhoogde grondwaterstand als gevolg van een veronderstelde lekkage door kieren. Onder deze omstandigheden worden buigende momenten en ankerkrachten gevonden die kleiner zijn dan waarop de constructie is ontworpen. Dit betekent dat er op dit moment geen aanwijzingen zijn dat het ontwerp te kort schiet als er sprake is van lekkage.

Vraag 3: Voldoet het ontwerp aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek, ook bij eventuele nieuwe inzichten betreffende de waterspanningsuitgangspunten (vanuit latere metingen) en nieuwe inzichten betreffende het "snijden" van grond door de openingen bij niet doorgaande langsconstructies, zoals bij KIS is toegepast?

Vraag 3 heeft een overlap met vraag 1 en 2. De destijds geldende ontwerpleidraden zijn op correcte wijze toegepast, zie vraag 1Ook bij het ontstaan van lekkage door kieren voldoet de sterkte van de buispalenwand op dit moment nog steeds aan de gestelde eisen voldoet, zie vraag 2.

Bij de derde vraag horen vervolgens nog de volgende aspecten:

- Worden de waterspanningen die door ADCIM gemeten zijn veroorzaakt door lekkage door kieren langs de boorpalenwand? Bij zo'n lekkage zouden de freatische waterstanden bij de boorpalenwand een respons moeten laten zien op de rivierwaterstand. Een vergelijking tussen de getijdebeweging van de rivierwaterstand en de peilbuismetingen bij de boorpalenwand laat zien dat er nauwelijks tot geen correlatie tussen beide waterstanden wordt waargenomen. Wel wordt er een duidelijke correlatie tussen neerslag en de peilbuismetingen gezien. Hieruit wordt op basis van de waarnemingen in de peilbuizen geconcludeerd dat er (momenteel) geen sprake is van lekkage door kieren.
- Verder is gecontroleerd of er vanuit de uitvoering argumenten zijn gevonden die er op wijzen dat lekkage door kieren aanwezig zou kunnen zijn. Hierbij is het volgende vastgesteld:

o Dat de kans wordt uitgesloten dat er kortsluitingen zijn ontstaan langs de palen in het holocene pakket boven de holocene zandlaag. Uit de betonneerrapporten volgt dat er sprake is geweest van een oververbruik van gemiddeld circa 13 - 20 % per boorpaal. Dit betekent dat er 13 - 20 % meer beton in de boorpalen is verwerkt dan vanuit de inhoud van de boorpalen werd verwacht. Dit duidt op het uitzakken van de beton tijdens het trekken van de stalen buizen (casings) waardoor de eventueel aanwezige holle ruimte, die bij het boren van de stalen casings zou zijn ontstaan, wordt opgevuld. Uit het oververbruik blijkt dat de beton de slappe grond zal verdringen, zodat verwacht mag worden dat de beton tijdens de uitvoering goed aansluit op de omringende grond en dat er geen kieren langs de palen achterblijven in het holocene slappe lagenpakket na de realisatie.
o Dat er een kleine kans is dat er kortsluitingen langs de palen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen, waar er verschil is geweest in de potentialen tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt. Deze kortsluiting zou mogelijk veroorzaakt kunnen zijn door het toepassen van een boorkroon die een ruimere diameter heeft geboord dan de diameter van de boorbuis zelf.
o Er is een kans op onvoldoende afdichting via een groutprop langs de ankers aan de onderzijde van het slappe lagenpakket; Gelet op de overmaat aan sterkte, die nu via de constructie aanwezig is, zal de lekkage via de verankeringen niet leiden tot een acuut waterveiligheidsprobleem. Een onvoldoende afdichting van de ruimte langs de anker kan wel tot wateroverlast leiden waardoor wordt aanbevolen om op basis van de ontwerp- en uitvoeringsgegevens van de palenwanden en het beschikbare grondonderzoek, nader te analyseren in welke secties
er mogelijk onvoldoende afdichting aanwezig is aan de onderkant van het slappe lagenpakket.
o Bij stijve constructies in combinatie met zeer slappe grond is het, door bijvoorbeeld 3D- en kruipeffecten, niet ondenkbaar dat de grond tussen de palen meer vervormt dan de palen zelf, wat tot kiervorming achter de palen zou kunnen leiden. Dit is nu het uitgangspunt bij de toets op ‘snijden’ in de nieuwe POVM Publicatie Langsconstructies, waar overigens geen rekening wordt gehouden met een kortsluiting via kieren langs de boorpalen. Of dit op termijn, zowel het ontstaan van kieren langs de boorpalen als het ontstaan van een kortsluiting vanuit het diepe zand (voor zo ver deze kortsluiting tussen de twee zandlagen niet al aanwezig is) daadwerkelijk ook bij de palenwand zou kunnen gebeuren is onzeker en is een onderzoeksvraag. Hierbij is het mogelijk dat de beschouwde mechanismen (invloed van bodemdalingen en invloed van extreme omstandigheden) niet zo diep zullen optreden dat er daadwerkelijk een kortsluiting zou kunnen optreden vanuit de zandlagen omhoog via kieren langs de boorpalen. Deze onzekerheid zou kunnen worden beheerst door het continueren en uitbreiden van de (waterspannings)monitoring. Voor de levensduur van de palenwand is beschouwing van deze kennisvraag relevant, echter niet t.a.v. de korte termijn veiligheid.

Conclusie:
Uit het door Deltares uitgevoerde onderzoek van de waterveiligheid van de dijk tussen Kinderdijk – Schoonhovenseveer zijn er geen aanwijzingen gevonden dat er sprake is van een acuut waterveiligheidsrisico. Ook met inachtneming van nieuwe inzichten voor waterspanningen en realisatie van de constructieve elementen voldoet de huidige dijk nu (ruim) aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek met betrekking tot de waterveiligheid op basis waarvan deze in de periode van 2013 tot 2018 is versterkt. Maar monitoring is wel raadzaam om de ontwerplevensduur te halen en eventuele veiligheidstekorten op termijn, die door lekkage langs constructieve elementen, tijdig te kunnen constateren

Inhoud

	Samenvatting	**4**
1	**Inleiding**	**11**
1.1	Aanleiding	11
1.2	Doel en aanpak van het onderzoek	12
1.3	Kwaliteitsborging	14
1.3.1	Interne kwaliteitsborging Deltares	14
1.3.2	Team van externe deskundige	14
1.4	Leeswijzer	15
2	**Fact-finding**	**16**
2.1	Inleiding	16
2.2	Proces dijkversterking	16
2.2.1	Inleiding	16
2.2.2	UAV-gc contract	17
2.2.3	Beoordeling techniek boorpalenwand	20
2.3	Beschrijving uitgangspunten grondconstructies en gehanteerde ontwerpmethode	22
2.3.1	Veiligheidsbenadering	22
2.3.2	Hydraulische belastingen	23
2.3.3	Sterkte- en samendrukkingsparameters van de grond	25
2.3.4	Geohydrologie	26
2.3.5	Piping	29
2.4	Ontwerp en realisatie van de constructieve elementen	30
2.4.1	Inleiding	30
2.4.2	Ontwerpuitgangspunten constructies	31
2.4.2.1	Algemeen	31
2.4.2.2	Veiligheidsbenadering	32
2.4.2.3	Duurzaamheidsaspecten	34
2.4.2.4	Hydraulische belastingen	35
2.4.2.5	Sterkte- en stijfheidsparameters van de grond	36
2.4.2.6	Geohydrologie	36
2.4.2.7	Schematisering	37
2.4.2.8	Overige aspecten	38
2.4.3	Ontwerpberekeningen constructieve elementen	42
2.4.3.1	Algemeen	42
2.4.3.2	Gerealiseerde ontwerpen	43
2.4.3.3	Kwaliteitsborging constructieve ontwerpen	50
2.4.4	Realisatie constructieve elementen	50
2.4.4.1	Algemeen	50
2.4.4.2	Functionele eisen	51
2.4.4.3	Realisatie diepwanden	52
2.4.4.4	Realisatie barettenwanden	55
2.4.4.5	Realisatie verankerde boorpalenwanden	57
2.5	Bijzonderheden tijdens de uitvoering	67
2.5.1	Afwijkingen	67

2.5.2 Kapot anker A26 in sectie F1-1 67
2.5.3 Afgekeurde strengankers 70
2.5.4 Meldingen bij realisatie ankers 70

2.6 'De Lekdijk is Lekgestoken' Prof. dr. ir. Stefan van Baars 71
2.6.1 Aspect I: Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies 71
2.6.2 Aspect II: Opbarsten achterland 74

2.7 Conclusies m.b.t. fact-finding 76

3 Analyse vanuit feiten van de fact-finding 77

3.1 Analyses kans op kwel langs palenwand op basis van waterspanningsmetingen 77
3.1.1 Inleiding 77
3.1.2 Eventuele invloed van lekkage bij boorpalen en diepwanden 77
3.1.3 Gerealiseerde dijkversterking sectie F1-1 80
3.1.4 Analyse waterspanningsmetingen in relatie tot het freatische vlak 81
3.1.4.1 Algemeen 81
3.1.4.2 Rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) m.b.t. waterspanningsmetingen ADCIM 82
3.1.4.3 Analyse peilbuismetingen ADCIM en vergelijking met ontwerpberekeningen 83
3.1.5 Invloed vernatting op de waterveiligheid van de dijk 92
3.1.6 Conclusies n.a.v. de metingen ADCIM 93
3.1.6.1 Vermeende lekkage langs palenwand 93

3.2 Analyse kans op lekkage langs constructieve elementen 93
3.2.1 Inleiding 93
3.2.2 Kans op lekkage langs de constructieve elementen 94
3.2.2.1 Algemeen 94
3.2.2.2 Ervaringen met constructieve elementen in de waterkeringen 94
3.2.2.3 Kans op lekkage langs de constructieve elementen 95
3.2.3 Kans op lekkage langs de verankeringen en invloed op de wateroverlast 103
3.2.3.1 Invloed verankering 103
3.2.3.2 Conclusies en aanbevelingen kans op lekkage langs verankering 107

3.3 Opdrijven/opbarsten 108
3.3.1 Inleiding 108
3.3.2 Het mechanisme opdrukken (opbarsten dan wel opdrijven): 108
3.3.3 Waterveiligheid in relatie tot opdrukken 110
3.3.4 Opdrukken in de macrostabiliteitsanalyse 110
3.3.5 Opdrukken in het huidige ontwerp 111
3.3.6 Samenvatting met betrekking tot opdrijven en opbarsten 114

3.4 Nieuwe normering in relatie tot de ontwerpuitgangspunten 115

4 Kwantitatieve inschatting 117

4.1 Algemeen 117

4.2 Invloed lekkage langs constructie (overlapping met feiten analyse) 117
4.2.1 Invloed op macrostabiliteit van de dijk 117
4.2.1.1 Invloed door lekkage via de boorpalen 117
4.2.1.2 Invloed door lekkage via de verankering 120
4.2.2 Invloed op piping 121
4.2.2.1 Langs de boorpalen 121
4.2.2.2 Langs de verankering 122

4.3 Doorkijk: Invloed van vernieuwde fysische inzichten 122

5 Managementsamenvatting: resultaten en conclusie van het spoedadvies 123
5.1 Aanleiding 123
5.2 Vraagstelling 123
5.3 Doelstelling 123
5.4 Samenvatting van de antwoorden op de spoedadviesvraag 123
5.5 Veranderde ontwerpkaders en impact daarvan 126
5.6 Conclusie met betrekking tot de acute waterveiligheidsrisico-vraag 127

6 References 128

Begrippen, symbolen en afkortingen 130
Begrippen 130
Symbolen 134
Afkortingen 134

A Waterspanningsmetingen ADCIM 2018-2019 136

B Waterspanningsmetingen ADCIM 2018-2019 – Relatie peilbuisstand met neerslag/getij: 140

C Controle piping bij lekkage langs boorpalen 151

D Impressie bodemopbouw bij KIS 152

E Registratie betonnering diepwandpanelen 154
E.1 Sectie C-D (panelen 5, 6, 9 en 15; paneellengte 7,8 m) 154
E.2 Sectie F2-1 (panelen 2, 5, 7 en 8; paneellengte 7,8 m) 155

F Registratie betonnering barettenwanden 156
F.1 Sectie E-F (panelen 5, 10, 17 en 27; lengte panelen 3,3 m) 156
F.2 Sectie F1-2 (panelen 3 en 12; lengte panelen 7,8 m) 157
F.3 Sectie F1-3 (panelen nrs. 5, 21 en 30; lengte panelen 3,3 m) 158
F.4 Sectie F2-3 (panelen 2 en 11; lengte panelen 7,8 m) 159

G Registratie oververbruik boorpalen in sectie F1-1 160

H Registratieformulieren ankers 170

I Gegevens ontwerp en realisatie ankers in sectie F1-1 172
I.1 Dwardoorsnede sectie F1-1 172
I.2 Ontwerpgegevens van de ankers (Waterschap Rivierenland, 2018) 173
I.3 Registratieformulieren ankers sectie F1-1 (Waterschap Rivierenland, 2018) 174
I.4 Leverbon ankers (Waterschap Rivierenland, 2018) 176

I.5 Beschikbaar grondonderzoek sectie F1-1 tbv ankerontwerp ((Waterschap Rivierenland, 2012) 177

J Paraafbladen externe reviews 182

1 Inleiding

1.1 Aanleiding

Op 14-4-2021 heeft Waterschap Rivierenland (WSRL) het rapport “De Lekdijk is lekgestoken” ontvangen van Prof. dr. ir. Stefan van Baars (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021). Het betreffende rapport handelt over het dijkversterkingsproject Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) (uitgevoerd 2013-2018) en in het bijzonder hoe deze dijkversterking technisch is uitgevoerd. In het rapport staan een zestal kritiekpunten betreffende deze dijkversterking, waarbij de toegepaste technieken ter discussie worden gesteld. Een belangrijk punt is dat Van Baars stelt dat de waterkering momenteel niet veilig zou zijn. In het rapport van Van Baars staat onder andere dat de recent versterkte Lekdijk niet aan de normen voor waterveiligheid zou voldoen en dat er bij een langdurige buitenwaterstand van NAP + 0,76 m al serieuze waterveiligheidsproblemen kunnen ontstaan waardoor de polder ontruimd zou moeten worden.

Naar aanleiding hiervan heeft Waterschap Rivierenland aan Deltares - een onafhankelijk kennisinstituut in Nederland - gevraagd een advies uit te brengen t.a.v. de kritiekpunten van Van Baars. De hoogste prioriteit heeft daarbij de behandeling van de kritiekpunten ten aanzien van de hoogwaterveiligheid van de dijk op dit moment.

De opdracht aan Deltares is opgedeeld in 2 fases. Deze fases zijn hieronder weergeven.
Fase 1: Advies geven t.a.v. de hoogwaterveiligheid van de dijk op dit moment:

a. Te duiden of er al dan niet een waterveiligheidsprobleem is en of er acute risico’s zijn;
b. Zo ja, te adviseren in eventuele maatregelen.

Fase 2: Onderzoeken van de kritiekpunten van Van Baars:

a. Een feitelijke reactie geven op de hypotheses en vragen t.a.v. het ontwerp en de uitgangspunten van de (uitvoering) van de dijkversterking gesteld door Van Baars in zijn rapportage;
b. Een advies opstellen over wat dat al dan niet zou kunnen betekenen voor andere HWBP projecten bij WSRL;
c. Beantwoorden van de vragen die zijn gesteld met betrekking tot de schade aan de panden die door Van Baars worden toegekend aan de dijkversterkingswerkzaamheden.

Voorliggend rapport betreft fase 1 van het onderzoek. Het advies ten aanzien van de hoogwaterveiligheid van de dijk op dit moment, heeft de eerste prioriteit. Fase 1 is onderverdeeld in een aantal bouwstenen welke terugkomen in dit rapport, namelijk:

- Fact-finding
- Analyse van de fact-finding
- Impact van aanvullende inzichten na oplevering van de dijkversterking op de waterveiligheid
- Beschouwing van de waterveiligheid van de constructies en groene dijken, ook onder inachtneming van de aanvullende inzichten
- Oordeelsvorming over de acute waterveiligheid
- Indien nodig, een advies betreffende eventueel te nemen maatregelen

Op 18 mei 2021 is door Waterschap Rivierenland opdracht gegeven voor onderhavig advies. Op vrijdag 21 mei is, als onderdeel van fase 1, een eerste kwalitatieve indruk gegeven van

de waterveiligheid op basis van verkregen data en de tot dat moment uitgevoerde oordeelsvorming (Deltares kenmerk 11207207-002-geo-0002 concept-KIS Tussentijdsresultaat fact-finding). Op vrijdag 4 juni is een conceptversie van voorliggend rapport opgesteld wat ook naar de externe deskundigen is gestuurd ter review.

Het voorliggende rapport omvat de beantwoording van de vragen van fase 1, een kwantitatieve benadering van de waterveiligheid van de dijkversterking KIS. In dit rapport is ook het commentaar van het externe reviewteam verwerkt.

Voorliggende rapportage is opgesteld door het schrijversteam van specialisten, bestaande uit:
Ing. Helle Larsen
Dr. Ir. Meindert Van
Ir. Ulrich Förster
Ir. Mark Post
Ing. Jan Blinde
Ing. Arno Rozing
Ing. Huub De Bruijn

1.2 Doel en aanpak van het onderzoek

Doel van het onderzoek is om op basis van beschikbare informatie in beeld te brengen wat de huidige standzekerheid van de waterkering is en daarmee te beoordelen of er een acuut waterveiligheidsrisico bestaat en zo ja, hoe dit kan worden beheerst.

Daarbij gaat het over de actuele waterveiligheid van het integrale en samenwerkende geheel, namelijk de dijk versterkt met stabiliteitsverhogende langsconstructies. Vervolgens luidt de afgeleide vraag of de stabiliteitsverhogende langsconstructies de beoogde en benodigde bijdrage aan de waterveiligheid van het systeem leveren of juist niet (zoals door Van Baars dus wordt betwijfeld). Dit betreft drie constructietypen bij de dijkversterking, namelijk de verankerde boorpalenwanden, de diepwanden en de barettenwanden.
Deze beoordeling vindt plaats omdat de waterveiligheid, specifiek bij deze constructieve elementen volgens Van Baars, in het geding zou zijn.

Van Baars noemt in totaal zes te toetsen aspecten (beweringen). Deze worden hieronder weergegeven.

I. Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies
'Omdat de waterdruk in de diepe zandlaag veel hoger is dan het polderpeil en omdat de harde elementen het klei-veenpakket hebben doorgeprikt, dus hebben lek gestoken, is er een kwel ontstaan die de vernatting van de directe omgeving veroorzaakt, waar de bewoners grote last van hebben, maar die ook de stabiliteit en de grondverplaatsingen van de dijk negatief beïnvloedt. Dit was wel vooraf te verwachten, maar toch is hier in het ontwerp geen rekening mee gehouden.'

II. Opbarsten van het achterland
'Omdat het achterland / de polder lager ligt dan het waterpeil van de Lek, moet het grondgewicht van de klei en veenlagen van het achterland altijd zwaarder zijn dan de waterdruk in de zandlaag onder het klei-veenpakket. Dit is in het ontwerp niet op de juiste wijze getoetst. Vooral door het leksteken van een hogere zandlaag onder het klei veenpakket moet geconcludeerd worden dat bij hoogwater in de lek, bij meerdere secties van de Lekdijk gevaar bestaat voor opbarsten van het achterland wat bij hoogwater in de lek tot een dijkdoorbraak kan leiden.'

III. Stabiliteit en consolidatieduur na een ophoogslag bij grondaanvullingen
'Omdat de dijk voorafgaande aan de werkzaamheden al en erg lage stabiliteit had, kon deze niet in een keer met grond worden opgehoogd of aangevuld. De grond

moest per ophoogslag eerst voldoende consolideren, anders zou de grond teveel schuiven en dreigde er zelfs bezwijken. Voor alle aanvulslagen moest er dus vooraf worden berekend, hoe lang deze moesten consolideren voor de volgende slag. Dit is niet correct berekend in het ontwerp. Dit heeft geleid tot groter kansen op afschuivingen en tot grotere zakkingen en verschuivingen van grond.'

IV. Grondverplaatsingen en de gevolgen voor de huizen
'Omdat het klei-veenpakket uiterst slap is, en omdat er veel huizen op een uiterst gevoelige locatie staan; in een zone die wordt bedreigd door het opbarsten van het achterland, door de kwel langs de harde elementen, en door de horizontale en verticale verschuivingen van de grond, moesten de grondverplaatsingen en de gevolgen daarvan voor de huizen goed worden doorgerekend. Dit is vrijwel niet gebeurd. Er is slechts een rapport over de toetsing van de paalfunderingen. Dit rapport is van Witteveen en Bos en concludeert dat de horizontale grondverplaatsing te groot zijn voor de paalfunderingen; hierop is geen afdoende reactie op ondernomen. Ook adviseren auteurs de bouwcombinatie om aanvullende speciale (eindige elementen) berekeningen te maken. Dit advies is correct maar is toch niet opgevolgd.'

V. Risicoanalyse en externe onafhankelijk toetsing
'Omdat het hier om een groot project handelt met grote risico's, had de opdrachtgever; het Waterschap Rivierenland, beter een gedegen risicoanalyse kunnen opstellen. In zo'n analyse behoren alle ontwerpaspecten met risico's zoals de hier genoemde ontwerpaspecten te worden beschouwd, zowel bij de berekeningen als bij het ontwerp, als bij de meetcampagne tijdens de bouw. Bij meetwaarden die afwijken van waarden die vooraf zijn bepaald, kan dan worden ingegrepen volgens een beheersplan dat vooraf is opgesteld. Om de dijk en de burgers achter de dijk optimaal te beschermen, hadden zowel het ontwerp als de risico-analyse beter kunnen worden getoetst door onafhankelijke experts van partijen die niet eerder bij dit project betrokken waren. Dit alles behoort bij een gedegen ontwerp, maar daarvan is niet aangetroffen in de geotechnische documenten van het ontwerp.'

VI. Meetcampagne voor de kwel, consolidatie en de verplaatsingen
'Voor de kwaliteitsborging en de risico- en schadebeheersing had een gedegen meetcampagne moeten worden ontworpen en opgesteld. Het handelt bij deze dijkversterking om voor- en na-opnames van schade aan huizen en, ter bescherming van de huizen om monitoring van de kwel/lekkage lans de harde elementen, de consolidatie tijdens de ophoogslagen en de horizontale en verticale verplaatsingen van de grond. Dit behoort bij een gedegen ontwerp, maar hiervan is weinig aangetroffen in de geotechnische documenten van het ontwerp.'

Twee van deze zes aspecten in het betoog van Van Baars zijn direct van invloed op de acute waterveiligheid, terwijl de overige punten vooral van belang zijn voor het beoordelen van een mogelijk verband tussen schade aan bebouwing en uitgevoerde werkzaamheden.
Daarom wordt in fase 1 van het advies voor wat betreft de waterveiligheidsbeoordeling nader ingezoomd op twee eerste aspecten, die hierboven zijn vermeld, namelijk I. Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies en II. Opbarsten van het achterland

Deze twee aspecten betreffen met name het mechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) in combinatie met opdrijven achterland (als dit rekenkundig aan de orde is) en de gekozen dijkversterkingstechnieken met langsconstructies. Daarbij speelt ook het aspect lekkage door kieren langs de contact oppervlakken tussen constructies (boorpalen, ankers, diepwanden en barettenwanden) en omringende grond, waardoor waterdrukken op verschillende niveaus in de ondergrond ontoelatend zouden kunnen toenemen met mogelijke negatieve effecten op de waterveiligheid. Ook zou via deze kieren mogelijk piping kunnen ontstaan'. De invloed en risico's daarvan zullen worden beschouwd in relatie tot het waterkerende vermogen van de dijk.

Teneinde het waterveiligheidsvraagstuk te kunnen beantwoorden worden in voorliggend rapport de volgende deelvragen achtereenvolgend beantwoord:

- Voldoet het ontwerp uitgaande van de destijds geldende normen en ontwerpmethoden?
- Zijn de gemeten waterspanningen en de door Van Baars veronderstelde lekkages door kieren aanleiding om de toen gehanteerde ontwerpuitgangspunten aan te scherpen?
- Voldoet het ontwerp aan eventuele daarop aangepaste nieuwe inzichten in de waterspanningsuitgangspunten en het snijden van grond door openingen tussen de constructieve elementen aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek?

Op basis van de uitkomst van deze 3 deelvragen zal beschouwd worden of een verdere waterveiligheidsanalyse noodzakelijk is.

In overleg met Waterschap Rivierenland is er voor gekozen de andere vier aspecten van Van Baars (nummers III, IV, V en VI), die geen verband hebben met de acute waterveiligheid, in de vervolgfase te behandelen.

1.3 Kwaliteitsborging

1.3.1 Interne kwaliteitsborging Deltares

De interne kwaliteitsboring bij Deltares wordt verzorgd door een tweetal specialisten. De interne kwaliteitsborging zal erop toezien dat het Deltares advies voldoet aan de kwaliteitsindicatoren die van dit kennisinstituut worden verwacht, dat feiten verifieerbaar zijn, dat stellingen of standpunten door Deltares breed gedragen zijn en dat het advies duidelijk is en aan de vraagstelling voldoet. De interne kwaliteitsborging bestaat uit:
prof. ir. A.F. van Tol, em.
dr. ir. C . Zwanenburg

1.3.2 Team van externe deskundige

De onafhankelijkheid van het Deltares advies wordt mede geborgd door een team van externe deskundigen. Hierin zitten zowel deskundigen die betrokken zijn geweest bij de dijkversterking KIS als onafhankelijke, niet eerder betrokken deskundigen die veel kennis en ervaringen hebben op het gebied van dijkversterkingen en constructies.

Het expertteam bestaat uit:
dr. ir. Ruben Jongejan
ir. Joost van der Schrier
dr. ir. ing. Almer van der Stoel
ir. Vasco Veenbergen
ing. Gerjan Westerhof

De leden Veenbergen en Westerhof zijn in de commissie opgenomen omdat ze direct bij het project betrokken zijn geweest, en doen alleen een controle op de feiten, niet op de bevindingen en conclusies. Er is hun dan ook niet gevraagd of ze achter de conclusies van voorliggend rapport kunnen staan.

Met deze groep van deskundigen zijn een tweetal brainstormsessies georganiseerd en worden de concept conclusies en het advies besproken en van commentaar voorzien. Dit commentaar van de deskundigen wordt verwerkt in de definitieve conclusies en het advies van Deltares. Het rapport van Van Baars is ook aan de externe deskundigen ter beschikking

gesteld, met als doel hen de gelegenheid te bieden de onderhavige rapportage in de juiste context te plaatsen. In Bijlage J zijn de paraafbladen van de dr. ir. Ruben Jongejan,ir. Joost van der Schrier, dr. ir. ing. Almer van der Stoel

1.4 Leeswijzer

In hoofdstuk 1 wordt de aanleiding, hoofdvraag en totstandkoming voor onderhavig adviesrapport beschreven. In paragraaf 1.2 staan 3 vragen benoemd, die in het rapport nader worden beschouwd. In hoofdlijn wordt elke vraag beantwoord in een separaat en opeenvolgend hoofdstuk, namelijk de hoofdstukken 2, 3 en 4. De hoofdvraag voor dit advies wordt beantwoord in hoofdstuk 5.

In hoofdstuk 2 wordt een samenvatting gegeven van het feitenonderzoek dat Deltares op basis van de beschikbare informatie heeft uitgevoerd. Dit hoofdstuk is een feitelijke weergave van dit dijktraject, zonder dat een mening of interpretatie wordt toegevoegd. Daarom zijn veel tekstdelen uit andere literatuur geknipt en geplakt. Deze tekstdelen zijn steeds in figuren opgenomen met bronvermelding. Dit feitenonderzoek geeft daarmee een overzicht van de belangrijkste uitgangspunten en aanpakken die gehanteerd zijn in het ontwerp. Dit feitenonderzoek is gebaseerd op een erg uitgebreid dossier van de dijkversterking, dat door het waterschap ter beschikking is gesteld, maar ook op basis van eigen kennis en informatie, die beschikbaar is als gevolg van de betrokkenheid, die Deltares had tijdens het dijkversterkingsproject. Deltares heeft daardoor de beschikking over veel meer informatie dan de informatie waar Van Baars zijn bevindingen op heeft gebaseerd.
Dit hoofdstuk heeft daarnaast ook als doel om vast te stellen welke uitgangspunten destijds zijn gehanteerd en of dat conform de toenmalige kennis en vigerende aanpak was. Daarvoor is deze aanpak samengevat weergegeven in dit hoofdstuk, waarbij alleen ingeval iets niet toenmalig vigerend is dat feitelijk wordt opgemerkt. In dit hoofdstuk zijn ook andere feiten opgenomen zoals de kritiekpunten uit het rapport van Van Baars en de uitkomsten van commissie Vrijling, die destijds de techniek heeft beoordeeld. Ook deze beschrijving is in dit hoofdstuk feitelijk, zonder nadere interpretatie of duiding.
Hoofdstuk 2 eindigt met een feitelijke conclusie om vast te stellen of het ontwerp conform de toenmalige vigerende en gangbare ontwerppraktijk is uitgevoerd.

In hoofdstuk 3 is een kwalitatieve beschouwing opgesteld op basis van de feitenanalyse van hoofdstuk 2 en aanvullende gegevens zoals de latere waterspanningsmetingen en veranderde ontwerpkaders. In dit hoofdstuk worden de twee aspecten van Van Baars, die al zijn genoemd in paragraaf 1.2 (aspecten I en II) uit het rapport van Van Baars nader beschouwd. Dit hoofdstuk eindigt met conclusies of na het ontwerp destijds er nieuwe inzichten zijn ontstaan en wat daarvan de impact is, zowel op het toenmalig ontwerp als voor de huidige vigerende aanpak en nieuwe norm.

In hoofdstuk 4 worden aanvullende analyses gedaan met als basis de ontwerpberekeningen van destijds en de aanvullende inzichten uit hoofdstuk 3. Hier wordt onderzocht wat de impact zou kunnen zijn van andere waterspanningen en andere ontwerpuitgangspunten in het toenmalig ontwerp. Daarmee wordt een kwantitatieve beoordeling gemaakt op basis van de beschikbare gegevens voor de palenwandconstructie.

In hoofdstuk 5 worden de conclusies ten aanzien van dit advies beschreven. Dit is gedaan in de vorm van een managementsamenvatting.

De begrippenlijst is overgenomen uit de laatste vigerende publicaties voor het ontwerpen van langsconstructies, zodat er eenduidigheid en uniformiteit in de in dit rapport gebruikte begrippen is. Achtergrond informatie en berekeningsdetails staan in de bijlagen.

2 Fact-finding

2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een samenvatting gegeven van het feitenonderzoek dat Deltares op basis van de beschikbare informatie heeft uitgevoerd. Dit hoofdstuk is een feitelijke weergave van relevante aspecten ten aanzien van de waterveiligheid van dit dijktraject zonder dat een mening of interpretatie wordt toegevoegd. Daarom zijn hier veel tekstdelen uit andere literatuur geknipt en geplakt. Deze tekstdelen zijn steeds in figuren opgenomen met bronvermelding. Dit feitenonderzoek geeft daarmee een overzicht van de belangrijkste uitgangspunten en aanpakken die gehanteerd waren voor het ontwerp.
Dit hoofdstuk heeft daarnaast als doel om vast te stellen welke uitgangspunten destijds zijn gehanteerd en of dat conform de toenmalige kennis en de vigerende aanpak was. Daarvoor is deze aanpak samengevat weergegeven in dit hoofdstuk, waarbij alleen dat feitelijk wordt opgemerkt wat o.i. toenmalig niet vigerend was. Dit betreft onder andere informatie aangaande het proces rondom de dijkversterking, ontwerpgegevens, gebeurtenissen, observaties, uitspraken e.a.

In dit hoofdstuk zijn ook andere feiten opgenomen zoals de kritiekpunten uit het rapport van Van Baars en de uitkomsten van commissie Vrijling, die destijds de techniek had beoordeeld. Ook deze beschrijving is in dit hoofdstuk feitelijk, zonder nadere interpretatie of duiding.

De te toetsen twee aspecten (beweringen) van Van Baars, die betrekking hebben op de invulling van de kwestie m.b.t. de waterveiligheid van deze dijk, zijn als volgt:

i. Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies
Omdat de waterdruk in de diepe zandlaag veel hoger is dan het polderpeil en omdat de harde elementen het klei-veenpakket hebben doorgeprikt, dus hebben lek gestoken, is er een kwel ontstaan die de vernatting van de directe omgeving veroorzaakt, waar de bewoners grote last van hebben, maar die ook de stabiliteit en de grondverplaatsingen van de dijk negatief beïnvloedt. Dit was wel vooraf te verwachten, maar toch is hier in het ontwerp geen rekening mee gehouden.

ii. Opbarsten van het achterland
Omdat het achterland / de polder lager ligt dan het waterpeil van de Lek, moet het grondgewicht van de klei en veenlagen van het achterland altijd zwaarder zijn dan de waterdruk in de zandlaag onder het klei-veenpakket. Dit is in het ontwerp niet op de juiste wijze getoetst. Vooral door het leksteken van een hogere zandlaag onder het klei veenpakket moet geconcludeerd worden dat bij hoogwater in de lek, bij meerdere secties van de Lekdijk gevaar bestaat voor opbarsten van het achterland wat bij hoogwater in de lek tot een dijkdoorbraak kan leiden.

Hoofdstuk 2 eindigt met een feitelijke conclusie om vast te stellen of het ontwerp conform de toenmalige vigerende en gangbare ontwerppraktijk is uitgevoerd.

2.2 Proces dijkversterking

2.2.1 Inleiding

Het proces van de voorbereiding van de dijkversterking KIS wordt hier kort behandeld omdat dit van belang is voor de werkzaamheden die door de Aannemerscombinatie Dijkverbetering Molenwaard (CDVM) vervolgens zijn gerealiseerd. In de ontwerp- en uitvoeringsfase heeft Deltares als adviseur van het Waterschap opgetreden inzake geotechnische aspecten van

het dijkversterkingsontwerp en heeft daarbij als inhoudelijk deskundige toetser bij proces- en systeemtoetsen bij de aannemer namens WSRL opgetreden ter assistentie van de Technisch Manager. De producttoetsen betrof het ontwerp van constructies in binnentalud en kruin en daarnaast ook het dijkontwerp, zettingsprognoses, rivierwaartse dijkversterkingen, (uitvoerings)stabiliteit en waterveiligheid van de bermen.

Voor de dijkversterking KIS is medio 2013 de Projectnota/MER verschenen. Onderdeel van de projectnota/MER is het Projectplan Waterwet [PPW]. Het PPW bevat een aantal bijlagen, waaronder de situatietekeningen, de dwarsprofielen en de geotechnische rapportage.
De onderbouwing van het dijkversterkingsontwerp van het PPW is beschreven in de geotechnische rapportage “Dijkversterking Kinderdijk Schoonhovenseveer – Projectplan” met referentie TL200-7/tutr/205 d.d. 14 maart 2013, van Witteveen+Bos (Witteveen+Bos, 2013).

In deze geotechnische rapportage zijn de dimensies van de dijkversterking vastgelegd. Voor vijf representatieve locaties zijn de globale dimensies van een dijkversterking met damwandschermen bepaald en voor één locatie is globaal een diepwandontwerp opgesteld. Deze representatieve constructieve dijkversterkingsontwerpen zijn op basis van expert judgement vertaald naar ontwerpen voor alle overige locaties. In deze fase van het project zijn dus al de locaties en de functies van de constructieve elementen vastgelegd, waarbij er onderscheid is gemaakt in een stabiliteitsverhogende functie of een functie als zelfstandige waterkering. Bij constructies werd de voorkeur in principe gegeven aan een stabiliteitsverhogende constructie in binnentalud/teen. Een zelfstandige waterkering werd in principe pas gekozen als een constructie in binnentalud/teen niet mogelijk was in verband met de beschikbare ruimte.
In de geotechnische rapportage is tevens beschreven wat de invloed is van de dijkversterking op de funderingen van de woningen.

2.2.2 UAV-gc contract

Het waterschap heeft via een UAV-gc contract de dijkversterking KIS in 2012 op de markt gezet. Uit het volgende kader blijkt dat de afmetingen van de grondoplossingen op de secties waar in het PPW de dijkversterking in grond was voorzien, gebaseerd waren op het ontwerp van Witteveen+Bos (Witteveen+Bos, 2013). Uit ‘Vraagspecificatie Eisen’(VSE)[1] (Waterschap Rivierenland) blijkt ook dat er bepaalde vrijheden werden gegeven aan de opdrachtnemer (ON), onder andere m.b.t. het realiseren van het grondontwerp, de inpassing in de omgeving en het eventueel toepassen van extra voorzieningen om schade aan bebouwing te kunnen voorkomen. Zie ook de tekst in Figuur 2-1.

[1] De Vraagspecificatie Eisen (VSE), inclusief bindende documenten, maakt deel uit van de **contractdocumenten** waarin de totale opdracht van het werk van de dijkversterking staat omschreven. Dit betreft o.a. de volgende documenten:
- Basisovereenkomst inclusief Annexen
- Vraagspecificatie Eisen (VSE) inclusief bindende documenten
- Vraagspecificatie Proces (VSP) inclusief bijlagen

a. Vast ontwerp
Een 'vast ontwerp' is een dijkversterkingsontwerp waarvan de afmetingen in x-,y- en z-richting vast liggen. Het betreft oplossingen waarbij de dijk met 'grond'oplossingen wordt versterkt; dat wil zeggen met aanleg van een steunberm, een rivierwaartse verschuiving van de kruin of een eenvoudige kruinverhoging.
Beperkingen ON:
- voor de ON bestaat geen vrijheid om de afmetingen aan te passen.

Vrijheden voor de ON :
- uitvoeringswijze (hoe),
- uitvoeringsvolgorde,
- materiaalkeuze,
- keuze en toepassing van zettingversnellende maatregelen,
- keuze en toepassing van maatregelen om schade aan de omgeving te voorkomen.

Figuur 2-2 Beschrijving van een 'vast ontwerp' uit paragraaf 4.5 in 'Vraagspecificatie Eisen'(VSE)

Ook blijkt uit de volgende figuur (afkomstig uit de VSE) dat er voor de constructieve elementen in de dijkversterking een 'referentieontwerp' is opgenomen. Een referentieontwerp is een constructief ontwerp, dat binnen een bepaald ruimtebeslag mag worden ingewisseld voor een alternatieve techniek, die aan dezelfde functionele eisen als het referentieontwerp dient te voldoen. Op de secties waar een referentieontwerp was voorzien in de vorm van een constructie, diende de opdrachtnemer deze te ontwerpen en te realiseren.

b. Referentieontwerp, constructieve versterking
Een 'referentieontwerp' is een versterkingsontwerp welke de ON, binnen een bepaald ruimtebeslag, mag inwisselen voor een alternatieve techniek met een bewezen- of niet-bewezen-dijkversterkingstechniek. De alternatieve techniek dient te voldoen aan dezelfde functionele eisen als die in het referentieontwerp op de betreffende locatie opgenomen dijkversterkingstechniek. Het gaat hierbij om de in Hoofdstuk 7 gedefinieerde eisen aan constructies.
OG is op zoek naar toepassing van alternatieve technieken die voordelen opleveren zoals:
- tenminste gelijke veiligheid,
- minder overlast bewoners en verkeer,
- lagere kans op schade aan bebouwing,
- duurzaam/ uitbreidbaar,
- financieel concurrerend.

Figuur 2-3 Beschrijving van het 'referentieontwerp, constructieve versterking uit paragraaf 4.5 in de VSE

Het doel van het waterschap was conform de VSE om voor een aantal onderdelen alternatieve oplossingen toe te laten, die de opdrachtnemer beheerst en voorstelt toe te passen in de dijkversterking. Het waterschap was hierbij op zoek naar toepassing van alternatieve technieken die voordelen opleveren zoals in het kader is aangegeven.

Er werd conform de VSE door het waterschap groot belang gehecht aan de ontwerpvrijheid van de opdrachtnemer bij constructies (wanden in binnentalud of in de kern van de dijk). De opdrachtnemer had hier conform 'Vraagspecificatie eisen' (VSE) de mogelijkheid te kiezen voor andersoortige constructies met 'bewezen dijkversterkingstechnieken'[2] en voor 'niet bewezen dijkversterkingstechnieken'[3]. In het laatste geval speelde het toetsingskader 'Niet

[2] Conform de VSP is een 'Bewezen dijkversterkingstechniek' een techniek die eerder bij het versterken van dijken in opdracht van een overheidsinstantie is toegepast. De veiligheidsfilosofie en de ontwerpmethodiek zijn vastgelegd in Expertise Netwerk Waterveiligheid (ENW-) leidraden. De ON kan een Bewezen dijkversterkingstechniek, zonder verdergaande eisen aan ontwerp en uitvoeringsmethodiek dan gespecificeerd in de Vraagspecificatie van het contract, toepassen.
[3] Een 'Niet bewezen dijkversterkingstechniek' is een (dijk)versterkingstechniek die niet eerder bij het versterken van dijken in opdracht van een overheidsinstantie is toegepast. Om een 'Niet bewezen dijkversterkingstechniek' te mogen toepassen dient de veiligheidsfilosofie en ontwerpmethodiek van deze techniek door een (internationaal) gerenommeerd kennisinstituut te zijn bekrachtigd. Aanvullend daarop is de toepassing van een 'Niet bewezen

bewezen dijkversterkingstechnieken' een belangrijke rol. Hier wordt later in deze paragraaf nader op ingegaan.

Conform hoofdstuk 3 van de Vraagspecificatie Eisen (VSE), die deel uitmaakt van de contractdocumenten van de totale dijkversterking, zijn de werkzaamheden bij de dijkversterking in de volgende tabel weergegeven:

3. Het project dijkversterking KIS

3.1 HET DIJKVERSTERKINGSPLAN KIS EN DE ONTWERPVRIJHEDEN

Het projectplan schrijft een aantal oplossingen voor maar biedt op aan aantal plaatsen ook ontwerpvrijheden.
Onderstaand wordt een overzicht gegeven van de in het projectplan beschreven werkzaamheden.

- **Binnendijkse grondoplossing**

Over circa 4,5 kilometer dient een binnendijkse ophoging worden aangebracht.
Veelal bestaat deze uit de aanleg van een brede steunberm.

- Circa 50 panden (exclusief bijgebouwen) dienen hiervoor te worden gesloopt.
- Op- en aan de steunberm worden een aantal panden weer herbouwd.
- De berm dient hiervoor bouwrijp worden opgeleverd.
- Op sommige plaatsen zijn extra voorzieningen (constructies) nodig om schade aan bebouwing te voorkomen.
- Panden dienen opnieuw te worden gefundeerd sommige in combinatie met OVEijzelen.

In hoofdlijnen bestaan de werkzaamheden voor de ON uit:

- Engineering van de steunberm met onder andere de aspecten: opbouw, beperking restzetting, ophoogtempo, slopen bebouwing, voorkomen schade derden.
- Realisatie van de steunberm ingepast in de omgeving.

- **Rivierwaartse versterking**

Over circa 2,5 kilometer dient een Rivierwaartse ophoging worden aangelegd. Hier verschuift de buitenkruinlijn in de richting van de rivier. Op de nieuwe kruin wordt een nieuwe rijweg voor het doorgaande verkeer aangelegd. De ruimte die door de verschuiving tussen de panden en de kruin ontstaat wordt ontgraven en wordt zo de nieuwe benodigde steunberm langs de dijk. Veelal wordt op de steunberm een parallelweg ter ontsluiting van de panden aangelegd. De nieuwe dijk dient te worden voorzien van een steenbekleding aan de rivierzijde. Binnendijkse ontsluitingen dienen te worden aangepast. Toegenomen hemelwater moet worden opgevangen en afgevoerd.
In hoofdlijnen bestaan de werkzaamheden voor de ON uit:

- Engineering van de ophoging/ontgraving (opbouw, beperking restzetting, ophoogtempo, voorkomen schade derden, steenbekleding etc)
- Aanleg van de dijk met ingepast in de omgeving.

- **Constructieve versterking rivierzijde**

Over circa 0,6 kilometer is een versterking aan de rivierzijde van de kruin voorzien in de vorm van een constructieve versterking uitgevoerd als zelfstandige waterkering.
De waterkering dient op de aangegeven locatie bij erosie van het dijkprofiel voldoende sterkte hebben om MHW te kunnen keren.

- **Constructieve versterking rivierzijde**

Over circa 2,2 kilometer is tussen de panden en de kruin van de dijk (in het binnentalud) een constructie voorzien die bij opdrijven van het maaiveld aan de binnenzijde, de waterkering stabiel dient te houden.
Werken binnen de constructiezone:

- Voor beide constructieve versterkingen is er een constructiezone aangegeven waarbinnen de constructie dient te worden gerealiseerd.
- Het is mogelijk om hiervoor een niet bewezen techniek toe te passen.
- Belangrijk is dat een constructie wordt toegepast die het schaderisico voor de binnendijkse panden minimaliseert.

In hoofdlijnen bestaan de werkzaamheden voor de ON uit:

- Ontwerp en engineering van een constructie binnen de constructiezone
- Aanleg van de constructie met inpassing in de omgeving.

In BIND-A: Tekeningen Projectplan, wordt gesproken over Referentieontwerp, dit dient te worden gelezen als constructieve versterking. Een alternatief voor het referentieontwerp is een 'bewezen dijkversterkingstechniek' of een 'niet-bewezen dijkversterkingstechniek'

Figuur 2-4 Omschrijving werkzaamheden dijkversterkingsplan KIS conform hoofdstuk 3, VSE

Uit Figuur 2-4 blijkt, net als eerder al vermeld, dat de werkzaamheden van de ON bestaan uit de realisatie van het ontwerp van de gronddijk, de inpassing in de omgeving en het eventueel toepassen van extra voorzieningen om schade aan bebouwing te kunnen voorkomen.

dijkversterkingstechniek' in het werk alleen mogelijk na een positieve advisering door de Commissie Vrijling en aansluitend aanvaarding door de Aanbestedende dienst.

Daarnaast blijkt ook uit het kader dat er over een lengte van bijna 3 kilometer meerdere constructies zijn voorzien. Deze constructies bestaan zowel uit zelfstandige waterkeringen, die aan de rivierzijde van de kruin gesitueerd dienen te worden, als stabiliteitsschermen, die tussen de panden en de kruin van de dijk (in het binnentalud) voorzien zijn. Deze constructies dienen, bij opdrijven van het maaiveld aan de binnenzijde van de dijk, de waterkering stabiel te houden. In hoofdlijnen bestaan de werkzaamheden conform het contract uit ontwerp en engineering van deze constructies en de aanleg van de constructies met inpassing in de omgeving.
In hoofdlijnen bestonden de werkzaamheden van het contract uit ontwerp en engineering van deze constructies en de aanleg van de constructies met inpassing in de omgeving.

Eind 2013 is het werk gegund aan de Combinatie Dijkversterking Molenwaard [CDVM].

2.2.3 Beoordeling techniek boorpalenwand

De opdrachtgever had voor het toetsen van de inschrijving voor het ontwerp van de dijkvakken met constructies, voor zover dit een ontwerp met 'Niet bewezen dijkversterkingstechnieken' betrof, een onafhankelijke commissie ingesteld onder voorzitterschap van prof. drs. ir. H. Vrijling[4]. De vraagstelling aan de commissie is in de volgende figuur weergegeven:

Adviesvraag

Uw adviesvraag spitst zich toe op de volgende vragen:

- Is de door de combinatie V2M aangeboden techniek "Palenscherm" als stabiliteitsscherm (type II) een Niet bewezen techniek op basis van het toetsingskader Niet bewezen dijkversterkingstechnieken KIS?
- Bevat de door de combinatie V2M aangeboden oplossing "Palenveld" voor het verzwaren van de berm bij object 24 (Lekdijk 11 en 11A) risico's voor het waterschap Rivierenland?

De commissieleden zijn, na individuele bestudering van de bedoelde aanbieding, op vrijdag 26 juli 2013 bij elkaar gekomen in Rotterdam om de individuele bevindingen te bespreken en tot een unanieme conclusie en aansluitend advies aan waterschap Rivierenland te komen.

Figuur 2-5 Vraagstelling van het waterschap aan de commissie Vrijling (Commissie Vrijling, 13 juli 2013)

Zoals aangegeven in Figuur 2-5 heeft de commissie Vrijling de inschrijving van CDVM getoetst uitgaande van het 'Toetsingskader Niet bewezen dijkversterkingstechnieken' (Deltares, 29 januari 2013). Hierbij is aandacht besteed aan de volgende twee toetscriteria bij het beoordelen van de inschrijving:

- Criterium 1: Onderbouwing ontwerp met Niet bewezen dijkversterkingstechniek
- Criterium 2: Onderbouwing kwaliteitsbeheersing uitvoering t.a.v. constructieve sterkte en omgevingshinder.

De commissie Vrijling heeft het waterschap geadviseerd met betrekking tot de vraag of de door CDVM aangeboden techniek 'Palenwand' als stabiliteitsscherm (type II) als een 'Niet bewezen techniek' diende te worden beschouwd uitgaande van de criteria zoals vermeld in 'Toetsingskader Niet bewezen dijkversterkings-technieken' (Deltares, 29 januari 2013).

[4] Deze commissie Vrijling bestond uit de volgende leden:
- Prof. drs. ir. H. Vrijling
- Ing. D. van Schie
- Ing. E. de Jong
- Drs. A. Roos

De bevindingen van de commissie zijn behandeld in het adviesrapport van prof. drs. ir. H. Vrijling (Commissie Vrijling, 13 juli 2013). De belangrijkste bevindingen van de commissie zijn vermeld in de volgende figuur.

Bevindingen Palenscherm

Een Palenscherm is op veel plaatsen in Nederland en daarbuiten ontworpen en toegepast. De commissie Vrijling heeft er vertrouwen in dat (de onderbouwing van) het ontwerp zal leiden tot een voor het waterschap aanvaardbaar stabiliteitsscherm (type II). Ten aanzien van de uitvoering geldt dat de bodemgesteldheid een essentiële factor is bij het beheersen van de kwaliteitsbeheersing van de uitvoering inzake constructieve sterkte en omgevingshinder. De commissie Vrijling heeft er vertrouwen in dat het Palenscherm beheerst aan te brengen is en signaleert tegelijkertijd de volgende uitvoeringsrisico's die onvoldoende belicht of uitgewerkt zijn in de aanbieding:

- Het trekken van de casing
  De casing wordt aangebracht tot een diepte van -18 meter in een bodemsituatie waar veel kleef te verwachten is. Na het aanbrengen van de casing wordt de grond uitgegraven, de wapening aangebracht en het beton gestort. Daarna wordt de casing uit de grond getrokken. Gezien de doorlooptijd van het geschetste proces, de te verwachten kleef aan de buitenkant van de casing en wrijving door de uitharding van het beton aan de binnenkant van de casing, is het uittrekken van de casing naar verwachting op een substantieel aantal locaties moeizaam. Maatregelen die de combinatie aanvullend treft om de casing getrokken te krijgen kunnen mogelijk leiden tot trillingen en/of deformaties met effect op de belendingen. Om dit risico nog scherper in beeld te krijgen is het te overwegen een 'proefpaal' buiten het werkgebied of de eerste paal zover mogelijk weg van bebouwing te realiseren. Vervolgens kan opdrachtnemer het effect van het trekken van de casing op de dijk in de vorm van belastingen, trillingen en/of deformaties monitoren en toetsen aan de vooraf verwachte waarden.

Figuur 2-6 Belangrijkste bevindingen commissie Vrijling (Commissie Vrijling, 13 juli 2013)

De commissieleden hebben, na individuele bestudering van de betreffende aanbieding van CDVM, de individuele bevindingen besproken en zijn tot een unanieme conclusie en een aansluitend advies aan WSRL gekomen, zie de volgende figuur.

Conclusie & advies

De commissie Vrijling concludeert dat het aannemelijk is dat de door de combinatie V2M aangeboden techniek "Palenscherm" als stabiliteitsscherm (type II) toepasbaar is in het project Dijkversterking KIS. De commissie Vrijling heeft vertrouwen in de onderbouwing van het ontwerp en in de beheersbaarheid van de uitvoering mits de combinatie V2M de in haar aanbieding opgenomen en door de commissie aanvullend gesignaleerde risico's adequaat oppakt. De commissie Vrijling concludeert dat, ondanks het feit dat de techniek nauwelijks tot niet in een primaire waterkering is toegepast, de techniek dusdanig vaak toegepast is en de risico's in dusdanige mate in beeld zijn, dat sprake is van een Bewezen dijkversterkingstechniek.

De commissie Vrijling adviseert het waterschap Rivierenland:

- het Palenscherm te zien als een Bewezen dijkversterkingstechniek.

Figuur 2-7 Conclusie en advies aan de commissie Vrijling (Commissie Vrijling, 13 juli 2013)

De commissie concludeert conform het adviesrapport (Commissie Vrijling, 13 juli 2013) dat het aannemelijk is, dat de door CDVM aangeboden techniek 'Palenwand' als

stabiliteitsscherm (type II constructie) toepasbaar is in de dijkversterking. De commissie geeft aan vertrouwen te hebben in de onderbouwing van het ontwerp en in de beheersbaarheid van de uitvoering, mits CDVM de gesignaleerde risico's adequaat oppakt.

De commissie concludeert tevens conform het adviesrapport dat - ondanks het feit dat de techniek nauwelijks tot niet in een primaire waterkering is toegepast - de techniek dusdanig vaak elders is toegepast en de risico's in dusdanig mate in beeld zijn, dat sprake is van een 'Bewezen dijkversterkingstechniek'.

2.3 Beschrijving uitgangspunten grondconstructies en gehanteerde ontwerpmethode

2.3.1 Veiligheidsbenadering

In de geotechnische rapportage "Dijkversterking Kinderdijk Schoonhovenseveer – Projectplan" met referentie TL200-7/tutr/205 d.d. 14 maart 2013 (Witteveen+Bos, 2013) worden in hoofdstuk 2.1 de veiligheidsbenadering en de normen en leidraden, die zijn gebruikt ten behoeve van het geotechnische ontwerp van de gronddijken, beschreven. Hieronder in Figuur 2-8 een fragment uit dit rapport:

Om voldoende toekomstgericht te ontwerpen zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- **dijkringbenadering:** Voor het bepalen van de kruinhoogte is de dijkringbenadering gehanteerd waarbij de kans op overbelasting gelijk is genomen aan de wettelijke veiligheidsnorm. Voor het toetsen en ontwerpen van de sterkte en stabiliteit van de waterkering is conform de Leidraad Rivieren uitgegaan van een dijkvakbenadering;
- **klimaatscenario:** Voor het bepalen van de ontwerpwaterstand is het middenscenario gehanteerd voor klimatologische ontwikkelingen;
- **faalmechanismen:** Wanneer een dijksectie op één faalmechanisme wordt afgekeurd, is bij het versterken de gehele dijk op ontwerpsterkte gebracht. Er wordt een uitzondering gemaakt voor het aanpassen van de hoogte wanneer het gaat om een beperkte ingreep en de kruin minder dan 0,2 m dient te worden verhoogd;
- **robuustheidtoeslag:** Voor een planperiode van 50 jaar is bij het toepassen van de dijkvakbenadering uitgegaan van een robuustheidtoeslag van 30 cm conform de Leidraad Rivieren. Bij het berekenen van de kruinhoogte is voor een dijkringbenadering gekozen, waarbij geen robuustheidtoeslag is toegepast;
- **uitbreidbaarheidprofiel:** In de (verre) toekomst is een nieuwe dijkversterking niet uit te sluiten, omdat bepaalde ontwikkelingen op dit moment niet voldoende bekend zijn of omdat de zichtperiode van het ontwerp is overschreden. Voor elk ontwerp wordt daarom een uitbreidbaarheidprofiel opgesteld op basis van de hoogte van het Profiel van vrije ruimte, om te bepalen wat die toekomstige ingreep behelst en of dat is in te passen.

Figuur 2-8 Overzicht gehanteerde uitgangspunten voor het ontwerp van de gronddijken (Witteveen+Bos, 2013)

In bovenstaand kader wordt vermeld dat dat het toetsen en ontwerpen van de sterkte en stabiliteit van de waterkering conform de Leidraad Rivieren is uitgevoerd.
Dit is onjuist. Voor de dijkversterking Kinderdijk Schoonhovenseveer is uitgegaan van de veiligheidsbenadering volgens LOR2 (TAW, 1989).
Dit is bij uitzondering gedaan omdat voor de dijkversterking Kinderdijk Schoonhovenseveer moest worden teruggevallen op sterkteparameters die gebaseerd zijn op celproeven. Zie hiervoor ook de brief van (ENW, 1 feb 2010). De veiligheidsbenadering volgens de Leidraad Rivieren (ENW, 1 feb 2010) gaat uit van sterkteparameters op basis van triaxiaalproeven.

Voor het ontwerp van de dijkversterking in grond is een planperiode van 50 jaar aangehouden. Het profiel van vrije ruimte (uitbreidbaarheidsprofiel) is opgesteld voor een planperiode 100 jaar. Voor het uitbereidbaarheidsprofiel is het Maatgevend Hoogwater (MHW) afgeleid in 1996, verhoogd met 1 m. Het uitbreidsbaarheidsprofiel is slechts van toepassing bij enkele locaties van de gerealiseerde gronddijken.

Over de gehanteerde normen en leidraden wordt in de geotechnische rapportage van Witteveen+Bos (Witteveen+Bos, 2013) het volgende (in onderstaande figuur) gesteld:

Het ontwerp is opgesteld conform vigerende normen en leidraden. Er is geen gebruik gemaakt van de Eurocode.

In afwijking op de vigerende normen is de veiligheidsfilosofie voor de sterkteberekeningen overgenomen uit de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2 [lit. 12.] in plaats van het Addendum op het Technisch rapport waterkerende grondconstructies [lit. 2.]. Reden hiervoor is de beschikbaarheid van een proevenverzameling op basis van celproeven. In het addendum op het Technisch Rapport Waterkerende grondconstructies zijn geen materiaalfactoren bepaald voor celproeven. Het toepassen van de LOR2 wordt door het ENW aanbevolen indien gewerkt wordt met resultaten uit celproeven (brief ENW aan DG Water, 1 februari 2010). Het toepassen van een schematiseringsfactor vervalt hierdoor (zie ook paragraaf 6.3 in bijlage I).

In onderstaande tabel staan de normen en leidraden die gehanteerd zijn voor het opstellen van het ontwerp.

Tabel 2.1. Normen en leidraden

nr.	titel	datum/versie	organisatie
1	Leidraad rivieren	juli 2007	ENW
2	Addendum I bij de Leidraad rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken		ENW
3	Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 (LOR2)	1989	TAW
4	Leidraad kunstwerken	mei 2003	TAW
5	Technisch rapport waterspanningen bij dijken	september 2004	TAW
6	Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken	mei 2003	TAW
7	Technisch rapport waterkerende grondconstructies	juni 2001	TAW
8	Technisch rapport zandmeevoerende wellen	maart 1999	TAW
9	Technisch rapport erosiebestendigheid van grasland als dijkbekleding	augustus 1998	TAW
10	Grondslagen voor waterkeren	januari 1998	TAW
11	Technisch rapport klei voor Dijken	mei 1996	TAW
12	NEN6740: Geotechniek - TGB 1990 - Basiseisen en belastingen	september 2006	NEN

Voor het ontwerp van de damwandconstructies is een aangepaste ontwerpleidraad gehanteerd ('Kookboek lange damwanden') die door Deltares in overleg met WSRL en Witteveen+Bos tot stand is gekomen (zie bijlage IX).

Figuur 2-9 Overzicht gehanteerde normen en leidraden voor het ontwerp van de gronddijken (Witteveen+Bos, 2013)

2.3.2 Hydraulische belastingen

De gehanteerde hydraulische belastingen staan in paragraaf 2.3. van het geotechnische rapport (Witteveen+Bos, 2013). De ontwerpwaterstanden zijn in onderstaande tabel (Bijlage IV uit (Witteveen+Bos, 2013)) weergegeven.

Tabel 2-1 Ontwerpwaterstanden uit Bijlage IV voor de gronddijken (Witteveen+Bos, 2013)

Vak	Begrenzing van	tot	LLW	GWS	GHW	Ontwerppeil 2065	Ontwerp kruinhoogte 2065	Aanleg kruinhoogte 2065	Ontwerppeil uitbreidbaarheid	Ontwerp kruinhoogte uitbreidbaarheid
	[km]	[km]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]	[m+NAP]
A	AW 158+100	AW 161+110	-0.85	0.33	1.15	3.55	5	-	4.3	5.75
B	AW 161+110	AW 162+150	-0.85	0.34	1.15	3.55	5	5.5	4.3	5.75
C	AW 162+150	AW 164+050	-0.85	0.34	1.15	3.57	5	5.5	4.3	5.75
D	AW 164+050	AW 165+090	-0.85	0.35	1.15	3.59	5.2	5.7	4.3	5.92
E	AW 165+090	AW 167+000	-0.85	0.35	1.15	3.61	5.1	5.6	4.35	5.8
F	AW 167+000	AW 171+000	-0.85	0.36	1.15	3.68	5.3	5.8	4.35	6.03
G	AW 171+000	AW 171+180	-0.85	0.36	1.15	3.69	5.4	5.9	4.35	6.06
H	AW 171+180	AW 174+000	-0.85	0.37	1.15	3.7	5.5	6	4.35	6.15
I	AW 174+000	AW 175+010	-0.85	0.38	1.16	3.72	5.1	5.6[1]	4.35	5.23
J	AW 175+010	AW 175+190	-0.85	0.38	1.16	3.72	5.1	5.6[1]	4.35	5.23
K	AW 179+060	AW 181+000	-0.85	0.39	1.16	3.74	5.3	5.8	4.35	5.91
L	AW 181+000	AW 182+125	-0.85	0.4	1.16	3.79	5.2	5.7	4.4	5.83
M	AW 182+125	AW 183+070	-0.85	0.41	1.16	3.8	5.2	5.7	4.4	5.8
N-west[2]	AW 183+070	AW 186+050	-0.85	0.42	1.16	3.84	4.9	5.4	4.4	5.49
N-midden[2]	AW 186+050	AW 187+150	-0.85	0.42	1.16	3.84	5.1	5.6	4.4	5.69
N-oost[2]	AW 187+150	AW 190+160	-0.85	0.42	1.16	3.84	5.3	5.8	4.4	5.89
O	AW 190+160	AW 191+050	-0.85	0.43	1.17	3.87	5.3	5.8	4.4	5.83
P	AW 191+050	AW 192+100	-0.85	0.43	1.17	3.9	5.6	6.1	4.4	6.12
Q	AW 192+100	AW 194+000	-0.85	0.43	1.17	3.9	5.3	5.8	4.45	5.85
R	AW 194+000	AW 195+100	-0.85	0.44	1.17	3.95	5.1	-	4.45	5.62
S	AW 195+100	AW 196+010	-0.85	0.44	1.17	3.95	5.1	-	4.45	5.6
T	AW 196+010	AW 196+090	-0.85	0.45	1.17	3.95	5.2	-	4.45	5.7
U	AW 196+090	AW 197+125	-0.85	0.45	1.17	3.95	5.2	5.7	4.45	5.7
V	AW 197+125	AW 198+110	-0.85	0.45	1.17	3.95	5.2	5.7	4.5	5.75
W	AW 198+110	AW 202+000	-0.85	0.45	1.17	3.95	5.4	5.9	4.5	5.95
X	AW 202+000	AW 202+140	-0.85	0.46	1.17	3.99	5.4	-	4.5	5.91
Y	AW 202+140	AW 203+150	-0.85	0.46	1.17	4	5.3	-	4.5	5.8
Z	AW 209+080	AW 210+055	-0.85	0.49	1.18	4.13	5.5	-	4.65	6.03
AA	AW 210+055	AW 211+075	-0.85	0.49	1.18	4.15	5.2	-	4.65	5.71
AB	AW 211+075	AW 213+000	-0.85	0.49	1.18	4.17	5.2	-	4.65	5.69
AC	AW 218+020	AW 219+100	-0.85	0.51	1.18	4.3	5.6	6	4.7	6.01
AD	AW 219+100	AW 225+000	-0.85	0.53	1.18	4.39	5.6	-	4.85	6.14
AE	AW 225+000	AW 227+000	-0.85	0.53	1.19	4.41	5.6	-	4.85	6.04
AF	AW 240+120	AW 241+175	-0.85	0.57	1.19	4.78	5.7	-	5.2	6.16
AG	AW 241+175	AW 242+130	-0.85	0.57	1.19	4.8	5.7	-	5.2	6.1
AH	AW 242+130	AW 244+000	-0.85	0.58	1.20	4.86	5.7	-	5.2	6.09
AI	AW 244+000	AW 245+075	-0.85	0.58	1.20	4.88	5.7	-	5.2	6.04
AJ	AW 245+075	AW 246+100	-0.85	0.58	1.20	4.89	5.6	-	5.3	6.11

[1] de aanlegkruinhoogte in secties I en J zijn vastgesteld door WSRL, deze ontbreken in de aangeleverde tekeningen 'Ontwerphoogte dijkversterking KIS krt 1 t/m 5'
[2] Dijkvak N is opgedeeld in drie delen, dit is een lang dijkvak met grote variatie in aanleghoogte. (Let op: deze indeling wijkt af van de indeling genoemd in de sectie indeling)

In de stabiliteitsanalyses is de ontwerpwaterstand als volgt in (Witteveen+Bos, 2013) geïmplementeerd:

Het ontwerppeil voor de stabiliteitsberekeningen (macrostabiliteit, piping, microstabiliteit en stabiliteit voorland) is overgenomen uit de berekeningen van HKV. Voor het berekenen van de ontwerpwaterstanden zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- aswaterstanden Lek 2050 en 2100 [lit. 1.];
- lineaire interpolatie voor 2065;
- toeslag oeverwaterstanden Hydra-B (gemiddeld 0,02 m);
- robuustheidtoeslag volgens Leidraad Rivieren (0,3 m).

In de rapportage van HKV is de onderbouwing gegeven voor de aswaterstanden en de vertaling van de rivieraswaterstanden naar oeverwaterstanden [lit. 21.]. Mede vanwege de relatief geringe en flauwe bochten over het KIS-Lek-traject (met hierdoor gering dwarsverhang), is het verschil tussen de rivier-as-waterstanden en oeverwaterstanden voor KIS beperkt tot enkele centimeters (maximaal 7 cm).

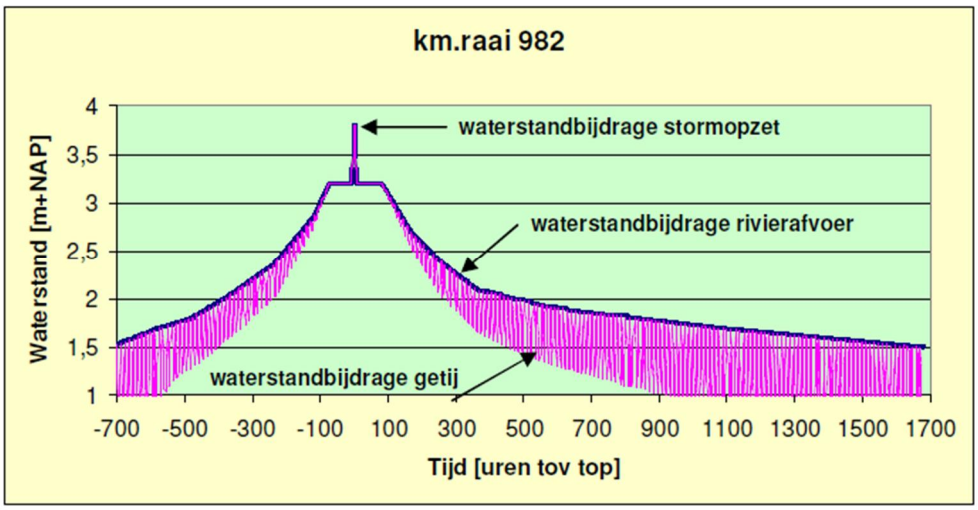
Voor het faalmechanisme piping ligt het intredepunt van de kwelstroom niet noodzakelijkerwijs aan de dijkteen. Deze zal in veel gevallen ter hoogte van de rivierbedding liggen. Indien intrede van de kwelstroom plaatsvindt in de rivierbedding is de keuze voor een riveraswaterstand als ontwerpwaterstand meer voor de hand liggend. Dit onderscheid is voor de overzichtelijkheid niet gemaakt (de onwerp-waterstand is overal gelijk aan de oeverwaterstand). De maximale fout is in een gevoeligheidsberekening onderzocht en heeft geen effect op de eindconclusies voor piping.

Een nadere onderbouwing van de veiligheidsfilosofie en gehanteerde toeslagen is gegeven in paragraaf 2.1.1. In bijlage IV is een overzicht opgenomen van de gehanteerde ontwerpwaterstanden per dijksectie.

Figuur 2-10 Wijze waarop waterstanden zijn verwerkt in stabiliteitsanalyses van de gronddijken (Witteveen+Bos, 2013)

Voor het overslagdebiet van de gronddijk is 1 l/m/sec aangehouden.

Voor het waterstandsverloop is onderstaande grafiek gehanteerd waaruit volgt dat er ruim 2000 uur (83 dagen) sprake is van een verhoogde rivierwaterstand. Het waterstandsverloop bestaat uit de bijdragen van rivierafvoer, die derhalve tietallen dagen hoog is en een stormopzet van beperkte tijdsduur. Voor iedere rivierkilometer is een dergelijke grafiek beschikbaar. De waterstandsverlooplijn wordt gebruikt voor de tijdsafhankelijke extrapolatie van de waterspanningen in de watervoerende pakketten van de dagelijkse situatie naar de maatgevende situatie.



Figuur 2-11 waterstandsverlooplijn uit (Witteveen+Bos, 2013)

2.3.3 Sterkte- en samendrukkingsparameters van de grond

Voor de sterkteparameters waarmee zowel de constructies als de grondbermen zijn gedimensioneerd wordt het volgende in Figuur 2-11opgemerkt:

Voor de gedraineerde schuifsterkte-eigenschappen zijn de aangeleverde sigma-tau curves gehanteerd (Delft Geotechnics, 1992). Deze curves zijn gebaseerd op de oude proevenverzameling voor de Alblasserwaard. Deze proevenverzameling is opgebouwd uit celproeven. De resultaten van de celproeven zijn vertaald naar rekenwaarden volgens de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2 (LOR2). De veiligheidsfilosofie in deze leidraad sluit aan bij het gebruik van celproeven (zie paragraaf 2.1.1). De gedefinieerde grondlagen in de geotechnische lengteprofielen zijn aan de hand van de lithografische legenda gekoppeld aan de sigma-tau curves.

In de sonderingen is de gemiddelde conusweerstand grondlaag 21-donkzand in veel doorsneden opvallend lager dan voor de andere zandlagen in het projectgebied. Voor de grondlaag 21-donkzand zijn daarom de sterkteparameters van losgepakt zand gehanteerd uit Tabel 1 van NEN6740. Voor het afleiden van rekenwaarden zijn de materiaalfactoren gehanteerd uit dezelfde norm met de waarden uit het addendum bij de Leidraad Rivieren [lit. 1.] als ondergrens. Voor φ'_d is een waarde van 23 aangehouden en voor c'_d een waarde van 0.

Figuur 2-12 Overzicht gehanteerde sterkte parameters uit (Witteveen+Bos, 2013)

Voor de samendrukkingsparameters zijn isotachen parameters afgeleid, de sterkte en stijfheidsparameters voor de constructies zijn overgenomen uit (Deltares, 2013).

De stabiliteitsfactor waaraan moet worden voldaan is opgebouwd uit een modelfactor, een schadefactor en een schematiseringsfactor. Deze zijn in onderstaande tabel weergegeven:

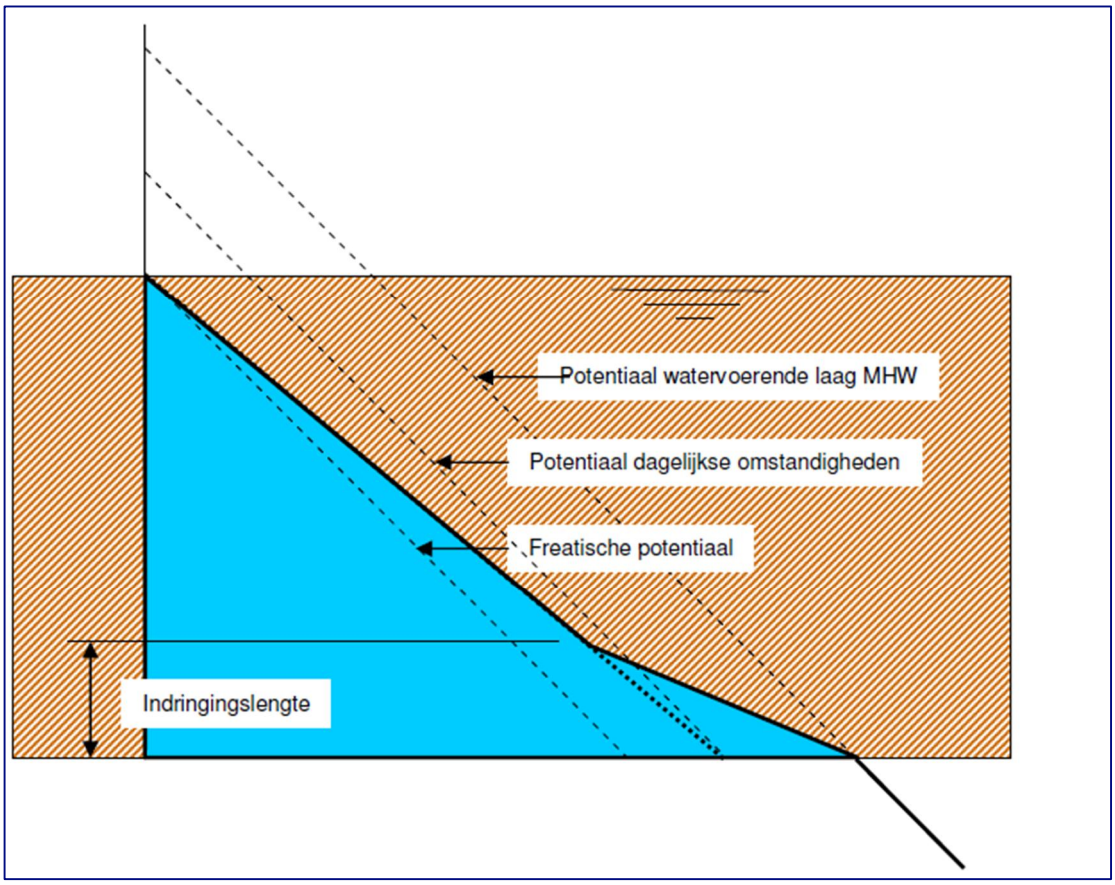
Tabel 2-2 Stabiliteitsfactor KIS voor het ontwerp van de gronddijken (Witteveen+Bos, 2013) ([1)] De vermelde factoren die tussen haakjes zijn vermeld, zijn niet gecorreleerd aan hoogwater)

Factor	Bishop [1]	LiftVan[1]	
model	1,0	1,05	
schadefactor	1,17 / 1,10	1,17 / 1,10	Behorende bij Normfrequentie 1:2000 al dan niet gecorreleerd aan hoogwater
schematiseringsfactor	1,0	1,0	Zit verdisconteerd in toegepaste LOR 2 systematiek zie (ENW, 1 feb 2010)
Toetswaarde voor STBI/STBU	1,17 (1,10)[1)]	1,23 (1,14)[1]	(product)

De rekenwaarde van de schuifsterkte wordt bepaald door de karakteristieke waarde te delen door de materiaalfactoren uit de leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2 - benederivierengebied (Technische adviescommissie Waterkeringen, 1988).

2.3.4 Geohydrologie

Voor de zogenaamde indringingslengte, zie Figuur 2-13 (niveau in afdekkend pakket boven de aquifer tot waar de tijdelijke verhoging van de waterdrukken in de aquifer merkbaar is), is 2 m gehanteerd bij slappe klei en veen en veenlagen. Bij beter doorlatende lagen (zandige klei) is een indringingslengte van 4 m toegepast. Een en ander op basis van het artikel ‘Indringing van waterspanning in gelaagde samendrukbare grondpakketten, uitwerking voor de Lekdijken in de Alblasserwaard’ (Schoofs en Van Duinen, Geotechniek 2006). De stijghoogte in de tussenzandlaag en de Pleistocene zandlaag is afgeleid op basis van responsmetingen. Zie Figuur 2-13.



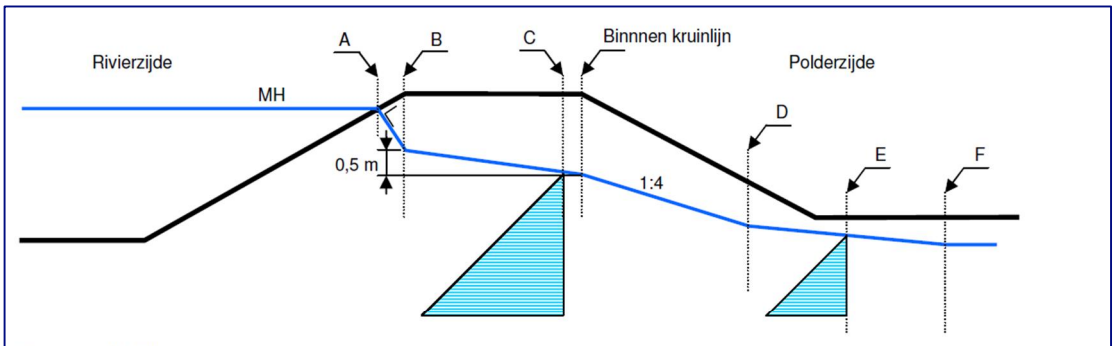
Figuur 2-13 Schematisering waterspanningen in de ondergrond (Witteveen+Bos, 2013)

De stijghoogte in het diepe zand onder maatgevende omstandigheden is weergegeven in Bijlage X van (Witteveen+Bos, 2013).

In Bijlage XI en Bijlage XII uit (Witteveen+Bos, 2013) zijn de resultaten weergegeven van de controle op opdrijven van het afdekkende holocene pakket. In bijlage XI is te zien dat opdrijven is gecontroleerd voor het totale afdekkende holocene pakket, inclusief tussenzandlaag indien van toepassing en voor het holocene pakket boven de tussenzandlaag. In beide controles is de stijghoogte van het diepe zand aangehouden.
Uit de berekeningen van de stabiliteit van de waterkering tijdens maatgevende omstandigheden, waarvan de resultaten zijn weergegeven in Bijlage XIII en XIV, is op te maken dat in de situaties met een tussenzandlaag de stijghoogte in de tussenzandlaag gelijk is aan die van het diepe zand indien de tussenzandlaag dikker is dan 0,5 m. Indien de tussenzandlaag 0,5 m of dunner is, is de waterspanning geschematiseerd als ware er geen tussenzandlaag.

2.3.5 Freatische lijn onder Maatgevend Hoogwater condities

Deze is afhankelijk van de opbouw van de dijk. Wanneer de dijk overwegend uit klei of slechtdoorlatende lagen is opgebouwd wordt de in Figuur 2-14 weergegeven freatische lijn gehanteerd:



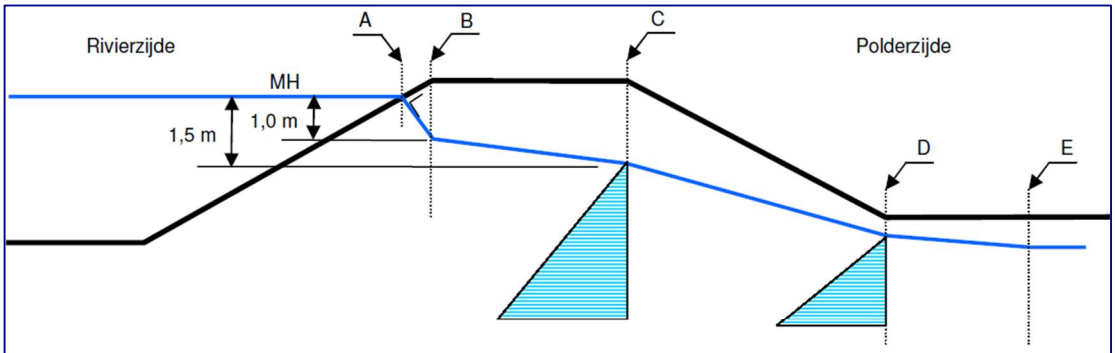
Figuur 6.4: Kleidijk

waarin:

MHW = maatgevend hoogwater
A = snijpunt MHW met buitentalud
B = punt 0,50 m boven het niveau van de freatische lijn onder de binnenkruinlijn
C = punt onder de binnenkruinlijn waar freatische lijn is gemeten
D = snijpunt 1:4-lijndeel met binnendijkse freatische lijn
E = punt in de binnenteen waar freatische lijn is gemeten
F = punt waar polderpeil heerst

Figuur 2-14 Freatische lijn bij overwegend uit klei of slecht doorlatende lagen opgebouwde dijk (Witteveen+Bos, 2013)

Wanneer de dijk meer zandig is opgebouwd wordt onderstaande freatische lijn gehanteerd dan geldt de schematisering zoals weergegeven in Figuur 2-15:



Figuur 6.5

waarin:

MHW = maatgevend hoogwater
A = snijpunt MHW met buitentalud
B = punt 1,0 m onder MHW
C = punt onder de binnenkruinlijn 1,5 m onder MHW
D = punt onder de binnenteen waar aangesloten wordt op binnendijkse freatische lijn
E = punt waar polderpeil heerst

Figuur 2-15 Freatische lijn bij overwegend uit zand opgebouwde dijk (Witteveen+Bos, 2013)

Voor een situatie met neerslag wordt een andere freatische lijn gehanteerd, deze is niet weergeven omdat de situatie met neerslag niet maatgevend is. In de gehanteerde rekenmethodiek is de situatie met neerslag niet gecorreleerd aan een hoge rivierwaterstand.

2.3.6 Piping

Piping kan alleen optreden als er sprake is van opbarsten van de, uit klei en veen lagen bestaande, binnendijkse holocene deklaag en de watersnelheid in de ontstane wel zo groot is dat zand uit de watervoerende zandlaag wordt meegenomen.

In (Witteveen+Bos, 2013) is opbarsten gedefinieerd als de verhouding tussen het gewicht van de klei/veen deklaag en de waterspanning in de watervoerende zandlaag.
Als deze verhouding groter is dan 1,2 (opbarstveiligheid > 1,2) dan is verondersteld dat er geen opbarsten of opdrijven optreedt. Waar de opbarstveiligheid < 1,2 is, is de pipingcontrole uitgevoerd.

In (Witteveen+Bos, 2013) wordt over de controle op piping verder het volgende vermeld zoals weergegeven in de volgende Figuur.

Piping
Voor het berekenen van het kritieke verval waarbij piping optreedt, is de rekenregel van Sellmeijer toegepast conform het Technisch rapport zandmeevoerende wellen [lit. 10.]. De grootte van het kritieke verval is afhankelijk van:
- kwelweglengte;
- dikte van de zandlaag;
- dikte van de afdekkende laag;
- doorlatendheid van de watervoerende laag k_{gem};
- micromorfologische parameters van het zand: korrelgrootte d_{70}, de sleepkracht coëfficiënt η en de rolweerstandshoek θ;
- soortelijk gewicht van het zandkorrel materiaal γ_p.

Figuur 2-16 Uitgangspunten voor piping (Witteveen+Bos, 2013)

Ten behoeve van de controle op piping zijn door het waterschap korrelgrootte gegevens aan het ingenieursbureau verstrekt.
De korreldiameter d_{70} is bepaald aan de hand van lokaal uitgevoerde zevingen op zandmonsters uit de bovenste meters van de watervoerende zandlaag.

Voor het bepalen van de minimale kwelweglengtes om piping te voorkomen is de korreldiameter van het watervoerende zandpakket van belang. De korreldiameter D_{70} is afgeleid uit uitgevoerde zevingen. De korreldiameter D_{70} is afzonderlijk bepaald voor het die Pleistoceen en voor de hoger gelegen donkzanden. De zevingen zijn voor een aantal secties samengenomen wanneer deze in D_{70} en in locatie duidelijk bij elkaar lagen. Voor ieder deelverzameling is vervolgens de laag representatieve waarde (l.r.w.) bepaald. Een overzicht is gegeven in Tabel 2.23. De resultaten uit de boringen en de afleiding van de D_{70} zijn weergeven in het overzicht in bijlage XI.

Dikte en doorlatendheid van de watervoerende zandlaag zijn ontleend aan de REGISII kartering.

De doorlatendheid is overgenomen uit REGISII kartering van de ondergrond (www.dinoloket.nl). De hoogste doorlatendheid is gekozen van de verschillende watervoerende pakketten. Deze doorlatendheid is redelijk constant in het projectgebied (zie Tabel 2.24).

De dikte van het diepe zandpakket is op veel plaatsen niet af te leiden uit het uitgevoerde grondonderzoek, omdat dit niet diep genoeg reikt. De dikte van het watervoerende pakket is daarom per sectie bepaald door de bovenbegrenzing uit het geotechnisch lengteprofiel af te leiden en de bovenzijde over te nemen van de eerstvolgende niet watervoerende laag uit de REGISII kartering (www.dinoloket.nl). De dikte per sectie is gegeven in Tabel 2.24. In de berekeningen is een bovengrens van 30 m aangehouden in verband met de grote onzekerheden in het geohydrologisch model REGIS II. Behalve ter hoogte van de zanddonken. Hier is voor de diepe zandlaag een dikte van 40 m aangehouden.

De dikte van de afdekkende laag aan de polderzijde is ontleend aan het lokale grondonderzoek.
De overige parameters zijn vaste waarden die overgenomen zijn uit het Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen (TAW, 1999).

In het ontwerp is bij de controle op piping vastgesteld dat voor het zichtjaar 2065 geen voorzieningen ter voorkoming van piping noodzakelijk zijn. De uitgangspunten en resultaten van de pipingcontrole zijn weergegeven in bijlage XI van (Witteveen+Bos, 2013).

Uit de controle op opbarsten blijkt dat tijdens hoogwater opbarsten of opdrijven van de deklaag kan optreden. Echter voor het grootste deel van het dijktraject geldt dat de rivier niet is ingesneden in de watervoerende zandlaag. Er is dan geen sprake van een intrede punt en kan piping niet optreden. Waar de rivier wel insnijdt insnijd in de watervoerende zandlaag is voldoende veiligheid tegen het ontstaan van piping aanwezig.

2.4 Ontwerp en realisatie van de constructieve elementen

2.4.1 Inleiding

Zoals al vermeld in paragraaf 2.2.2 bestonden de werkzaamheden van CDVM uit ontwerp en engineering en de aanleg van de constructieve voorzieningen, met inpassing in de omgeving.

Omdat zowel het ontwerp als de realisatie van de constructieve elementen van belang zijn voor de invulling van de vragen met betrekking tot de waterveiligheid van de gerealiseerde ontwerpen, zal in deze paragraaf ook nader worden ingegaan op de realisatie van de constructieve elementen.

Conform de VSE dienen er in de constructiezone in het binnentalud van de dijk constructieve elementen te worden ontwerpen en gerealiseerd die voldoen aan de randvoorwaarden en uitgangspunten in Bind-B en aan de ontwerpmethode conform Bind-E, zie ook Figuur 2-17. In paragraaf 2.4.2 zal nader worden ingegaan op Bind-B en Bind-E.

20 CONSTRUCTIE BINNENTALUD CBI

ID	CONSTRUCTIE CBI stabiliteit	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
WK-As-21	Realisatie van de constructie in de constructiezone in het binnentalud, dient stabiliteit te bieden volgens: - locatie aangegeven op BIND-A, - berekeningswijze aangegeven in BIND-B en BIND-E.	WK-As-11	geen	
Bron: BIND-A Tekeningen Projectplan; BIND-B Nota; BIND-E Ontwerprichtlijn: Stabiliteitsscherm.				
Verificatiemethode: Monitoring				

Figuur 2-17 Eisen constructie in constructiezone in het binnentalud conform VSE

En vergelijkbare eisen gelden conform de VSE voor constructies in de kruin van de waterkering zoals weergegeven in Figuur 2-18.

30 CONSTRUCTIE KRUIN CKR

ID	CONSTRUCTIE CKR stabiliteit	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
WK-As-31	Realisatie van de constructie in de kruin van de waterkering (bovenop), dient stabiliteit te bieden volgens: - locatie aangegeven op BIND-A, - berekeningswijze aangegeven in BIND-B en BIND-E.	WK-As-11	geen	
Bron: BIND-A Tekeningen Projectplan; BIND-B Nota; BIND-E Ontwerprichtlijn: Zelfstandige waterkering				
Verificatiemethode: Monitoring				

Figuur 2-18 Eisen constructie in kruin waterkering conform VSE

Deltares is betrokken geweest bij de voorbereiding van de dijkversterking en heeft ondersteuning verleend in het invullen van de technische eisen van de verschillende contractdocumenten en de onderliggende bindende documenten.

2.4.2 Ontwerpuitgangspunten constructies

2.4.2.1 Algemeen

De constructieve elementen, zijnde verankerde boorpalenwanden, barettenwanden en diepwanden, diende conform de VSE, zoals al weergegeven in Figuur 2-17 en Figuur 2-18, te worden ontworpen. Bind B ‘Nota Technische Uitgangspunten KIS’ (Waterschap Rivierenland, 2012) en Bind E ‘Ontwerprichtlijnen voor constructieve elementen’ waren onderdeel van het contract van de dijkversterking KIS. In Bind B (Waterschap Rivierenland, 2012) zijn de technische uitgangspunten behandeld, die van toepassing waren op het ontwerp van de constructieve elementen. In Bind E zijn twee[5] ontwerprichtlijnen opgenomen, die van toepassing waren voor het ontwerp van de constructieve elementen. Deze twee ontwerprichtlijnen zijn door Deltares opgesteld voor de dijkversterking KIS en betreffen het volgende:

- Ontwerprichtlijn voor stabiliteitsschermen in primaire keringen (OSPW) (Deltares, OSPW) voor de bewezen technieken in het binnentalud (Deltares, OSPW)
- Ontwerp en uitvoeringsaspecten zelfstandige waterkering (bewezen technieken in de kruin) (Deltares, jan 2013)

Hierbij wordt opgemerkt dat OSPW (Deltares, OSPW) voor een bredere toepassing is opgesteld en dat deze richtlijn ook door ENW geaccordeerd is en in de ontwerppraktijk is toegepast in verschillende ander dijkversterkingsprojecten (in de periode tussen globaal 2013 tot 2020). Ook de richtlijn ‘Ontwerp en uitvoeringsaspecten zelfstandige waterkering’ (Deltares, jan 2013) sluit qua ontwerpaanpak aan op de OSPW. Deze richtlijn voor de zelfstandige waterkering is eveneens bij andere dijkversterkingsprojecten toegepast in de

[5] Een zelfstandige waterkering is onverankerd en zorgt naast stabiliteit, ook voor voldoende hoogte in de dijk, terwijl een stabiliteitsscherm, die wel verankerd is, alleen wordt toegepast voor het uitoefenen van een bijdrage aan de stabiliteit van de dijk.

genoemde periode. Beide ontwerprichtlijnen zijn inmiddels vervangen door nieuwe publicaties die in het kader van de POVM[6] zijn opgesteld. De nieuwe publicaties betreffen de POVM Langsconstructies (POVM, PPL) en de POVM Eindige elementenmethode (POVM, PPE).

Door het advies van de Commissie Vrijling, zie ook paragraaf 2.2.3, kon het ontwerp van de palenwand gebaseerd worden op de aanwijzingen in de OSPW. In de OSPW wordt een werkwijze voor het ontwerpen van stabiliteitsschermen omschreven, waarmee de macrostabiliteit van het binnentalud van de dijk (al dan niet met opdrijven) kan worden verbeterd. Aangezien de OSPW niet was voorzien van een speciale werkwijze voor het ontwerpen van verankerde betonnen boorpalenwanden, is door ABT (ingenieursbureau van CDVM) een uitgangspuntenrapport opgesteld, waarin alle relevante eisen, voorwaarden en uitgangspunten zijn vastgelegd t.b.v. de constructieve berekeningen van de boorpalenwand. Daarnaast zijn ook andere uitgangspunten van berekeningsmethoden, parameters e.a. vastgelegd. Dit betreft het rapport van ABT 'Uitgangspunten Constructies in dijk' (ABT, 6 januari 2014). Dit rapport is gecontroleerd door Deltares. De aanvullingen op de OSPW, die bij de dijkversterking KIS van toepassing waren met betrekking tot het ontwerpen van boorpalen, zijn nu tevens opgenomen in de nieuwe (POVM, PPL). Deze PPL is voorgelegd aan ENW en is nu beschikbaar als ontwerpleidraad bij het ontwerpen van nieuwe stabiliteitsverhogende langsconstructies in de dijken. Een nadere beschouwing van de door ABT gewijzigde aanpak bij het ontwerpen van boorpalen is daarom niet verricht

De diepwanden zijn ontworpen conform 'Ontwerprichtlijn van de zelfstandige waterkering'. Afwijkingen ten aanzien van deze ontwerprichtlijn zijn eveneens vastgelegd in (ABT, 6 januari 2014). Ook hier geldt dat de aanvullingen bij het ontwerpen van de diepwanden bij KIS eveneens zijn opgenomen in de nieuwe PPL voor langsconstructies.

2.4.2.2 Veiligheidsbenadering

De onderliggende veiligheidsfilosofie van de OSPW sluit aan op de veiligheidsfilosofie voor dijken, zie ook Tabel 2-3. Bij de dijkversterking KIS is er voor het ontwerp van de constructieve elementen uitgegaan van een aanpak conform LOR2 (TAW, 1989) in verband met het gebruik van een regionale proevenverzameling van celproeven (ENW, 1 feb 2010). Zie ook paragraaf 2.3.1.

De verdeling van de faalkansruimte voor de mogelijke faalscenario's bij de verankerde palenwanden is gebaseerd op de verdeling conform de OSPW. En de verdeling van de faalkansruimte voor de mogelijke faalscenario's bij de diepwanden en de barettenwanden zijn gebaseerd op de verdeling conform de Ontwerprichtlijn voor de zelfstandige waterkering (Deltares, jan 2013).

Bij het constructieve ontwerp zijn er conform de OSPW een aantal partiële factoren van belang. Deze zullen in het vervolg worden behandeld. Dit betreffen de modelfactoren, de schadefactoren en de schematiseringsfactoren[7].

In de volgende tabel is een overzicht gegeven van de modelfactoren, die conform OSPW van toepassing zijn voor een constructief ontwerp. Deze factoren zijn van belang voor de te verrichten ontwerpberekeningen, o.a. met de 'Eindige elementen methode' (EEM).

---

[6] De **Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit** (POVM) is eind 2019 afgerond. De POVM is gestart in 2015, met als doel om dijken beter, sneller en goedkoper te kunnen versterken met innovatieve technieken, waaronder stabiliteitsverhogende langsconstructies. Vanaf 2018 zijn daarvoor uiteindelijk zes publicaties opgeleverd, met aanwijzingen en rekenvoorbeelden. Deze aanwijzingen worden nu toegepast binnen de versterkingsprojecten van het Hoogwaterbeschermingsprogramma (HWBP). Daarnaast is de ondersteunende rekensoftware in opdracht van de POVM geschikt gemaakt voor het ontwerpen van deze technieken.

[7] Zie uitleg onder Begrippen, afkortingen en symbolen achter in het rapport

Tabel 2-3 Overzicht modelfactoren conform OSPW

opdrijven	Rekenmodel (bij beschouwen globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken)	onzeker-heden rekenmodel $\gamma_{d;g1}$	3D-effect $\gamma_{d;g2}$	totale rekenmodel -factor $\gamma_{d;g}$
Nee	Bishop (effectieve spanningsanalyse)	1,10	0,90	1,00
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1,05	0,90	0,95
	EEM-Mohr Coulomb [2] (effectieve spanningsanalyse)	**1,10** (bij 'fine-tuning' 1,05)	**0,90**	**1,00** (bij 'fine-tuning' 0,95)
	Spencer Vrij glijvlak (effectieve spanningsanalyse)	1,05	0,90	*0,95*
Ja	Bishop (effectieve spanningsanalyse) [1]	1,10	1,00	1,10
	LiftVan (effectieve spanningsanalyse)	1,05	1,00	1,05
	EEM- Mohr Coulomb [2] (effectieve spanningsanalyse)	**1,05** (bij 'fine-tuning' 1,00)	**1,00**	**1,05** (bij 'fine-tuning' 1,00)
	Spencer Vrij glijvlak (effectieve spanningsanalyse)	1,05	1,00	*1,05*

[1] tevens zogenaamde Bishop c = 0 en φ =0 analyses

[2] constitutief model waarmee het grondgedrag in de sterkte-reductie berekening wordt beschreven. Ook bij gebruik van geavanceerdere materiaalmodellen moet deze factor worden gehanteerd (tenzij uit nader onderzoek afwijkende factoren volgen).

Tabel 2.1 Geadviseerde modelfactoren bij beschouwen globale veiligheid voor de verschillende rekenmethodes

Uit deze tabel blijkt dat er voor EEM-analyses bij 'fine-tuning' en in geval van opdrijven, rekening mag worden gehouden met een modelfactor van 1,0. Voor 'fine-tuning' wordt verwezen naar paragraaf 2.4.1 in OSPW.

De overige partiele factoren, die van toepassing zijn voor het constructieve ontwerp conform de OSPW zullen in het vervolg worden vermeld.

In *Tabel 2-4* zijn de schadefactoren voor de geotechnische en de constructieve sterkte voor de EEM-berekening vermeld. Deze schadefactoren zijn gebaseerd op de gekozen verdeling van de faalkansen van de mogelijke bezwijkmechanismen van de twee verschillende technieken in OSPW en (Deltares, jan 2013). In deze tabel is ook de eventuele correlatie aan hoog water vermeld. De schadefactoren, die niet gecorreleerd zijn aan hoog water, zijn vastgesteld voor de analyses die zijn uitgevoerd voor de situatie bij extreme neerslag en voor het beoordelen van de buitenwaartse stabiliteit.

Tabel 2-4 Minimale eis schadefactor voor de geotechnische en de constructieve sterkte in EEM (Deltares, OSPW)

Type constructie	Schadefactor MHW, geotechnische stabiliteit $\gamma_{n;os}$	Schadefactor MHW, constructieve sterkte γ_n	Behorende bij Normfrequentie 1:2000 De correlatie aan hoog water bij de ingevulde schadefactoren
Type I	1,27/1,14	1,17/1,10	Wel/geen
Type II	1,24/1,17	1,17/1,10	Wel/geen

Het toepassen van een schematiseringsfactor bij het dimensioneren van constructies in EEM conform de OSPW (aanpak LOR2 (TAW, 1989)) is niet wenselijk omdat het effect hiervan nog onvoldoende gevalideerd is. Wel dient een voldoende veilige schematisatie in de EEM-analyse te worden aangetoond. Dit geldt zowel voor de geotechnische stabiliteit als voor de constructieve sterkte. Zie ook de volgende figuur.

Schematiseringsfactor voor globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken ($\gamma_{b;g}$)
De schematiseringstheorie volgens [ARC 2010] is nog niet goed uitgewerkt voor gebruik bij EEM-analyses. Om die reden dient een voldoende veilige schematisatie in de EEM-analyse, op basis van het pragmatische stappenplan, te worden aangetoond. Dit wordt bereikt als de bepaalde schematiseringsfactor (volgens de beschreven procedure) voor deze veilige schematisatie kleiner dan 1,10 is.

In de beschouwing van de globale veiligheid tegen geotechnisch bezwijken, dient op basis van het pragmatische stappenplan te worden aangetoond dat de schematiseringsfactor kleiner of gelijk is dan 1,10.

In dat geval dient de te hanteren schematiseringsfactor $\gamma_{b;g}$ ter bepaling van $\gamma_{EEM;g}$ (zie paragraaf 2.3.1 van de ontwerprichtlijn) als volgt worden aangehouden:

- Bij een aanpak conform LR geldt $\gamma_{b;g}$ = 1,1
- Bij een aanpak conform LOR 2 (bij gebruik van celproefresultaten) geldt $\gamma_{b;g}$ = 1,0.

In de beschouwing van de veiligheid tegen constructief bezwijken dient op basis van het pragmatische stappenplan te worden aangetoond dat de schematiseringsfactor kleiner is dan 1,07.

De te hanteren waarde voor schematiseringsfactor $\gamma_{b;i}$ ter bepaling van $\gamma_{EEM;i}$ bij het beschouwen van de veiligheid tegen bezwijken van de constructieve elementen (zie paragraaf 2.3.2) in de voldoende veilige schematisatie wordt dan op $\gamma_{b;i}$ = 1,0 gesteld.

Figuur 2-19 Uitleg aanpak schematiseringsfactor conform OSPW

De berekende snedekrachten en ankerkrachten in de constructieve elementen dienen tevens te worden voorzien van aanvullende belastingsfactoren conform de aanwijzingen in de OSPW en in (Deltares, jan 2013).

2.4.2.3 Duurzaamheidsaspecten

De ontwerplevensduur van de constructieve elementen bedraagt conform de VSE een periode van 100 jaar. Dit is aangegeven in functionele eis WK-F-02.

Tabel 2-5 Eis met betrekking tot levensduur constructies conform VSE

ID	Stabiliteit	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
WK-F-02	De stabiliteit van de waterkering van het systeem KIS dient bij grondoplossingen voor de komende 50 jaar en bij constructieve oplossingen voor de komende 100 jaar, gewaarborgd te zijn.	WK-F-01	geen	
Bron:				
Verificatiemethode: Aantonen met relevante eisen bij de subsystemen en componenten				

Aan deze eis in Tabel 2-5 is invulling gegeven door middel van uitgangspunten en randvoorwaarden via Bind-B: Nota Technische Uitgangspunten (Waterschap Rivierenland, 2012), die zorg dragen voor extra robuustheid in het ontwerp; deze Nota wordt in het vervolg

‘Bind-B’ genoemd. Zo dient er rekening te worden gehouden met de maximale ontwerpbelastingen, die bij de constructies zouden kunnen optreden binnen de gegeven periode van 100 jaar. Ook is rekening gehouden met een daling van het maaiveld achter de dijk in verband met de verwachte optredende autonome bodemdaling. Voor de daling van het binnenmaaiveld in de polder wordt het volgende in Bind-B voorgeschreven:

> Bij alle constructieve ontwerpen dient rekening te worden gehouden met een bodemdaling van 0.6 cm/jaar gedurende de ontwerplevensduur van de constructie (=100jaar) in het achterland. Deze bodemdaling dient in de meest zettingsgevoelige bodemlaag te worden verwerkt.

Figuur 2-20 Eisen daling binnenmaaiveld (en daling polderpeil) conform Bind-B

Voor de kruin geldt het volgende:

> **2.2.4 Kruindaling bij constructie in het binnentalud of teen van de waterkering (type-II)**
>
> Voor constructies dient rekening te worden gehouden met een autonome bodemdaling van de kruin van de dijk van 1 cm/jaar gedurende de levensduur van de constructie (100 jaar). Het is waarschijnlijk dat deze kruindaling mede tot stand komt door horizontale deformaties van het slappe lagenpakket (onder/achter het talud). Dit is vastgesteld bij een proefvak langs de Lekdijk in de Krimpenerwaard. Bij doorlopende constructies als een verankerde damwand (gesloten zonder staffeling), is het toegestaan om de autonome bodemdaling van de kruin met 50% te verminderen omdat de horizontale component aanzienlijk wordt gereduceerd door het plaatsen van een stalen damwand.
>
> De autonome bodemdaling dient te worden verwerkt in de schematisatie van de bodemlagen onder de dijk. Bij een vierkante dijk dient de kruin op aanleghoogte te worden aangehouden voor de situatie van 50 jaar.

Figuur 2-21 Eisen kruindaling bij constructies in het binnentalud of teen van de waterkering conform Bind-B

En als laatste is rekening gehouden met duurzaamheids-aspecten bij de constructieve elementen waarbij er gedurende de levensduur rekening is gehouden met degradatie van de sterkte. Dit betreft o.a. degradatie van staal door het optreden van corrosie en voldoende betondekking op de wapening van de betonnen elementen.

> Bij het constructieve ontwerp dient de constructie te worden ontworpen voor de situatie van t=100 jaar, tenzij blijkt dat de situatie bij t= 0 of t = 50 jaar maatgevend blijkt te zijn. Bij het vaststellen van de maatgevende belastings-situatie kan worden verondersteld dat o.a. kruindaling, bodemdaling en corrosie lineair in de tijd ontwikkelt.
>
> Bij een type constructie, waar er sprake kan zijn van verankeringselementen of schuine constructie-elementen (3D-constructies), kan de autonome bodemdaling van de kruin een extra belasting vormen op de constructie. Deze extra belasting dient in rekening gebracht te worden bij het constructief ontwerp. De kruin dient op aanleghoogte (vierkante dijk) ofwel op de bestaande dijkhoogte (bij een paralleldijk) te worden aangehouden als gevolg van periodieke ophogingen (beheer en onderhoud).

Figuur 2-22 Eisen met betrekking tot duurzaamheidsaspecten in het ontwerp conform Bind-B

2.4.2.4 Hydraulische belastingen

De ontwerpbelasting voor de constructieve elementen is conform de VSE Bind-B gebaseerd op een maatgevende rivierwaterstand voor het jaar 2115, zie ook Figuur 2-23. Deze ontwerpwaterstanden zijn tevens weergegeven in Bijlage 3 van Bind-B (Waterschap Rivierenland, 2012). Voor 2115 zijn de ontwerpwaterstanden aangehouden op basis van MHW 1996 + 1 m, zie verder de onderstaande figuur.

2.1 *Hydraulische belastingen*

2.1.1 Ontwerpwaterstanden

Bij de bepaling van de maatgevend hoogwater (MHW) is uitgegaan van de MHWs die opgenomen zijn in het addendum van de leidraad rivieren (LR) voor 2050 en 2100. De waarden voor 2065 en 2115 zijn geïnterpoleerd. M.b.v. Hydra-B zijn de waterstanden bij de oever berekend. Hierop is een toeslag van 0.30 meteropgeteld i.v.m. onzekerheden. Voor de precieze uitwerking van deze berekeningen wordt verwezen naar het rapport Hydraulische ontwerpbelastingen van HKV.
Voor 2115 zijn ontwerpwaterstanden aangehouden van: MHW 1996 + 1.00 meter.

Figuur 2-23 Eisen met betrekking tot hydraulische belastingen voor het constructieve ontwerp conform Bind-B

Ook zijn in Bind-B de geëxtrapoleerde stijghoogten bij zowel MHW 2065 en MHW 2115 in de watervoerende zandlagen voorgeschreven. Deze zijn op basis van hysterese-responsberekeningen op verschillende locaties langs de dijk vastgesteld.

Voor het overslagdebiet is voor de palenwanden en de barettenwanden een maximaal overslagdebiet van 1 l/m/sec aangehouden. Voor de zelfstandige waterkeringen (diepwanden) is 10 l/m/sec aangehouden.

2.4.2.5 Sterkte- en stijfheidsparameters van de grond

De toe te passen sterkte- en stijfheidsparameters voor de constructieve ontwerpberekeningen conform de eerder genoemde ontwerprichtlijnen zijn voorgeschreven in Bijlage A van de OSPW. De sterkteparameters, die zijn afgeleid op basis van resultaten uit celproeven (zie ook paragraaf 2.3.1), zijn gebaseerd op de regionale proevenverzameling Krimpenerwaard-Alblasserwaard.
De parameters van de grondstijfheid zijn gebaseerd op verwachtingswaarden en zijn gebaseerd op een analyse van Proefvak Bergambacht (2001). De betreffende sterkte- en stijfheidsparameters dienen als input in de ontwerpberekeningen van de constructieve elementen.

2.4.2.6 Geohydrologie

Voor de geohydrologische omstandigheden wordt verwezen naar paragraaf 2.3.2 van de gronddijk. Eventuele afwijkingen hiervan bij het ontwerp van de constructieve elementen zullen hieronder worden vermeld.

De geëxtrapoleerde stijghoogten bij MHW2115 voor de constructieve ontwerpen zijn weergegeven in Bijlage 8 van Bind-B. Deze stijghoogten zijn bepaald voor het diepe zand (het Pleistoceen), zie ook Figuur 2-24.

Waterspanningen bij stabiliteitsschermen (2115)

De geëxtrapoleerde stijghoogten bij MHW-2115 op basis van hysterese-responsberekeningen voor de te ontwerpen stabiliteitsschermen (ontwerplevensduur 100 jaar) zijn opgenomen in bijlage 8.
Bovenstaane MHW's en extrapolaties zijn gebaseerd zijn op de jaarkansbenadering conform LR.
Deze resultaten dienen als basis-input voor alle constructie-berekeningen voorzover sprake is van een jaarkansbenadering conform LR (deze is van toepassing voor de damwanden en voor de type I constructies).

In de WSRL- "Ontwerprichtlijn Stabliteitsschermen in Primaire Waterkeringen -2012" alsmede de andere in 3.1.4 genoemde documenten is aangegeven hoe met deze stijghoogtelijnen moet worden omgegaan in de verschillende berekeningsfasen in Plaxis.

Figuur 2-24 Informatie met betrekking tot de geëxtrapoleerde stijghoogten bij MHW2115 conform Bind-B

Er zijn geen stijghoogten weergegeven voor de tussenzandlagen. In de meeste constructieve ontwerpen zijn daardoor ook de potentialen voor het diepe zand aangehouden in de tussenzandlagen. In enkele ontwerpen van de barettenwanden zijn de potentialen in de tussenzandlaag geoptimaliseerd op basis van aanvullende peilbuismetingen. Dit blijkt in ieder

geval zo te zijn bij het ontwerp van de barettenwanden in zowel sectie F2-1 (AW169+40 - 169+110) (CDVM, 30-09-2016) als in sectie F2-3 (AW169+140 - 170+50) (CDVM, 11-11-2016). Beide secties zijn gelegen in Nieuw-Lekkerland.

In Bind-B is ook voorgeschreven hoe de freatische lijn dient te verlopen in de dwarsdoorsnede en hoe de waterspanningen in de diepte dienen te verlopen. Dit geldt zowel onder dagelijkse omstandigheden als tijdens MHW 2115. Deze aanpak is vergelijkbaar met de aanpak zoals weergegeven voor de gronddijk in paragraaf 2.3.2 .

Voor de constructieve elementen die in de buitenkruin van de dijk staan geldt de aanpak zoals vermeld in 2.4.2.6 voor de freatische lijn conform Bind-B :

Freatische lijn bij binnenwaartse stabiliteit zelfstandig waterkerende constructie (type I)

In situaties met een diepwand dient rekening te worden gehouden met een verhoging van de freatische lijn tot MHW aan *zowel de rivierzijde* van de diepwand,a.g.v. belemmerde drainage in polderwaartse richting,*als aan de binnenzijde*a.g.v.infiltratie door het hoge overslagdebiet van 10 l/m/s.

Aan de achterzijde van de constructie dient rekening te worden gehouden met een aanpak zoals aangegeven in “Ontwerp- en uitvoeringsaspecten zelfstandige waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS”.

Figuur 2-25 Omschrijving freatische lijn bij zelfstandige waterkende constructies conform Bind-B

Het verloop van de freatische lijn bij constructieve elementen in zone binnenteen/teen dient conform Bind-B te worden aangehouden als weergegeven in Figuur 2-14 en Figuur 2-15 voor de gronddijk. Het verloop van de freatische lijn is hier afhankelijk van het materiaal waarmee de dijk is opgebouwd.

De indringingslengte aan de onderzijde van het slappe lagenpakket is conform Bind-B als volgt vastgelegd:

Indringingslengte aan de onderzijde van het slappe lagenpakket

- De indringingslengte aan de onderkant van het slappe lagenpakket (zie ook figuur 3.8) bestaande uit klei en veenlagen is vastgesteld op 2,0 m.
- Bij een slappe lagenpakket opgebouwd uit (relatief doorlatende) zandige klei is een indringingslengte van 4,0 m vastgesteld. De genoemde indringingslengte is zowel van toepassing voor indringing vanuit het Pleistocene zand als voor indringing vanuit eventuele tussenzandlagen.

Figuur 2-26 Eisen indringingslengte aan de onderzijde van het slappe lagenpakket conform Bind-B

2.4.2.7 Schematisering

Conform Bind-B wordt het volgende, zoals weergegeven in de onderstaande figuur, aangegeven met betrekking tot de schematisatie van de bodemopbouw:

3.1.4 Schematisatie bodemopbouw bij constructies

Voor het ontwerpen van bijzondere constructies dient per locatie rekening te worden gehouden met de bodemopbouw die leidt tot de grootste krachten en momenten in de constructie en tot de minimale veiligheid voor wat betreft het geotechnisch bezwijken.

Het opstellen van de bodemopbouw (en waterspanningen) voor constructieve ontwerpberekeningen in EEM-modellen dient afhankelijk van de constructie en –locatie, uitgevoerd te worden conform :

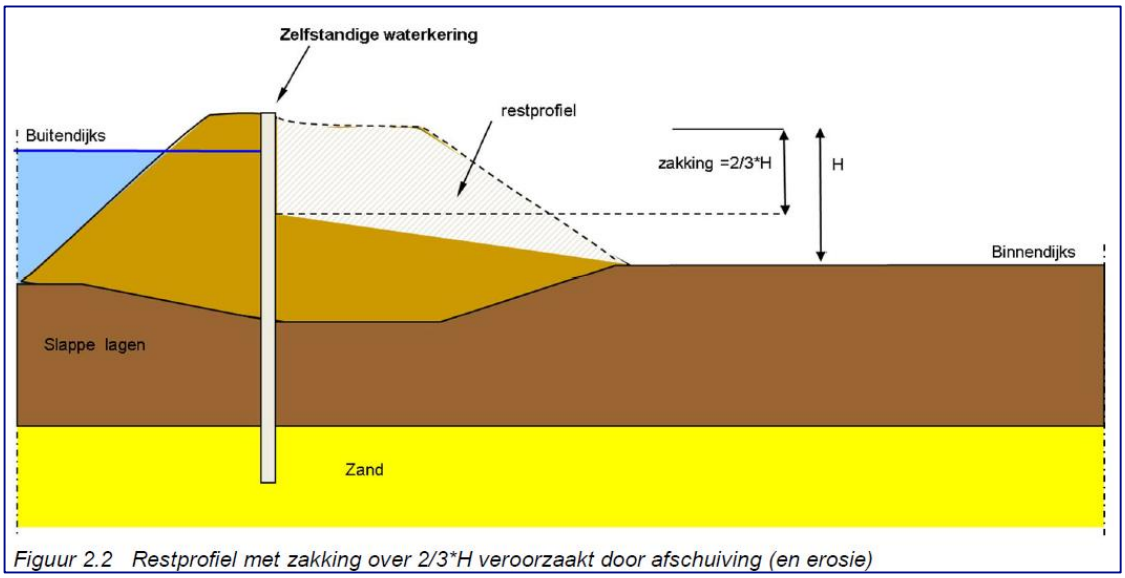
- "WSRL-Ontwerprichtlijn Stabliteitsschermen (type-II) in Primaire Waterkeringen
- "Ontwerp- en uitvoeringsaspecten zelfstandige waterkerende constructies (type-I) dijkversterking KIS"
- "Ontwerp- en uitvoeringsaspecten "niet bewezen" constructieve dijkverbeteringstechnieken KIS"

Figuur 2-27 Eisen met betrekking tot bodemopbouw bij constructies conform Bind-B

2.4.2.8 Overige aspecten

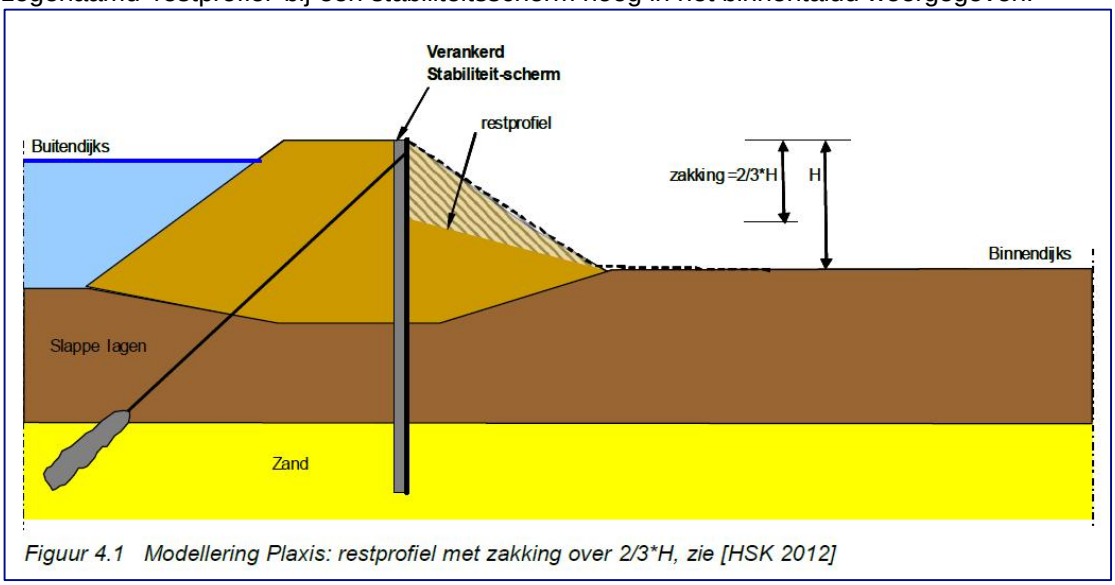
Restprofiel
Voor de dijkversterking KIS is gekozen om een constructieve maatregel in de dijk toe te passen om de macrostabiliteit van de dijk te kunnen verbeteren, omdat er niet voldoende ruimte was om verbeteringen in grond te realiseren. Dit betekent dat er gekozen is voor het handhaven van de bebouwing door middel van het toepassen van een constructieve maatregel. Dit betekent ook dat het opdrijven van het achterland tijdens hogere waterstanden niet wordt verholpen.
Afhankelijk van de beschikbare ruimte bij de situatie van de te versterken dijk, wordt er dan gekozen voor een zelfstandige waterkering in de kruin of een stabiliteitsscherm in het binnentalud of de teen. Bij dergelijke oplossingen is het niet altijd mogelijk om het stabiliteitsprobleem van de gehele dijk op te lossen. Er wordt dan geaccepteerd dat een deel van de dijk (rekenkundig) kan afschuiven tijdens maatgevende omstandigheden. Hier wordt de constructieve maatregel op ontworpen. Het resterende deel van de dijk blijft, bij een dergelijke afschuiving, stabiel dankzij de ondersteuning van de constructie en zorgt er voor dat er geen overstroming plaatsvindt (Deltares, jan 2013).

In Figuur 2-28 wordt schematisch weergegeven hoe de geometrie wordt aangehouden bij een zelfstandige waterkering in het geval dat de stabiliteit van het binnentalud niet voldoende stabiel blijft tijdens het activeren van MHW tijdens de ontwerpberekening. In dat geval wordt in de analyse rekening gehouden met een zogenaamd 'restprofiel'. Dan wordt een deel van de dijk weggehaald in de ontwerpberekening, wat leidt tot een zwaarder ontwerp van de constructie.



Figuur 2-28 Restprofiel bij een zelfstandige waterkering (Deltares, jan 2013)

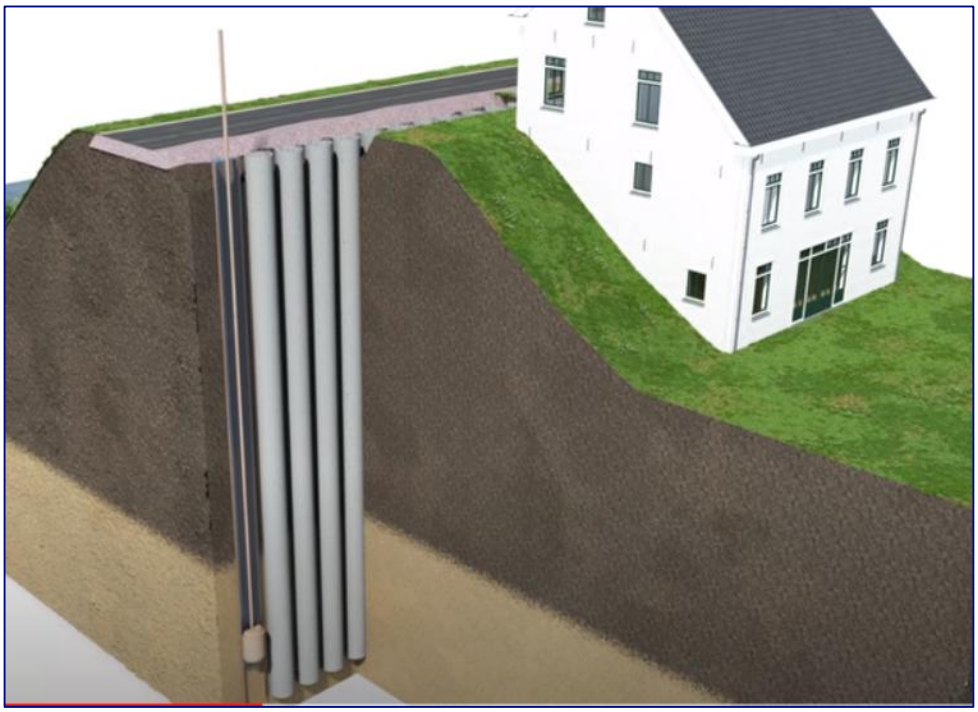
Bij constructies in de zone van het binnentalud geldt het zelfde principe. Ook hier wordt rekening gehouden met een 'restprofiel' in het geval dat het binnentalud in de ontwerpberekening niet voldoende stabiel blijft tijdens extreme omstandigheden. Als er in de ontwerpberekening blijkt dat het binnentalud rekenkundig kan afschuiven, dan wordt de sterkte van de constructie hierop vastgesteld. In Figuur 2-29 is de situatie van een zogenaamd 'restprofiel' bij een stabiliteitsscherm hoog in het binnentalud weergegeven.



Figuur 2-29 Restprofiel bij een stabiliteitsscherm in zone binnentalud (Deltares, 2013a)

Snijden van grond tussen constructieve elementen

Bij een constructie waar de onderlinge elementen niet op elkaar zijn aangesloten dient een extra aspect in het ontwerp te worden beschouwd. Dit is o.a. aan de orde bij een palenwand, waar er sprake is van een wand bestaande uit aparte boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen nog grond zit, zoals schematisch is weergegeven in Figuur 2-30.



Figuur 2-30 Schematische weergave van een palenwand in de binnenkruin van de dijk

Wanneer de afstand tussen de constructieve elementen voldoende klein is, is boogwerking aannemelijk en is de kans klein dat de grond tussen de boorpalen horizontaal opzij kan worden gedrukt tijdens maatgevend belastingen. Bij een toenemende afstand tussen de boorpalen neemt deze kans toe. Daardoor dient in het ontwerp op dit aspect van het 'snijden' van de grond tussen de boorpalen te worden gecontroleerd en zal de werking van de palenwand, bij voldoende kleine afstanden tussen de boorpalen, vergelijkbaar zijn met de werking van een wand waar de constructieve elementen op elkaar zijn aangesloten in lengterichting van de dijk.

Het snijden wordt in de 2D-analyse conform Bind-E (OSPW) gecontroleerd zoals weergegeven in de onderstaande figuur:

6.5.4 Snijden van grond

Snijden van grond wordt getoetst volgens de opzet zoals beschreven is in BIND-E. In BIND-E wordt gesteld dat het toetsen op het faalmechanisme "Snijden van grond" dient te gebeuren conform de methode zoals omschreven in 1202043-014-VEB-v2-r- Praktijkervaringen INSIDE. Hierin wordt gesteld dat de maximale belasting op een paal ten gevolge van het schuiven van grond langs de paal , groter moet zijn dan resulterende gronddruk op de palenwand in Plaxis:

$$9 * c_u * D \geq (\sigma'_{h;achter} - \sigma'_{h;voor}) * h.o.h. * \gamma_{m;b3}$$

Hierin is:

c_u	rekenwaarde ongedraineerde schuifsterkte	[kPa]
D	diameter van de paal	[m]
σ'_h	horizontale korrelspanningen op de wand	[kPa]
h.o.h.	hart-op-hart afstand van de palen	[m]
$\gamma_{m;b3}$	additionele veiligheidsfactor op de gronddruk =1,25	[-]

Figuur 2-31 Invulling aan de eisen bij het toetsen van snijden van grond door de palen (CDVM, maart 2016)

Conform de OSPW dient tevens bij constructies waarbij openingen aanwezig zijn tussen de constructieve elementen, te worden aangetoond door middel van 3D-analyses in EEM dat er sprake is van een veilige benadering bij het toepassen van 2D-analyses bij het ontwerp, zie ook Figuur 2-32.

Extra eisen bij 3D-effecten
Bij het realiseren van openingen in de doorlopende constructie (bijvoorbeeld het weglaten van planken zoals weergegeven in figuur 5.1) dient rekening te worden gehouden met **driedimensionale (3D) effecten**, omdat onvoldoende zekerheid bestaat met betrekking tot de bereikte ontwerp-veiligheid bij een aanpak in 2D. Voor deze gevallen dient bij het ontwerpen met 2D-analyses te worden aangetoond dat er sprake is van een veilige benadering. Dit dient te worden aangetoond door middel van vergelijkende analyses met 2D- en 3D-modellering in EEM voor zowel de UGT- situatie als voor de BGT-situatie. In paragraaf 2.5.1 wordt nader aangegeven hoe om te gaan met de stijfheidsparameters bij deze analyses.

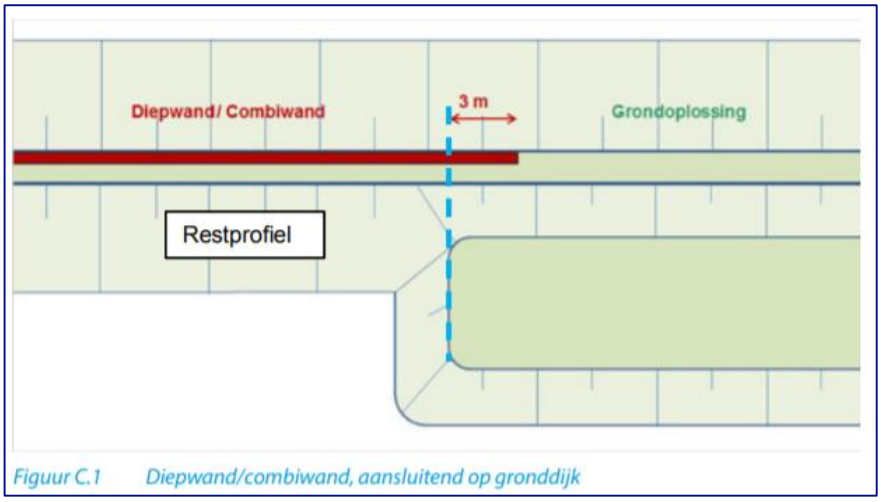
Figuur 2-32 Eisen OSPW bij 3D-effecten bij constructies met openingen (paragraaf 2.3.2.1, OSPW)

Overgangen
Conform de VSE diende er in het constructieve ontwerp ook rekening te worden gehouden met overgangen tussen verschillende onderdelen en oplossingen, zie ook Figuur 2-33.

ID	Overgangen	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
S-Rv-02	Overgangen tussen verschillende onderdelen en oplossingen intern en extern het Systeem KIS dienen zodanig te zijn dat deze geen negatieve invloed hebben op functionaliteit van zowel het systeem KIS als de delen waarop wordt aangesloten.	S-RV-01	S-RV-03 S-RV-04 S-RV-05	
Bron:				
Verificatiemethode: Demonstratie				

Figuur 2-33 Eis VSE met betrekking tot overgangen tussen verschillende onderdelen en oplossingen

Deze eis betreft bijvoorbeeld de aansluiting tussen een constructieve maatregelen op een versterking in grond. In Figuur 2-34 is hier een voorbeeld gegeven van een eventuele overgang tussen een diepwand in de buitenkruin en een grondoplossing binnendijks. Deze overgangen dienen zodanig te zijn gemaakt dat deze geen negatieve invloed kunnen hebben op functionaliteit van zowel het systeem KIS als de delen waarop wordt aangesloten.



Figuur 2-34 Voorbeeld overgang tussen een diepwand in de buitenkruin en een grondoplossing met een binnenberm

In het ontwerp van KIS is rekening gehouden met overgangsconstructies, waar dit nodig werd geacht. Deltares is betrokken geweest bij het beoordelen van een aantal van deze voorzieningen.

2.4.3 Ontwerpberekeningen constructieve elementen

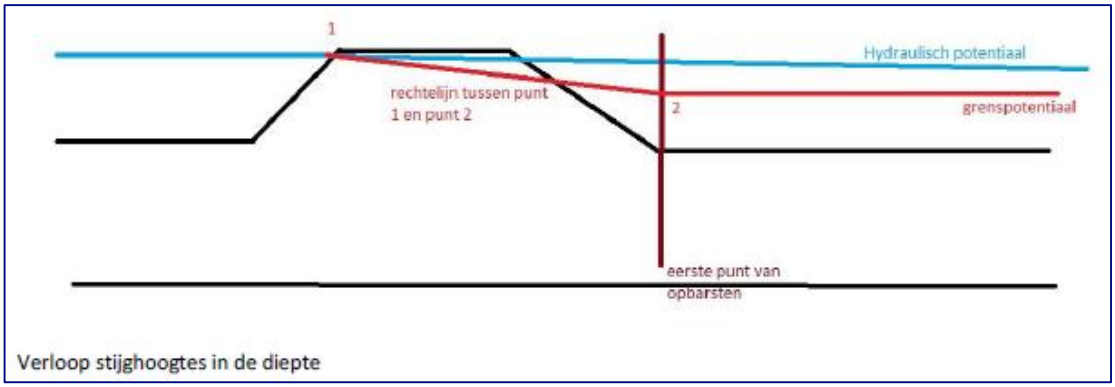
2.4.3.1 Algemeen

De ontwerpberekeningen van de constructieve elementen dienen, zoals eerder is aangegeven in paragraaf 2.4.2.2, te worden ontworpen uitgaande van de aanwijzingen in de twee genoemde ontwerprichtlijnen. Deze berekeningen dienen te worden uitgevoerd met een EEM model waarbij rekening wordt gehouden met de aanwijzingen, die in deze richtlijnen worden gegeven, en waarbij rekening wordt gehouden met wijzigingen zoals vastgesteld in (ABT, 6 januari 2014). Aanvullende wijzigingen zijn tevens vastgelegd in de ontwerprapporten van de constructies.

Bij de berekeningen van de constructieve elementen van KIS is uitgegaan van het Hardening Soil model in Plaxis, waar de mogelijkheid bestaat om meer complexe (niet-lineaire) aspecten van het grondgedrag te beschrijven, zoals een variabele spanningsafhankelijke stijfheid en de invloed van de voorbelasting. In (ABT, 6 januari 2014) zijn de grondparameters voor het Hardening Soil model voor de constructieberekeningen nader uitgewerkt.

In de ontwerpberekening in de Plaxis-analyse dient conform het vastgestelde stappenplan in de OSPW, de geschiedenis van de bestaande dijk en het inbrengen van de constructieve elementen eerst in stapjes te worden gemodelleerd, voordat de maatgevende ontwerpbelasting in het stappenplan wordt geactiveerd en het constructieve ontwerp aan de gestelde eisen wordt getoetst.

Bij de maatgevende ontwerpbelastingen wordt er, indien van toepassing, rekening gehouden met het opdrijven van het slappe lagenpakket aan de polderzijde van de constructieve elementen. Dit houdt in, dat de verticale korrelspanning op het grensvlak tussen het slappe lagenpakket en de watervoerende zandlaag nagenoeg nul wordt. Theoretisch gezien kan de opwaartse waterdruk in de watervoerende zandlaag nooit groter worden dan het gewicht van het slappe lagenpakket (dat bovenop de watervoerende zandlaag is gelegen). In dat geval is het ‘grenspotentiaal’ bereikt, dit is de maximale waterdruk in de watervoerende zandlaag, waarbij het slappe lagenpakket opdrijft. Bij het bereiken van het grenspotentiaal is het verloop van de potentiaallijn in de betreffende zandlaag geschematiseerd conform het principe zoals weergegeven in Figuur 2-35. Het principe van de aangehouden schematisering is ingevuld conform Bind-B.



Figuur 2-35 Principe schematisering verloop van de potentiaallijn in het geval er sprake is van opdrijven van het achterland en het zogenaamde grenspotentiaal wordt bereikt. Deze figuur is afkomstig uit de Ontwerpnota van de barettenwand in sectie F1-2 (CDVM, 30-09-2016)

Om ervoor te zorgen dat de berekening in Plaxis numeriek stabiel blijft, bij het opdrijven van het slappe lagenpakket , dient de verticale korrelspanning op het grensvlak (tussen de

watervoerende zandlaag en het erboven gelegen slappe lagenpakket) net groter dan nul te zijn. De juiste schematisering van het grenspotentiaal in de Plaxis-analyse is een belangrijk aspect bij het ontwerp van een constructieve maatregel.

2.4.3.2 Gerealiseerde ontwerpen

Zoals al aangegeven in paragraaf 2.2.2 betreft het ontwerp van de constructieve elementen het volgende:

- Over circa 2,2 kilometer tussen de panden en de kruin van de dijk (in het binnentalud) een constructie voorzien, die bij opdrijven van het maaiveld aan de binnenzijde, de waterkering stabiel dient te houden.
- Over circa 0,6 kilometer een versterking aan de rivierzijde van de kruin voorzien in de vorm van een constructieve versterking uitgevoerd als zelfstandige waterkering.

In Tabel 2-6 is een overzicht gemaakt van de ontwerpen die door CDVM zijn gerealiseerd.

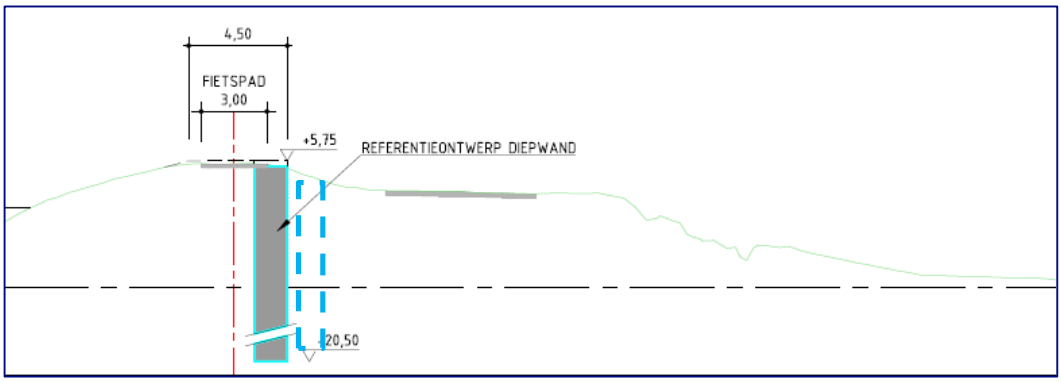
Tabel 2-6 Overzicht hoeveelheden dijksecties waar constructies zijn gerealiseerd

Diepwand	Barettenwand	Verankerde palenwand	Verankerde damwand
3[8]	4	17	1

De tracés waar de constructieve elementen zouden worden toegepast (en ook de constructiezones in de dwarsdoorsneden), waren al vastgelegd in het Projectplan Waterwet (PPW), die onderdeel van de projectnota/MER was, zie ook paragraaf 2.2.1. In de constructiezones is er conform de VSE onderscheid gemaakt in de constructie zone ‘Kruin van de waterkering’ en constructiezone ‘Binnentalud van de waterkering’. In de constructiezone ‘Kruin van de waterkering’ is een zelfstandige waterkering opgenomen en in de constructiezone ‘Binnentalud van de waterkering’ is een stabiliteitsscherm opgenomen. In het PPW is alleen gekozen voor een zelfstandige waterkering waar niks anders kon. Bij de overige locaties is in het PPW gekozen voor een stabiliteitsscherm. Deze keuze van een zelfstandige waterkering of een stabiliteitsscherm is tijdens het PPW gemaakt op basis van de beschikbare ruimte, de bodemopbouw, de bouwkundige staat van de bebouwing en de mogelijke beïnvloeding tijdens de realisatie. De locaties van de constructiezones zijn vermeld in Bind-A Tekeningen Projectplan Waterwet (Waterschap Rivierenland, 2012) (Rivierenland, Waterschap, 2012 a). Op de tekening van Bind-A zijn

CDVM heeft tijdens het dijkversterkingsproject via het waterschap toestemming gekregen om in 5 van de secties, een barettenwand te realiseren in plaats van een diepwand in de constructiezone kruin. Dit is alleen van toepassing waar de kruinhoogte via de naastgelegen paralleldijk, met een kruinbreedte van minimaal 3 m, en waar de buitenwaartse stabiliteit verzekerd was. De bovenkant van de barettenwanden zijn namelijk aangelegd onder de vereiste dijktafelhoogte, zie ook de schematische weergave van de locaties van de barettenwanden in de dwarsdoorsnede in de volgende Figuur.

[8] Een diepwand (sectie F2-1, AW169+40 - 169+110) is afgewerkt op globaal dezelfde locatie in het talud van de parallelkade en met dezelfde hoogte als de barettenwanden, zoals weergegeven Figuur 2-36. De diepwand draagt daardoor op deze locatie geen zorg voor de hoogte, deze wordt ingevuld door de paralleldijk zelf.



Figuur 2-36 Schematische weergave van de positie van de barettenwanden (blauw gestippelde lijn rechts van de diepwand), die als vervanger van de diepwanden zijn gerealiseerd in 4 secties

Voor iedere sectie zijn er ontwerpberekeningen uitgevoerd en zijn er verschillende rapporten opgesteld, die zowel uitgangspunten, ontwerp en realisatie behandelen. Ook zijn er tekeningen beschikbaar. In de onderstaande figuur is een voorbeeld gegeven van de hoeveelheid documenten die per ontwerp aanwezig zijn:

De volgende documenten houden rechtstreeks verband met of zijn rechtstreeks onderliggend aan de onderhavige nota:

[A]	Verificatieplan (VPL)	P16131475-VPL-OWN-09402
[B]	**Ontwerpnota (ONO)**	**P16131475-ONO-OWN-09416**
[C]	Berekeningennota (BER) Ontwerp stabiliteitsscherm	P16131475-BER-OWN-09414
[D]	Berekeningennota (BER) Constr. berekening Paalwapening	P16131475-BER-OWN-09688
[E]	Berekeningennota (BER) Constr. berekening Deksloof	P16131475-BER-OWN-09680
[F]	Tekening (TEK) – overzicht	P16131475-OWN-NL-CO-UO-OV-00914
[G]	Tekening (TEK) – dwarsprofielen	P16131475-OWN-NL-CO-UO-DP-00915
[H]	Tekening (TEK) – paalwapening	P16131475-OWN-NL-CO-UO-DT-00779
[I]	Tekening (TEK) – wapening deksloof	P16131475-OWN-NL-CO-UO-DT-00780
[J]	Tekening (TEK) – vormtekening deksloof	P16131475-OWN-NL-CO-UO-DT-00778
[K]	Specificatienota (SPE)	P16131475-SPE-OWN-09417
[L]	~~Lijst kritieke onderdelen (LKO)~~	~~P16131475-LKO-OWN-09415~~ (in SPE)

Figuur 2-37 Overzicht documenten van het ontwerp bij sectie F1-1 bij dijkversterking KIS

Het dossier van het ontwerp van de constructies bij KIS is daardoor erg omvangrijk.

Diepwand

Een diepwand is een verticaal in de grond gevormde doorgaande wand, die bestaat uit lange slanke gewapende betonnen panelen, die gefaseerd tegen elkaar zijn gestort. De diepwand constructie is vaker toegepast als zelfstandige waterkering in dijkversterkingen.

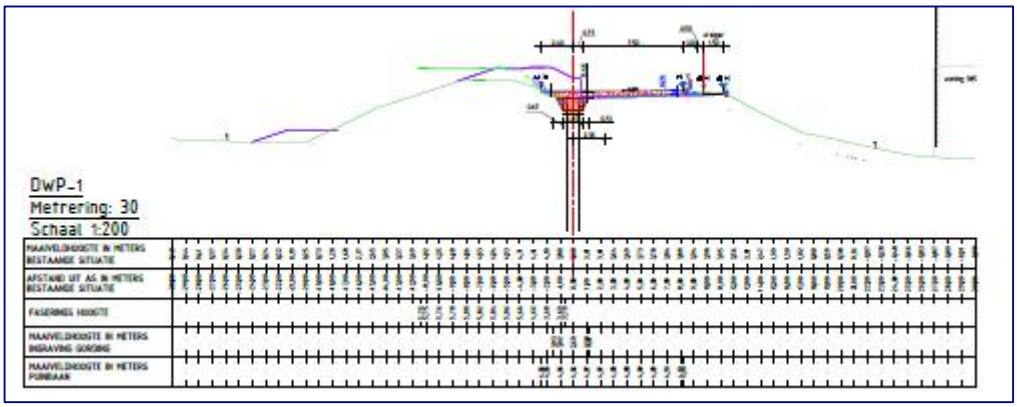
Figuur 2-38 Illustratie van diepwand in uitvoering. De panelen van de diepwand worden tegen elkaar aan gestort, zodat er een doorlopende betonnen wand ontstaat in de kruin van de dijk

Barettenwand

Het principe van een constructie bestaande uit diepwand-baretten is weergegeven in Figuur 2-39. Zoals blijkt uit de figuur is een barettenwand een wand opgebouwd uit diepwandpanelen, die niet via een voegconstructie met elkaar verbonden zijn, maar los van elkaar staan, maar wel verbonden zijn met een gording. Dit type wand is voor het eerst gerealiseerd bij de dijkversterking Bergambacht-Schoonhoven (2013) langs de Lekdijk in de Krimpenerwaard. Deze wand werd daar in de binnenkruin gerealiseerd. Er werd een doorgaande gording toegepast in lengterichting van de wand ten behoeve van de herverdeling van de krachten in de wand.

Figuur 2-39 Schematische weergave van wand bestaande uit diepwand-baretten

Bij de dijkversterking KIS werd de barettenwand aan de buitenzijde van de rijweg gesitueerd, naast de paralleldijk, zoals weergegeven in onderstaande figuur. De barettenwand is gesitueerd in de constructie zone kruin en dient daardoor te worden ontworpen als een zelfstandige waterkering, met uitzondering van de hoogte-eis van de constructie. Zoals blijkt uit onderstaande figuur, zorgt de paralleldijk aan de rivierzijde van de dijk, voor voldoende hoogte van de dijk. De hoogte van de barettenwand is op een lager niveau afgewerkt.



Figuur 2-40 Locatie barettenwand in sectie F1-2

Omdat de barettenwand geen doorlopende wand is en tevens gesitueerd is in de kruin van de (paralleldijk), dient conform de VSE een extra maatregel te worden genomen om onderloopsheid door de openingen in de constructie te kunnen voorkomen. Onderloopsheid zou kunnen optreden door dat er in het ontwerp van de constructie rekening wordt gehouden met het (rekenkundig) afschuiven van de binnenkruin van de dijk, zoals ook is weergegeven in Figuur 2-28. In Figuur 2-41 is de eis uit de VSE vermeld en ook is aangegeven hoe CDVM in de ontwerpen van de barettenwanden hiermee is omgegaan.

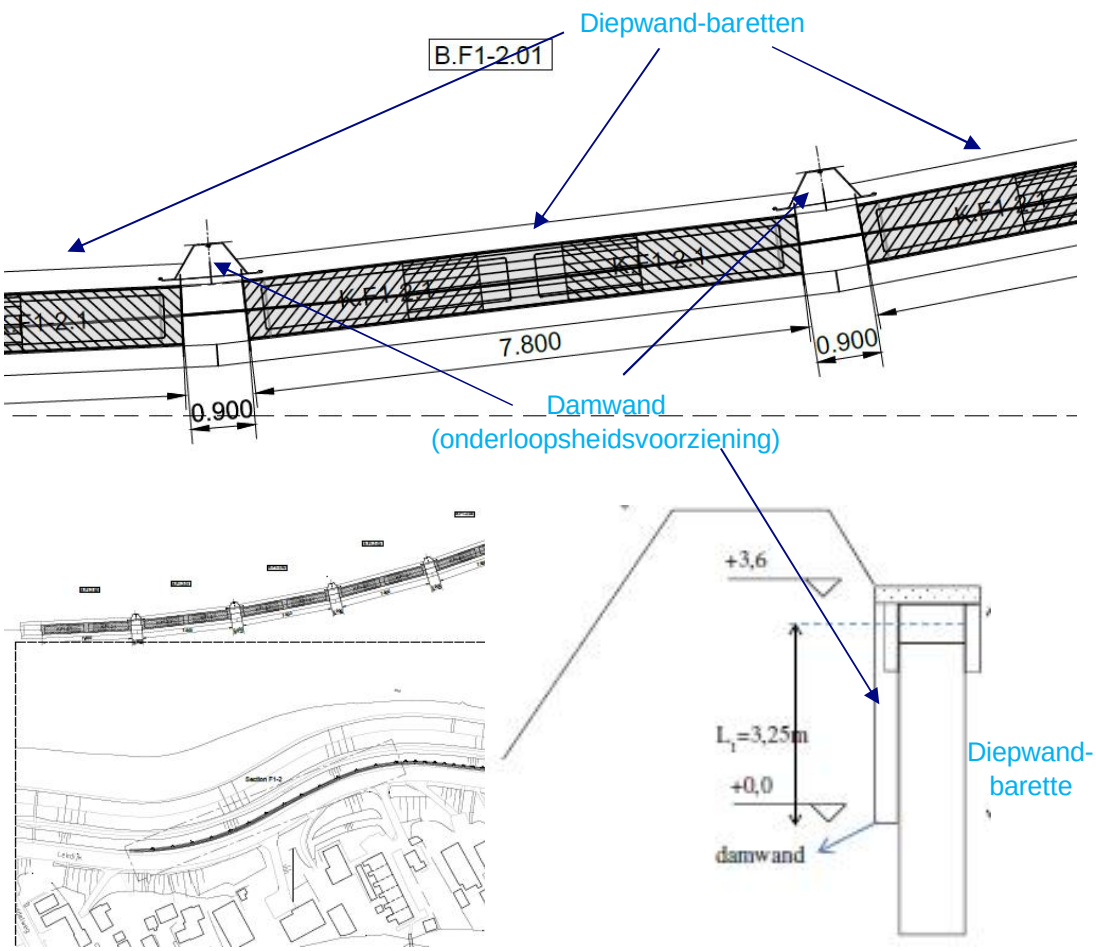
1.2.2.4 BES-Con-As-35 CONSTRUCTIE CKR Onderloopsheid

ID	CONSTRUCTIE CKR Onderloopsheid	Registratiewijze
BES-Con-As-35	De constructie in de kruin van de waterkering CKR dient niet onderloops te zijn	ONO

Een "type I constructie zonder volledig waterkerende hoogte" bestaat uit een gestaffelde wand, waarbij diepwandpanelen worden gemaakt met een bepaalde tussenafstand. Tussen de diepwandpanelen worden tussenpanelen geplaatst over de bovenste meters. Om te voorkomen dat de constructie onderloops is, dienen deze tussenpanelen minstens 1m in de klei te zitten. De tussenpanelen worden bijgevolg tot NAP +0m geplaatst. Hiermee is eis **BES-Con-As-35** aangetoond

Figuur 2-41 Eis uit VSE met betrekking tot onderloopsheid bij het realiseren van een gestaffelde wand in de buitenkruin. In de tekst daaronder is aangegeven hoe CDVM in de ontwerpen van de barettenwanden deze eis hebben ingevuld (Waterschap Rivierenland)

Bij het ontwerp is aan deze eis voldaan door tussen de onderlinge diepwandpanelen tussenpanelen te plaatsen over de bovenste meters. Om te voorkomen dat de constructie onderloops is, dienen deze tussenpanelen minstens 1m in de klei te zitten. De tussenpanelen, die uit stalen damwand-planken bestaan, zijn tot NAP +0m geplaatst. Daarmee is aan eis BES-Con-As-35 voldaan.



Figuur 2-42 Onderloopsheidsvoorziening via damwanden tussen de onderlinge diepwand-baretten, sectie F1-2 (Waterschap Rivierenland, 2018)

De functie van de damwanden tussen de onderlinge diepwandpanelen is dus om er voor te zorgen dat er geen rivierwater door de openingen kan stromen tijdens maatgevende omstandigheden. Deze damwanden zijn geplaatst tot een niveau van NAP +0,0 m, zie ook Figuur 2-42. In het ontwerp van de deksloof (doorlopende betonnen gording) van de barettenwand is de wapening van de deksloof bepaald, uitgaande van de krachtsoverdracht van de damwand aan de ernaast gelegen barettenpanelen.

Verankerde palenwand

De meest toegepaste constructie bij de dijkversterking is de verankerde palenwand. Dit betreft, zoals al vermeld in 2.4.2.8, een wand bestaande uit losstaande boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen bewust nog grond zit.

CDVM heeft gebruik gemaakt van grote diameters palen met een (theoretische) diameter van 1,07 m. Daarnaast is de theoretische afstand tussen de boorpalen gelijk aan die van de diameter, namelijk een afstand van 1,07 m. De hart op hart afstand van de boorpalen is dus 2,14 m.

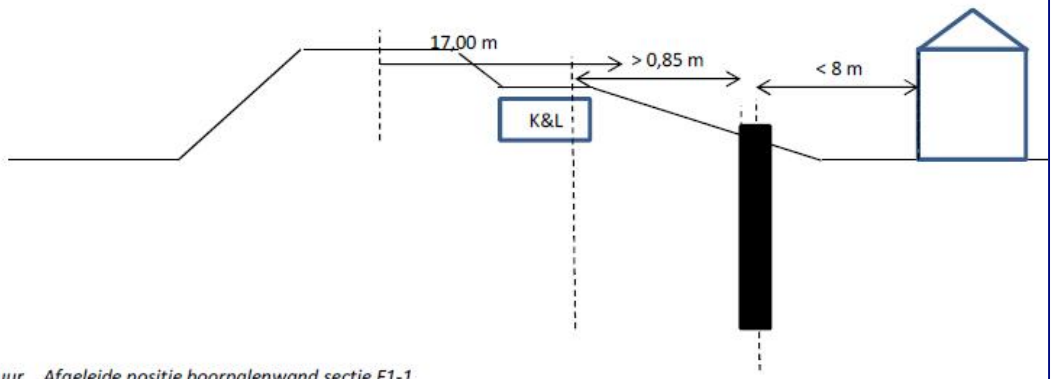
De boorpalen zijn doorverbonden met elkaar via een doorlopende betonnen gording. En er zijn trekankers toegepast tussen iedere boorpaal. De helling van de ankers variëren in de ontwerpen tussen 40^0 en 50^0 ten opzichte van de horizontaal.

Onderstaand worden gegevens vermeld van een van de palenwanden bij KIS. Hierbij is gebruik gemaakt van de palenwand in sectie F1-1. In de volgende figuur wordt nadere informatie vermeld, o.a. met betrekking tot de gekozen positie en de afmetingen van de palen:

De positie van het hart van iedere boorpaal in het horizontale vlak wordt in RD-coördinaten vast gelegd op de overzichtstekening middels een renvooi (samen met installatieniveau en afkappeil). De positie van de palenwand is bepaald op basis van de volgende aspecten:

- De palenwand wordt zo laag mogelijk in het binnentalud aangebracht, omdat dit gunstig is voor de krachtswerking in de wand. In het ontwerp (zie H6) is als afstand tussen de kruin en hart palenwand 17,00 m aangehouden. Een grotere afstand is gunstiger, zodat de genoemde afstand de minimaal aan te houden afstand is.
- De minimale afstand van de wand tot de kabel- en leidingenstrook dient 0,75 m te zijn; vanwege uitvoeringstoleranties wordt 0,85 m aangehouden.
- Vanwege de bereikbaarheid voor de boor- en ankerstelling is ter plaatse van de woningen minimaal ca. 8 m vrije ruimte nodig tussen de woning en hart palenwand om een werkplateau te kunnen aanleggen en voor de werkruimte van de stellingen zelf.
- Ligging in de voorgeschreven constructiezone volgens Bind-A en afstand tot aan buitenkruinlijn dient groter te zijn dan 3 m.
- De h.o.h. afstand van de palen ∅1,070 m bedraagt in het horizontale vlak 2,14 m.
- De resterende breedte van de kruin tussen buitenkruinlijn en wand dient meer dan 3 m te bedragen.

In onderstaande dwarsdoorsnede is de aldus bepaalde positie van de palenwand vastgelegd. Hiermee wordt voldaan aan de eisen **BES-Con-As-42, Nu-As-02 en E-00117**.



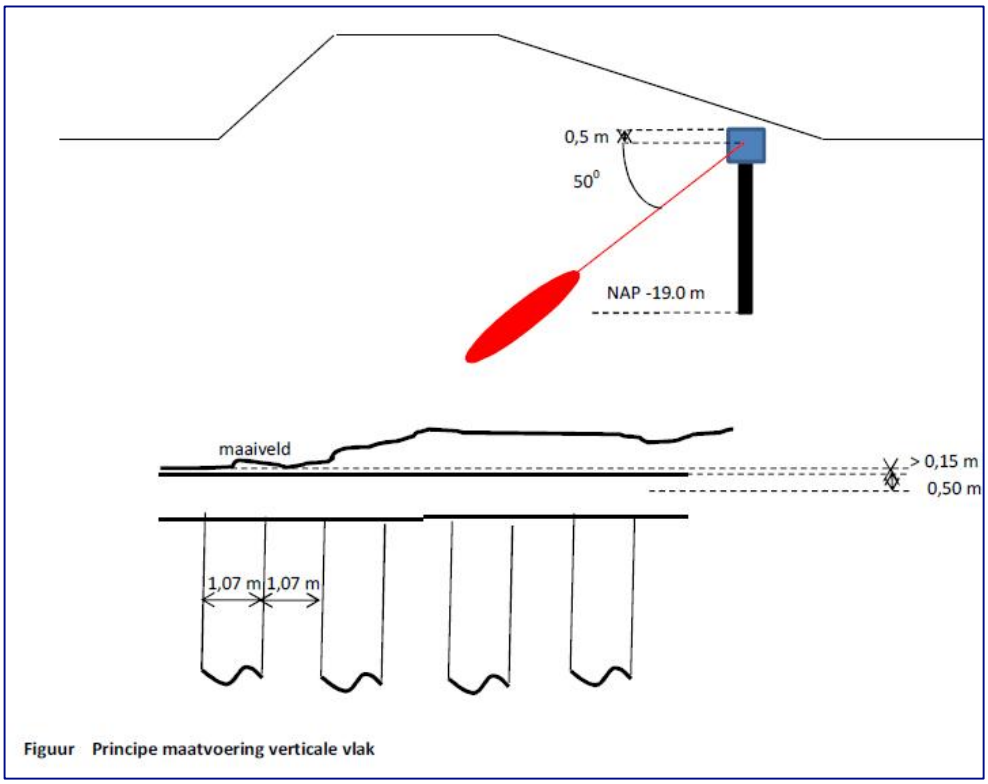
Figuur Afgeleide positie boorpalenwand sectie F1-1.

De positie van de ankerkop wordt eveneens in RD-coördinaten vastgelegd. In principe wordt de verankering loodrecht op de palenwand geplaatst, zodat de hoek in het horizontale vlak 90 graden ten opzichte van de hartlijn van de palenwand bedraagt. In afwijkende gevallen zal dit per ankernummer worden aangegeven. De verankering wordt h.o.h. 2,14 m aangebracht.

Het hart van de deksloof is gelijk aan de ligging van de theoretische hartlijn van de palenwand. Bij de breedte van de gording wordt rekening gehouden met de mogelijke plaatsingstolerantie van de palen a 0,1 m. De breedte van de deksloof is minimaal gelijk aan de diameter van de wapeningskorf van de paal plus aan weerszijden 0,1 m extra vanwege plaatsingstolerantie van de palen in het horizontale vlak (zie hoofdstuk 5.1.1.2)+ de dikte van de benodigde wapening in de gording.

Figuur 2-43 Informatie maatvoering verankerde palenwand sectie F1-1 dijkversterking KIS (CDVM, maart 2016)

En in Figuur 2-44 is de principe maatvoering van de palen en de ankers in sectie F1-1 vermeld.



Figuur 2-44 Principe maatvoering boorpalen en ankers bij sectie F1-1 (CDVM, maart 2016)

Daarnaast staat het volgende vermeld in de Uitvoeringsnota van CDVM van sectie F1-1:

De boorpalen worden geïnstalleerd tot NAP -19,0 m. Deze diepte volgt uit de berekeningen en is de maatgevende waarde die volgt uit de toetsing van de verticale draagkracht en de overall-stabiliteit van de wand. Voor de rekenresultaten wordt verwezen naar de "Berekeningsnota" BER.

De afwerking van de gording vindt plaats onder maaiveld. Aangezien het maaiveld in hoogte varieert is voor de afwerking van de wand het laagst gemeten maaiveldniveau gehanteerd, de afwerking van de palenwand zal niet continue variëren in hoogte (gaat in stappen in het verticale vlak) waardoor het op de meeste locaties dieper onder maaiveld zal liggen. Het anker grijpt aan op ca. 0,25 m onder de bovenkant van de wand (d.i. bovenkant deksloof) waarbij het anker onder een hoek van 50 graden met de horizontaal wordt ingebracht. De exacte diepte van de groutprop volgt uit de ankerberekening van de onderaannemer.

De ankers worden geïnstalleerd nadat de deksloof is gestort. De afkaphoogte van de palen volgt uit de benodigde hoogte van de deksloof en de verplichte afwerking van de deksloof, zodat deze zich over het gehele tracé onder maaiveld bevindt. Hiermee wordt voldaan aan eis BES-Con-As-44.

Figuur 2-45 Informatie in Uitvoeringsnota van CDVM van sectie F1-1 (CDVM, maart 2016)

Uit de gegevens in de figuur blijkt dat de boorpalen in sectie F1-1 zijn geïnstalleerd tot NAP – 19,0 m.

In Figuur 2-46 is een foto van een gerealiseerde palenwand weergegeven voordat deze afgewerkt is onder een grondaanvulling op het binnentalud.

Figuur 2-46 Foto van gerealiseerde palenwand bij KIS. In beeld zijn de doorlopende betonnen gording en de verankeringskoppen. De constructie verdwijnt onder het maaiveld na het verflauwen van het binnentalud

Verankerde damwand
De verankerde damwand betreft een kadeconstructie in sectie V. Het ontwerp van deze constructie is gebaseerd op OSPW, waarbij er enkele wijzigingen in de uitgangspunten van het ontwerp zijn voorzien, omdat het ontwerp van deze constructie betrekking heeft op de buitenwaartse stabiliteit. Bij deze constructie heeft er monitoring plaatsgevonden van o.a. de ankerkrachten tijdens de realisatie van de nieuwe klimaatdijk aan de buitenzijde van de oude dijk.

2.4.3.3 Kwaliteitsborging constructieve ontwerpen

Deltares is betrokken geweest bij het ontwerp- en uitvoeringsproces van de constructieve elementen. Door Deltares zijn er ook technische reviews uitgevoerd op verschillende delen van de door CDVM opgestelde documenten. Dit betreft o.a. het Uitganspuntenrapport van ABT (ABT, 6 januari 2014), het Werkplan Boorpalen, het Werkplan Diepwanden en het Monitoringsplan. Daarnaast zijn er reviews uitgevoerd op een aantal ontwerpen van de constructieve elementen van CDVM. Deze ontwerpen, die Deltares heeft gereviewd, zijn geselecteerd en aangeleverd door Waterschap Rivierenland. Bij deze reviews van Deltares is er speciaal op gelet dat de gekozen schematisering van de bodemopbouw en de aangehouden waterspanningen tot de grootste krachten in de constructie leiden en dat de ontwerpen zijn uitgevoerd conform de daarvoor geldende uitgangspunten, randvoorwaarden en eisen. Ook Ingenieursbureau Concretio is betrokken geweest bij deze reviews op gebied van de constructieve elementen m.b.t. betontechnieken zoals wapeningsberekeningen, scheurwijdtetoetsen maar ook aspecten tijdens de realisatie.

2.4.4 Realisatie constructieve elementen

2.4.4.1 Algemeen

Bij de realisatie van de verschillende constructieve elementen in de dijk bij de dijkversterking KIS diende er conform de VSE rekening te worden gehouden met de inpassing in de omgeving waarbij er rekening diende te worden gehouden met verschillende aspecten. In dit rapport zal met name worden gekeken naar de aspecten die van belang zijn voor de invulling van de vraagstukken met betrekking tot de waterveiligheid.

In deze paragraaf zal eerst een korte toelichting worden gegeven van de eisen die van belang zijn vanuit de VSE. Daarna zal kort worden ingegaan op de realisatie van de constructieve elementen conform de opgestelde werkplannen.

2.4.4.2 Functionele eisen

Conform de VSE zijn verschillende eisen van toepassing bij de realisatie van de constructieve elementen. Zoals blijkt uit Figuur 2-47 werden er zowel eisen gesteld aan de stabiliteit van de waterkering tijdens de uitvoering als ook tijdens de levensduur. De verdere uitwerking van de eisen tijdens de realisatie zijn behandeld in Bind-B.

6.3 ASPECTEISEN **SYSTEEM KIS**

Betrouwbaarheid

ID	Functionaliteit	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
S-As-01	Betrouwbaarheid van het waterkerend vermogen en operationele voorzieningen van het systeem KIS, dient altijd te zijn gewaarborgd.	S-F-06	S-As-02 S-As-03 S-As-04	
Bron: Nota: hoofdstuk verwijzing leidraden				
Verificatiemethode: Demonstratie				
Toelichting: zie ontwerpmatrix figuur 4-3 - waterkerend vermogen *(zoals: stabiliteit, hoogte, erosiebestendigheid, waterhuishouding)*; - operationele voorzieningen *(zoals: varen, wonen)*; - altijd *(zowel gedurende realisatie als de komende 50/100 jaar).*				

ID	Uitvoeringsstabiliteit	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
S-As-02	De (uitvoerings-) stabiliteit van de waterkering mag nooit in gevaar komen. Specifieke eisen staan aangegeven bij Waterkering.	S-As-01	Geen	
Bron:				
Verificatiemethode: Monitoring				
Toelichting: (noch in de zomer noch in de winter)				

ID	Schades	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
S-As-03	Schades welke ongeacht in welk onderdeel en welke vorm van het Systeem KIS optreden: - mogen nooit de (uitvoerings-) stabiliteit van de waterkering in gevaar brengen. - dienen schade aan omgeving waaronder woningen te beperken. Specifieke eisen staan aangegeven in diverse hoofdstukken VSE en VSP.	S-As-01	S-As-31 S-As-32	
Bron: hoofdstukken VSE en VSP hoofdstuk 3.6				
Verificatiemethode: Rapportage				

Figuur 2-47 Aspecteisen m.b.t. de stabiliteit van waterkering, zowel tijdens de realisatie als tijdens de levensduur

Conform de VSE geldt ook dat de functionaliteit van secties zodanig dient te zijn, dat geen invloed ontstaat op enig faalmechanisme ter plaatse of van aangrenzende interne en externe secties en oplossingen, zie ook Figuur 2-48. Dit aspect is van belang voor de uitvoering van de constructieve elementen.

ID	Invloeden	Bovenliggende eis(en)	Onderliggende eis(en)	
S-RV-05	De functionaliteit van secties binnen het Systeem KIS dient zodanig te zijn dat geen invloed ontstaat op enig faalmechanisme ter plaatse of van aangrenzende interne en externe secties en oplossingen.	S-RV-02	Geen	
Bron:				
Verificatiemethode: Berekening TR: waterkerende grondconstructies en zand meevoerende wellen.				

Figuur 2-48 Eis VSE met betrekking tot de functionaliteit binnen het systeem KIS

Daarnaast wordt in de VSE aangegeven, in verband met waterwinning, dat in de secties A t/m L geen kortsluiting tussen het maaiveld en de watervoerende lagen mag plaatsvinden door de te verrichten werkzaamheden. Zie ook Figuur 2-49.

1.2.5.4 VRG-00010– Vergunningseis versterkingsconstructie

ID	Vergunningseis effect waterwinning	Registratiewijze
VRG-00010	Grondwaterbeschermingsgebied sectie A t/m L: - Waterwinning dient gewaarborgd te blijven, er mag geen verstoring plaatsvinden van de winning en transport. Werkzaamheden mogen, door creëren van kortsluitstroming tussen maaiveld en diepere watervoerende lagen, geen risico creëren voor toekomstige verontreinigingen.	ONO

Doordat de palenwand waterdoorlatend is, wordt de waterwinning en transport niet verstoord. Omdat er verbuisd geboord wordt en er direct beton gestort wordt, kan er geen kortsluiting plaatsvinden. Hiermee is eis **VRG-00010** aangetoond.

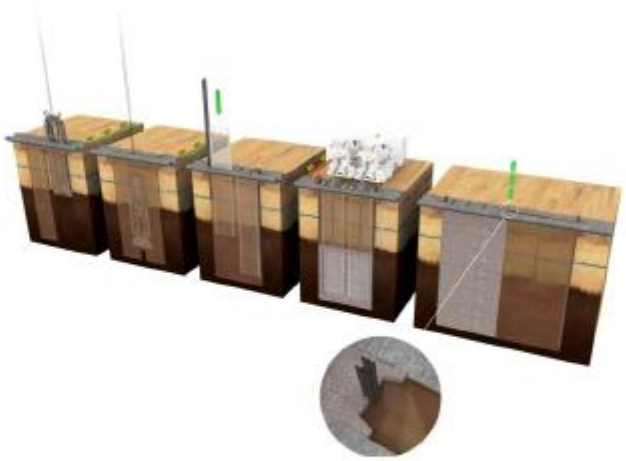
Figuur 2-49 Eis VSE m.b.t. het ontstaan van kortsluiting tussen maaiveld en diepere watervoerende lagen

2.4.4.3 Realisatie diepwanden

Volgens het Werkplan diepwanden van CDVM (CDVM, 20 april 2016) zijn de diepwanden conform de voorschriften van EN1538 gerealiseerd. De algemene volgorde voor het uitvoeren van een diepwandpaneel is beschreven in (CDVM, 20 april 2016).

7.16 Uitvoeringsmethodiek diepwanden

De algemene volgorde voor het uitvoeren van een diepwandpaneel is als volgt:



Uitvoeringswijze: Conform de voorschriften van EN1538

1. Graven van paneel met grijper tussen geleidewanden – vullen sleuf met steunvloeistof. Na uitgraven eerste graafgang volgt het uitgraven van de tweede graafgang.
2. Weggraven van de centrale grondstop of 'merlon' tussen twee openingspassen
3. Uitrusten van één paneel: inbrengen van wapeningskorf en tijdelijk stalen voegplank
4. Betonneren met plunjerbuizen en recuperatie van de bentonietsuspensie
5. Ontkisten en verwijderen voegplank

Figuur 2-50 Beschrijving uitvoeringswijze van een diepwandpaneel conform Werkplan diepwanden (CDVM, 20 april 2016)

De sleufwandstabiliteit, waarbij een controle wordt verricht van het dichtvallen van de sleuf tijdens de uitvoering, is vooraf gecontroleerd volgens de norm van DIN 4126. Ook is uitvoeringsstabiliteit gecontroleerd, uitgaande van de druk die wordt uitgeoefend door het vers gestorte beton in de sleuf. Voor zo ver bekend zijn er geen problemen geweest met de sleufwandstabiliteit of uitbraken van bentoniet tijdens de realisatie van de diepwanden.

Gelet op de slappe bodem, bestaande uit klei- en veenlagen, die onder de dijk aanwezig is bij de dijkversterking KIS was, omdat het volumegewicht van beton hoger is dan die van de slappe klei- en veenlagen, de verwachting dat er enige overconsumptie van beton zou optreden. Deze verwachting was gebaseerd op de ervaringen bij de dijkversterking Bergambacht-Schoonhoven, waar er diepwanden in een vergelijkbare ondergrond zijn gerealiseerd. Dit betekent dat de werkelijke dikte van de diepwandpanelen iets groter wordt dan de theoretische dikte, waardoor er extra beton wordt verbruikt tijdens de realisatie.

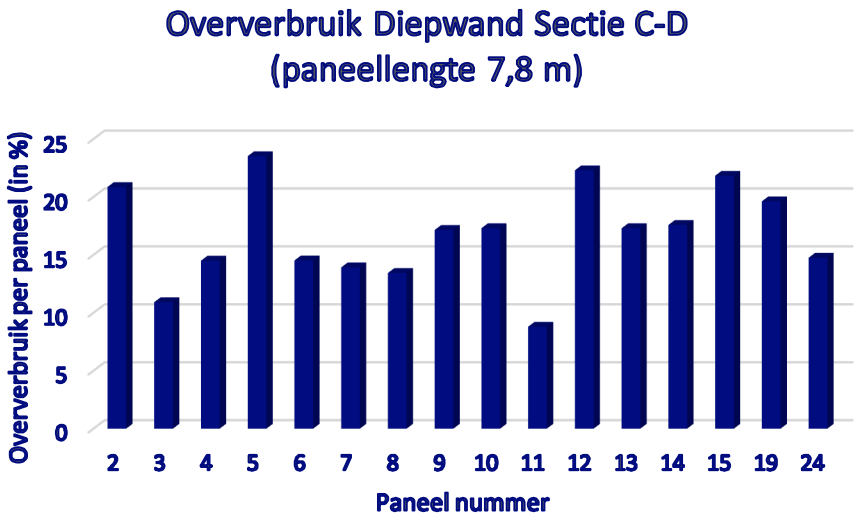
In Tabel 2-7 is een overzicht van de vier diepwandsecties weergegeven, die bij KIS zijn gerealiseerd. Dit betreffen doorgaande diepwanden met een paneeldikte van 0,8 m en een diepte variërend tussen ca. 20 en 27 m. In Tabel 2-7 is ook het vastgestelde oververbruik van de hoeveelheid extra cement die nodig was bij de realisatie weergegeven bij de twee van de 4 secties. Uit de Tabel blijkt er sprake te zijn van een oververbruik van globaal 11-17% per paneel.

Tabel 2-7 Overzicht van de 4 secties waar doorgaande diepwanden zijn gerealiseerd, inclusief het vastgestelde gemiddelde oververbruik bij twee van de 4 secties; De panelen zijn alleen 0,8 m dik en tot een diepte van ca. 26-27 m uitgevoerd

Sectie	HMP	Oververbruik, gemiddeld [in %]	Paneellengte (m)	Diepte wand (m)
C-D	AW163+133 en AW164+140	16,8	7,8	20,5 – 26,5
E	AW165+115 en AW166+155	Niet bepaald	7,8	26,4
F2-3	AW169+140 en AW170+50	11,1	7,8	26,7
U	AW196+90m en AW197+40m	Niet bepaald	7,4	21,5

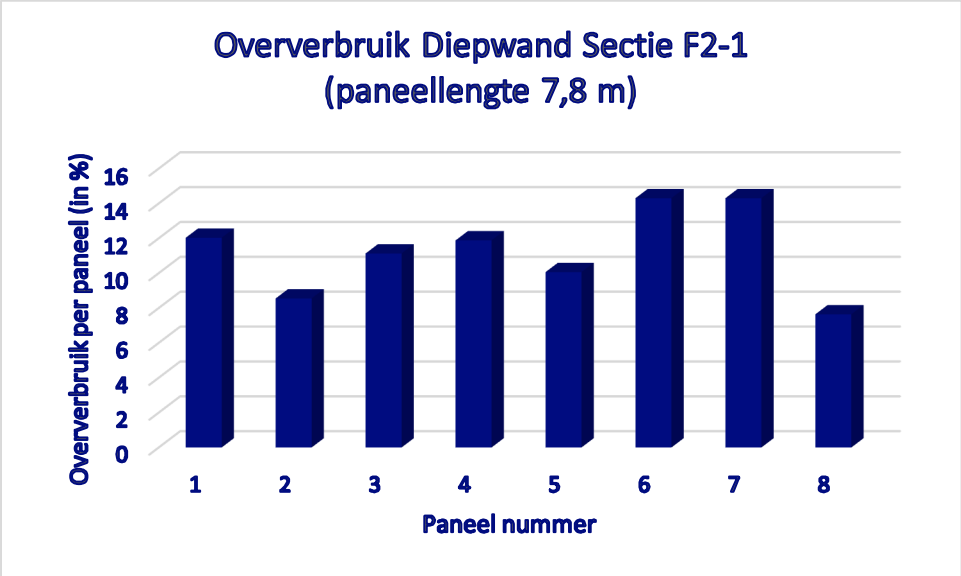
In bijlage D kan een indruk worden verkregen van de bodemopbouw langs een aantal van de deelsecties van de dijkversterking. De locatie van sectie F2-3 is in deze bijlage weergegeven. Het oververbruik treedt met name op door grondverdringing in de klei- en veenlagen, wat betekent dat het oververbruik in deze grondlagen groter is dan het gemiddelde oververbruik zoals vermeld in de tabel.

In Figuur 2-51 is het oververbruik van de hoeveelheid beton per diepwandpaneel bij sectie C-D weergegeven.



Figuur 2-51 Weergave oververbruik van hoeveelheid cement in % per diepwandpaneel bij sectie C-D (Waterschap Rivierenland, 2018)

En in Figuur 2-52 is het oververbruik van de hoeveelheid beton per diepwandpaneel bij sectie F2-1 weergegeven.



Figuur 2-52 Weergave oververbruik van hoeveelheid cement in % per diepwandpaneel bij sectie F2-1 (Waterschap Rivierenland, 2018)

En in Bijlage E zijn een aantal betonneergrafieken weergegeven van sectie C-D en sectie F2-1. Uit deze grafieken blijkt dat er sprake van een vrij geleidelijke toename van het oververbruik over de diepte, met een lichte stijging over de bovenste 5 – 10 m van de panelen.

2.4.4.4 Realisatie barettenwanden

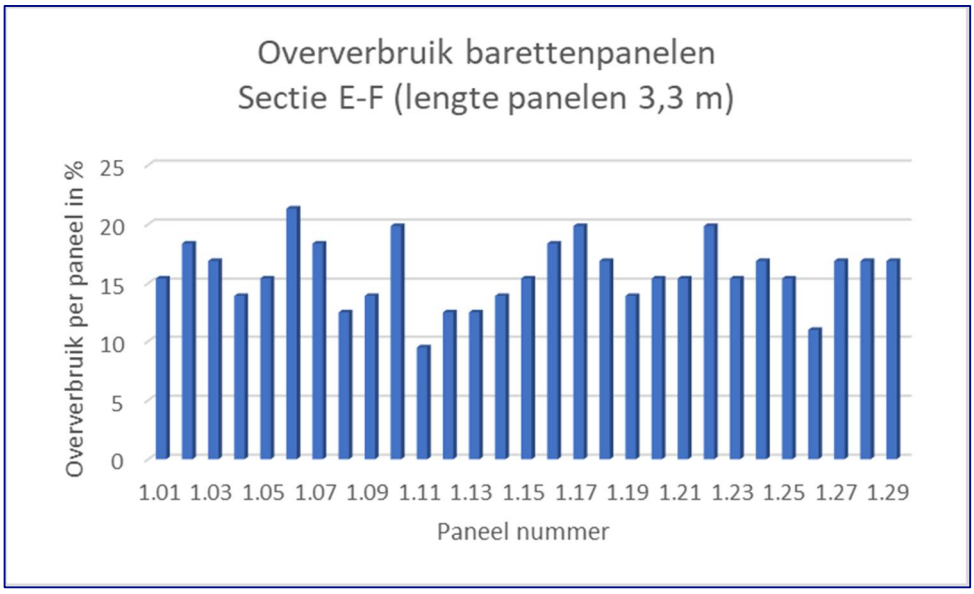
De uitvoering van de losstaande diepwandpanelen, die onderdeel uitmaken van de barettenwand, vindt plaats conform de uitvoeringsprocedure van de diepwanden zoals al behandeld in 2.4.4.3. De damwandplanken, die tussen de baretten staan, ter voorkoming van onderloopsheid, zijn al ingebracht voordat de diepwandpanelen worden gemaakt. Als laatste wordt een doorlopende deksloof langs de constructieve elementen gemaakt.

Het geregistreerde oververbruik bij de 4 secties met barettenwanden is beschouwd. Het gemiddelde oververbruik per sectie is weergegeven in Tabel 2-8.

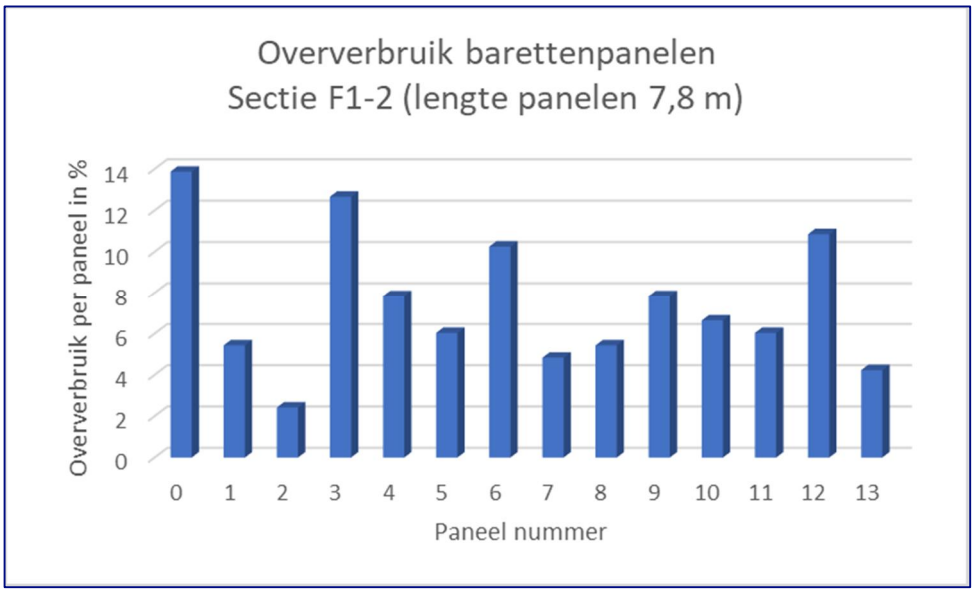
Tabel 2-8 Overzicht van de vier secties waar barettenwanden zijn gerealiseerd en vastgestelde gemiddelde oververbruik per sectie; De panelen zijn alleen 0,8 m dik en tot een diepte van ca. 26-27 m uitgevoerd

Sectie	HMP	Oververbruik, gemiddeld [in %]	Paneellengte (m)
E-F1	AW166+150 en AW167+070	15,8	3,3
F1-2	AW167+150 en AW168+100	7,5	7,8
F1-3	AW168+100 en AW169+10	16,4	3,3
F2-3	AW169+140 en AW170+50	9,7	7,8

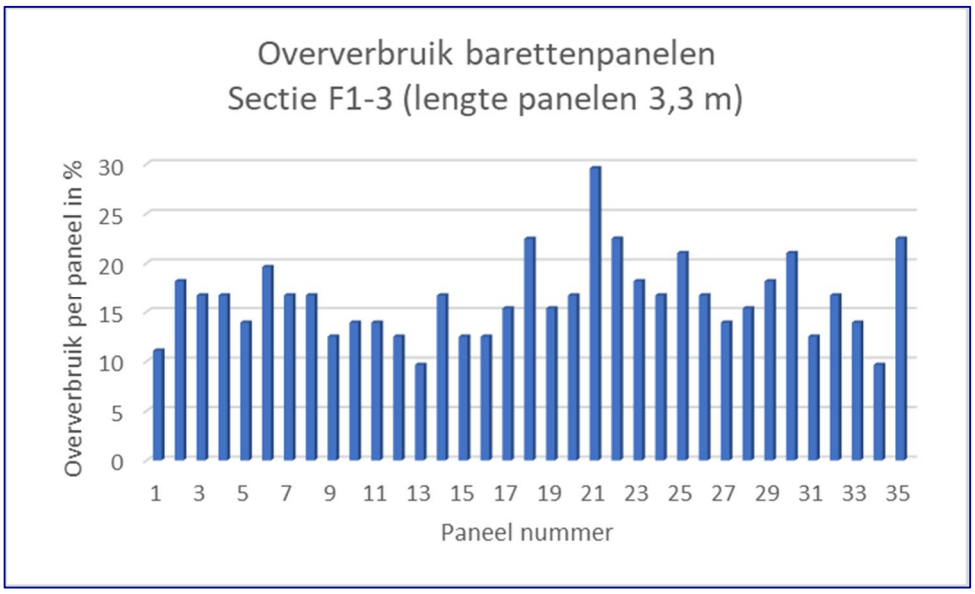
De grondgesteldheid is globaal vergelijkbaar. Een indruk van de bodemopbouw van de eerste drie secties in Tabel 2-8 kan worden verkregen via het geotechnisch lengteprofiel, dat is weergegeven in Bijlage D. Uit Tabel 2-8 blijkt dat er een opmerkelijk verschil zit in het oververbruik van de panelen in sectie E-F1 en sectie F1-3, waar een korte paneellengte is aangehouden bij de realisatie, vergeleken met het oververbruik in sectie F1-2 en sectie F2-3, waar een langere paneellengte is aangehouden. Dit verschil kan niet goed worden verklaard op basis van de bodemopbouw. Onderstaand zijn de vastgestelde oververbruiken per paneel per sectie uitgezet in Figuur 2-53 t/m Figuur 2-56.



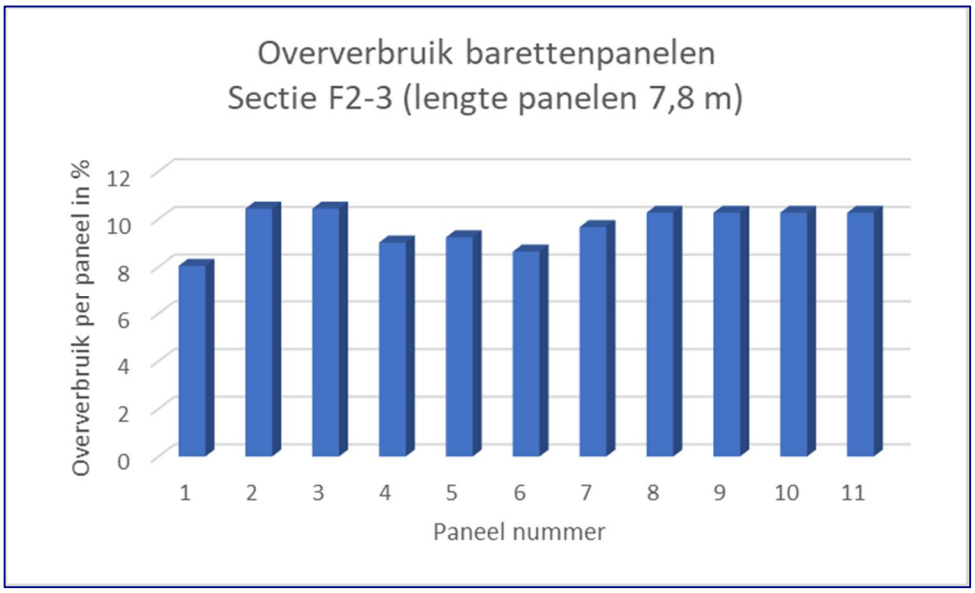
Figuur 2-53 Overzicht van de panelen van de barettenwand in sectie E-F (Waterschap Rivierenland, 2018)



Figuur 2-54 Oververbruik bij de realisatie van de panelen van de barettenwand in sectie F1-2 (Waterschap Rivierenland, 2018)



Figuur 2-55 Oververbruik bij de realisatie van de panelen van de barettenwand in sectie F1-3 (Waterschap Rivierenland, 2018)



Figuur 2-56 Oververbruik bij de realisatie van de panelen van de barettenwand in sectie F2-3 (Waterschap Rivierenland, 2018)

In Bijlage E zijn een aantal van de betonneergrafieken weergegeven van de vier dijksecties. Uit deze betonneergrafieken in Bijlage E lijkt het oververbruik vrij geleidelijk toe te nemen over de diepte. Wel lijkt er in Sectie F1-3 veel verlies op te treden bovenin, op een diepte van circa mv – 5 m. Het is niet bekend waardoor dit verlies bovenin is opgetreden. De mogelijkheid bestaat dat dit veroorzaakt wordt doordat zandig materiaal in de sleuf stort onder de geleidingsbalk tijdens het uitgraven van de slappe bodem.

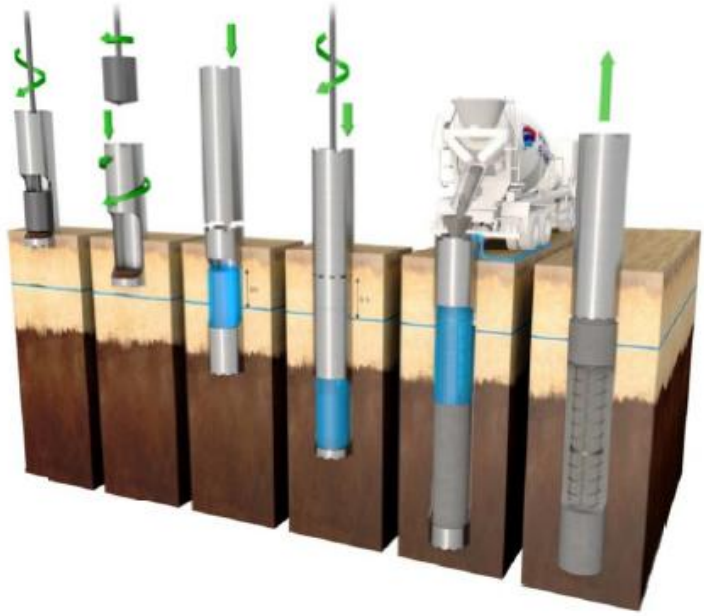
2.4.4.5 Realisatie verankerde boorpalenwanden

Boorpalen
Conform het werkplan is de uitvoeringsprocedure van de boorpalen conform de bepaling zoals beschreven onder de norm EN1536, zie ook Figuur 2-57. Dit betreft een grondverwijderende techniek, waar de grond binnen in de boorcasing wordt verwijderd tot de benodigde diepte van de boorpaal. Na het plaatsen van de wapening en het storten van beton wordt de boorcasing weer getrokken.
De diameter van de boorkroon, die is toegepast, is iets ruimer van afmeting dan de boorcasing zelf, wat mogelijk leidt tot een open ruimte tussen de buitencasing en het boorgat. Dit wordt nader behandeld in paragraaf 3.2.2.3.

7.8.1 Uitvoeringsprocedure verbuisde boorpalen grote diameter

De uitvoeringsprocedure is conform de bepalingen zoals beschreven onder de norm EN1536

7.8.1.1 Schematische voorstelling van de uitvoeringswijze



Uitvoeringswijze: Conform de voorschriften van EN 1536

1. Boorbuis centreren over het middelpunt van de paal.
2. De eerste boorbuis, voorzien van boorkroon, wordt in de grond gewrikt.
3. Naarmate het boren vordert, worden er boorbuiselementen bijgevoegd.
   Bij boren onder het grondwaterpeil moet een wateroverdruk in de voerbuis gecreëerd worden. Het waterniveau in de buis moet minimaal +1m NAP zijn (Dit is van toepassing voor alle secties). Via berekening zal gecontroleerd worden tot welk niveau droog kan ontgraven worden.
4. Na het bereiken van het aanzetpeil: opschonen boorfront en boorwater afpompen, plaatsen van de wapening en betonnering met een plunjerbuis
5. Tijdens het betonneren worden de tijdelijke boorbuizen stapsgewijs getrokken, waarbij het beton de plaats inneemt van de voerbuis.

Figuur 2-57 Uitvoeringwijze van de boorpalen bij dijkversterking KIS conform Werkplan boorpalen (CDVM, 2015)

Gelet op de lage ligging van het maaiveld en de stijghoogten, die dagelijks in de watervoerende zandlagen aanwezig zijn, is het in verband met de kans op opbarsten van de grondlagen binnen de boorcasing niet mogelijk om de boorcasing droog in te boren tot de volledige diepte van de boorpalen. Daardoor zijn voorzorgsmaatregelen genomen door vooraf per sectie vast te stellen hoe de uitvoering gerealiseerd moest worden. Voor sectie H is dit als volgt vastgelegd in de onderstaande Figuur.

De casing mag droog ingeboord worden tot een diepte van NAP -12,20 m voor de palen 1 t/m 21. In eerste instantie zal droog geboord worden binnen de casing. Na het bereiken van de kritische diepte waarop opbarsten vanuit de dieper gelegen zandlagen kan plaatsvinden, zal de casing gevuld worden met water en wordt in den natte geboord.
Bovendien wordt het peil binnen de casing dusdanig hoog opgezet dat geen opwaartse grondwaterstroming vanuit het Pleistocene zand plaats vindt. Zodoende wordt het ontstaan van een lekweg onder alle omstandigheden voorkomen. Hiermee wordt aan eis **EMVI-KL-011** voldaan. Tot deze diepte zal tijdens uitvoerings-MHW (1/200-jaar golf) geen opbarsten van de prop optreden. De berekening is in Bijlage IV weergegeven.
Er worden binnen KIS geen damwanden meer toegepast als stabiliteitsscherm in het binnentalud. Overal zijn verankerde boorpalen voorzien die trillingsarm en grondverwijderend binnen een tijdelijke casing worden aangebracht. Hierdoor is de eis **EMVI-KL-010** niet meer relevant voor het ontwerp en wordt voldaan aan eis **EMVI-KL-041**. Aangezien er een boorpalenwand als versterkingsconstructie gekozen is, wordt er aan eis **VRG-00013** voldaan.

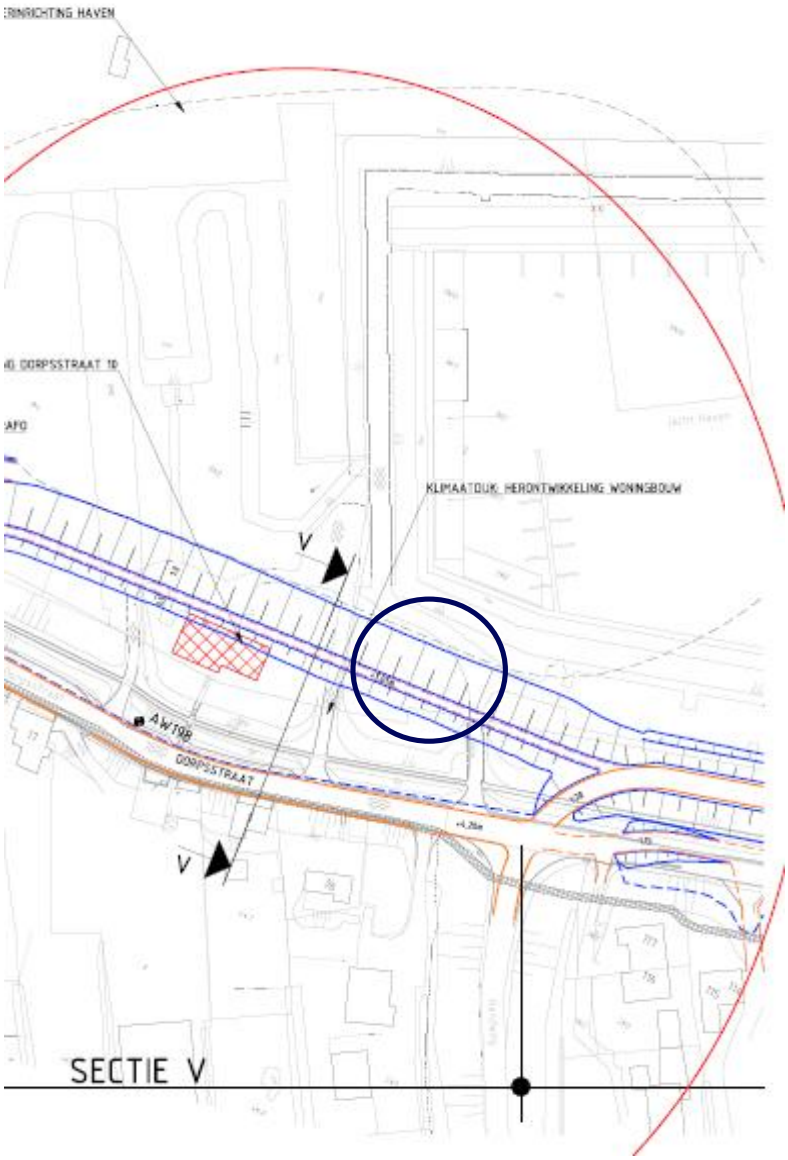
Figuur 2-58 Voorbeeld van voorzorgsmaatregelen die genomen zijn in sectie H bij de realisatie van een boorpalenwand (CDVM, jan 2016)

Bij de dijkversterking KIS is er sprake van een vrij slappe bodem, bestaande uit klei- en veenlagen (zie ook bijlage D, voor een impressie van de bodemopbouw). De aanwezigheid van deze slappe bodem is de oorzaak van het uitzakken van de nog vloeibare beton bij het storten. Het gevolg hiervan is dat de slappe grond door het beton wordt verdrongen en dat de diameter van de paal daardoor groter wordt dan voorzien. Deze verdringing van de grond kan alleen plaatsvinden bij een goede aansluiting tussen het beton en de grond. Dit betekent dat de werkelijke paaldiameter groter wordt dan de theoretische, waardoor er extra beton wordt verbruikt tijdens de realisatie.

Conform de aanwijzingen in Figuur 2-58 wordt het peil binnen de casing dusdanig hoog opgezet dat geen opwaartse grondwaterstroming vanuit het Pleistocene zand plaats vindt.

Zoals al in paragraaf 2.2.3 is aangegeven, is de techniek met boorpalen beoordeeld door de Commissie Vrijling uitgaande van het ‘Toetsingskader: Niet bewezen dijkversterkingstechnieken’ (Deltares, 29 januari 2013). De commissie heeft aangegeven vertrouwen te hebben in de onderbouwing van het ontwerp en in de beheersbaarheid van de uitvoering, mits CDVM de in haar aanbieding opgenomen en door de commissie aanvullend gesignaleerde risico’s adequaat oppakt.

CDVM heeft het advies van de commissie opgevolgd met betrekking tot het realiseren van proefpalen buiten het werkgebied om de uitvoeringsrisico’s scherper in beeld te krijgen. Enkele proefpalen zijn gerealiseerd in april 2014 op een buitendijks terrein nabij AW 198 bij de jachthaven Liesveld bij Nieuw-Lekkerland, zie de locatie in de onderstaande figuur.



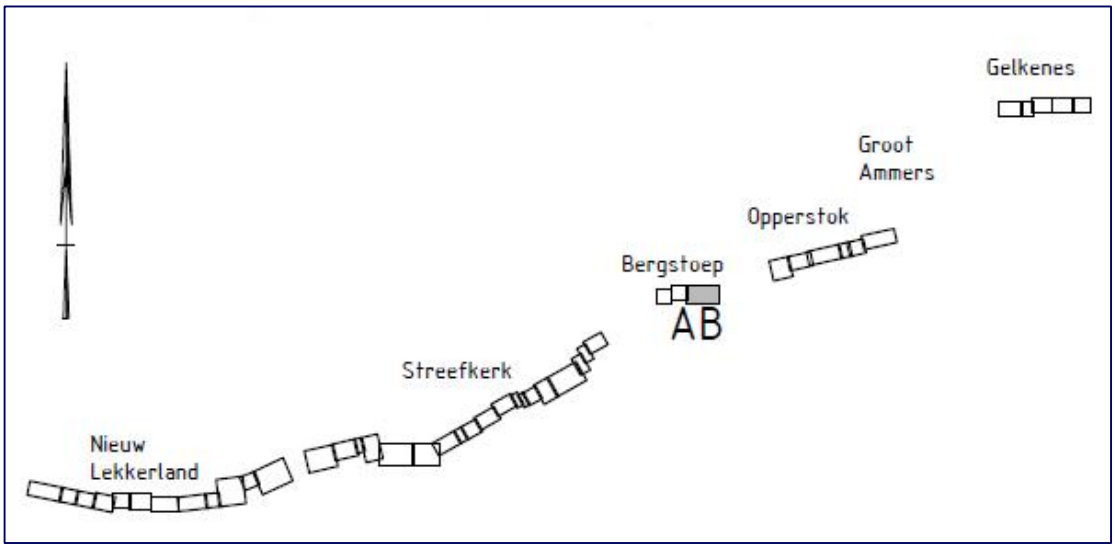
Figuur 2-59 Locatie realisatie proefpalen van CDVM aan de buitenzijde van de dijk nabij dijkpaal AW198 in Nieuw-Lekkerland

En in Figuur 2-60 is een foto weergegeven van de uitvoering van de proefpalen met de gebruikte boorstelling bij KIS.

Figuur 2-60 Foto uitvoering proefpalen op een buitendijks terrein nabij jachthaven Liesveld bij Nieuw-Lekkerland (H. Larsen, April 2014)

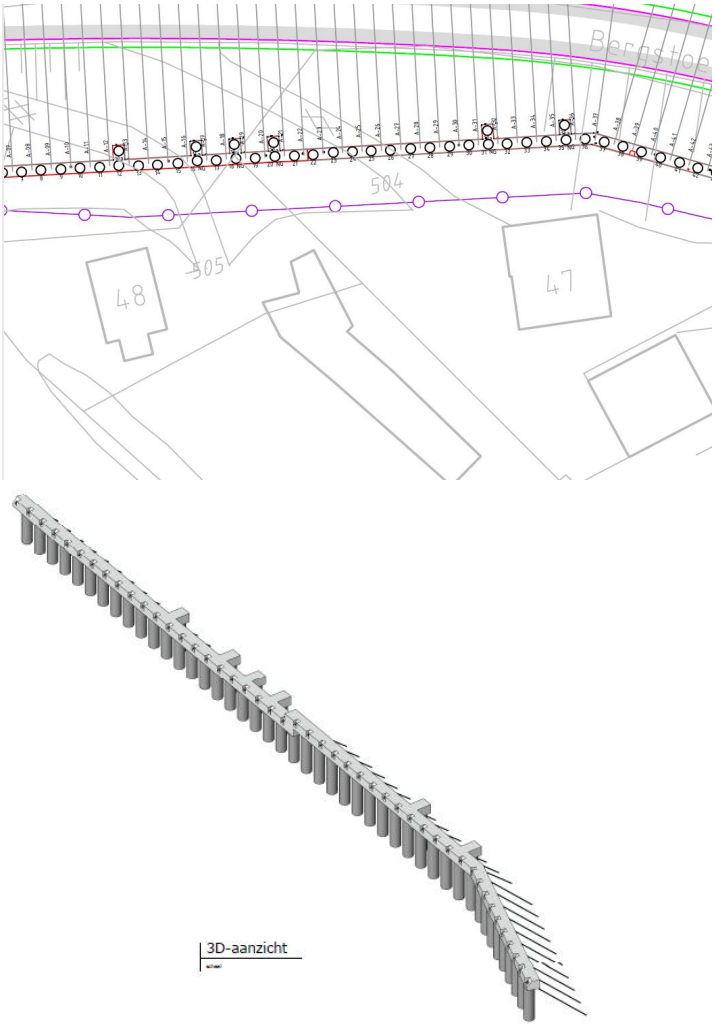
Na de realisatie van de proefpalen is aangevangen met de boorpalen in het sectie A-B van het dijkversterkingsproject. Deze situatie is gelegen in Bergstoep. In deze sectie is geëxperimenteerd met de samenstelling van het beton en het storten van het beton om het oververbruik bij de realisatie te beperken. In deze sectie heeft er uitgebreide monitoring plaatsgevonden om de effecten van de realisatie van de boorpalen te kunnen volgen. Dit betreft o.a. monitoring met waterspanningsmeters in de holocene grondlagen, peilbuizen in de zandlagen, hellingmeetbuizen bij de woningen (om de horizontale vervormingen van de holocene grondlagen te kunnen meten), trillingsmeters op de woningen, meetbouten op de huizen (voor het inmeten van vervormingen in x-, y- en z-richting).

In sectie AB (AW211 – 213) zijn er 6 boorpalen afgekeurd. Om inzicht te geven over de locatie van sectie AB, is de bevinding van deze sectie ten opzichte van de gehele dijkversterking in Figuur 2-61 weergegeven.



Figuur 2-61 Locatie van sectie AB binnen het gehele dijkversterkingstraject (Waterschap Rivierenland, 2018)

In de volgende Figuur zijn de locaties van de 6 extra palen weergegeven.



Figuur 2-62 Situatie 6 aanvullende boorpalen aan de dijkzijde van de afgekeurde boorpalen, sectie A-B, Bergstoep,

In Tabel 2-9 wordt er ingegaan op het oververbruik van zowel de afgekeurde als de vervangen palen in sectie AB. Tevens wordt, waar bekend, de reden vermeld, waarom de paal is afgekeurd.

Tabel 2-9 Overzicht oververbruik afgekeurde en vervangende boorpalen (percentage is berekend t.o.v. de theoretische hoeveelheid beton). Ook is de reden van de afkeuring vermeld, waar dit bekend is

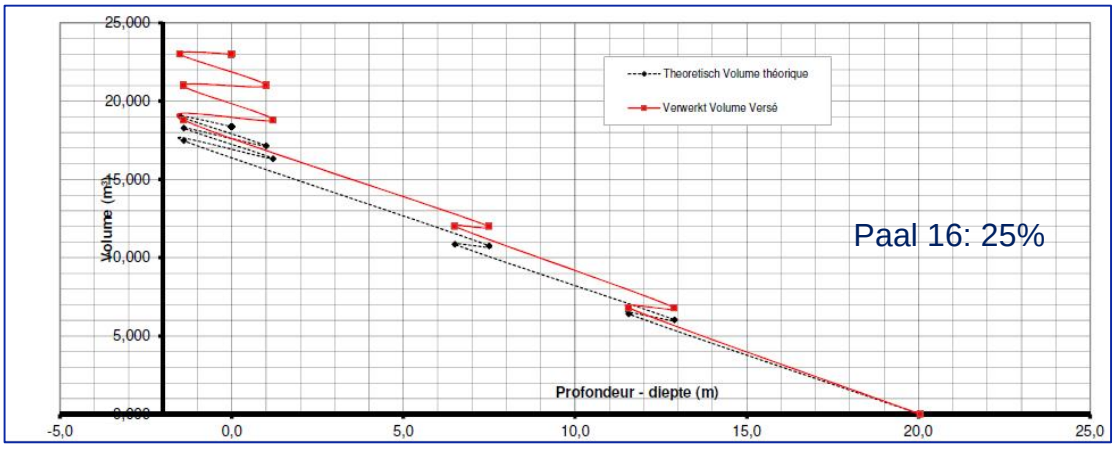
Afgekeurde paal **No.**	*Over-verbruik* **[in %]**	*Opmerkingen*	*Vervangende paal no.*	*Over-verbruik* **[in %]**
12	*27*	*Geëxperimenteerd met lichtbeton. Paal afgekeurd*	*12A*	*49*
16	*83*	*Geëxperimenteerd met geotextiel, kous van spantec. Mislukt*	*16A*	*38*
18	*62*	*Paal afgekeurd, wapening mee omhoog gekomen.*	*18A*	*49*
20	*40*	*Paal afgekeurd, reden niet bekend*	*20A*	*89*
31	*-77%*	*Hier is het fietspomp-effect opgetreden[9]. Paal is afgekeurd, 15 m3 te weinig gebruikt.*	*31A*	*24*
35		*Wapening mee omhoog gekomen. Paal is afgekeurd*	*35A*	*33*

Door het experimenten met de samenstelling en de uitvoeringswijze van de boorpalen is het oververbruik van de hoeveelheid benodigd beton per boorpaal beperkt tot gemiddeld ca. 20% ten opzichte van de theoretische hoeveelheid. Conform afwijking 00187 (Waterschap Rivierenland, 2018) is het storten van het beton aangepast door dit rechtstreeks via de stortgoot van de betonmixer te laten plaatsvinden. Dit is aangepast in het Werkplan Boorpalen.
Bij paal nummer 31, waar het fietspomp-effect is opgetreden, is er slechts ca. 7 m van de paal gevuld met beton, door dat het zand omhoog is gezogen. Op deze locatie is de tussenzandlaag niet aangetroffen waardoor er geen kortsluiting tussen onderlinge zandlagen kunnen zijn opgetreden.

Ook bij de volgende secties, na de realisatie van de palen in sectie A-B, zoals sectie A-F, A-H en A-C heeft er uitgebreide monitoring plaatsgevonden. Pas toen bleek dat er geen of nauwelijks effecten werden gemeten en het boorproces goed liep, is afgeschaald in de monitoring. Inmetingen van de bebouwing via vooraf geplaatste meetbouten heeft overal plaatsgevonden.
De aanpak bij de realisatie van de constructieve elementen lijkt derhalve risicogestuurd te zijn.

[9] De bucket, waarmee de grond uit de casing wordt gegraven, liet onvoldoende werkwater door tijdens ophalen van de grond vanwege verstopping van de doorvoerkanalen met klei. Hierdoor is een vacuum ontstaan onder de bucket, waardoor er zand omhoog is gezogen.

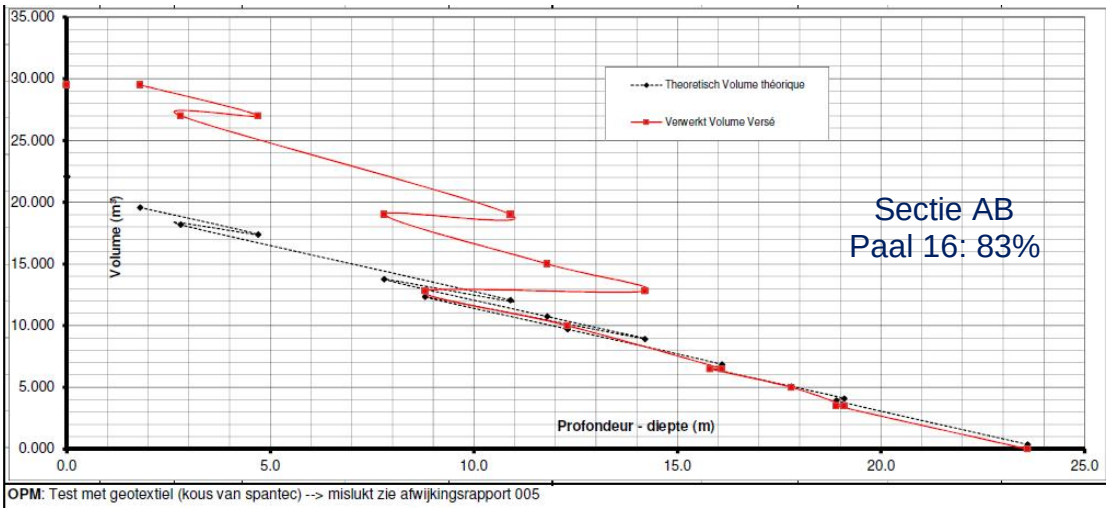
Tijdens het betonneren vindt er registratie van het betonverbruik in de diepte plaats. Hierdoor is het inzichtelijk waardoor het oververbruik ontstaat. Het oververbruik is o.a. afhankelijk van de grondsoort, de gronddruk, de betonconsistentie en de uitvoeringswijze. In de volgende Figuur is een voorbeeld gegeven van een dergelijke registratie. Dit betreft de registratie van het betonverbruik bij paal nummer 16 bij sectie F1-1. Bij deze paal is het oververbruik vastgesteld op 25%. Uit de grafiek blijkt dat er nauwelijks sprake is van een oververbruik in de vaste lagen (zand, (onderste ca. 7 á 8 m) en dat er sprake is van een vrij geleidelijke toename van het oververbruik in het slappe lagenpakket. Dit betreft de bovenste ca. 12 á 13 m van de paal.



Figuur 2-63 Betonneergrafiek van paal nummer 16 bij sectie F1-1. De registratie vindt plaats van onder naar boven (Waterschap Rivierenland, 2018)

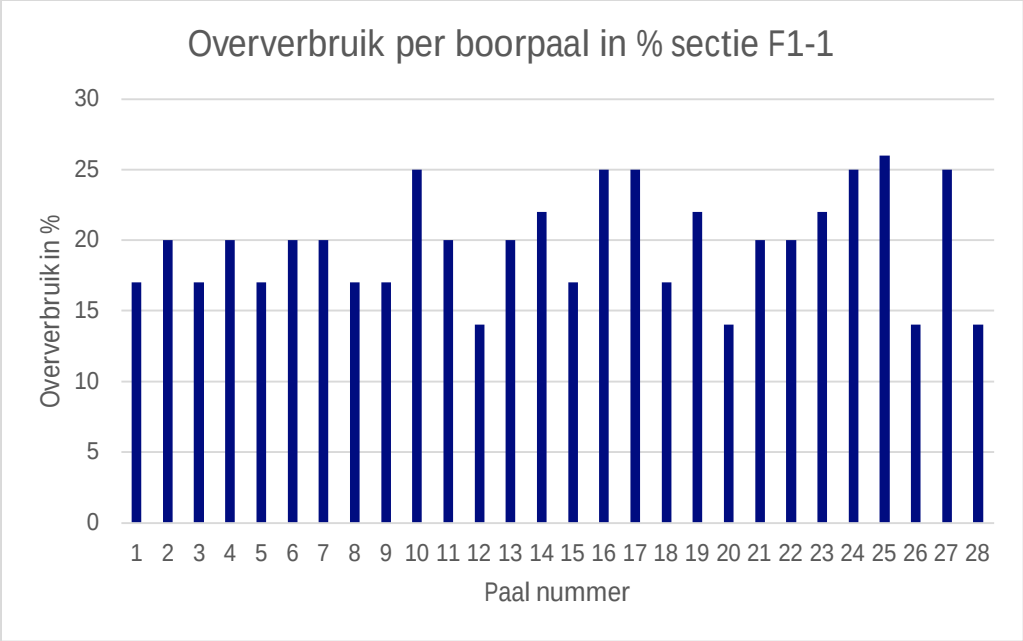
Deltares heeft uitleg gevraagd aan CDVM over de sprongetjes, die plaatsvinden in zowel de theoretische als de verwerkte volumebalans in de betonneergrafiek. Er loopt nog een discussie met CDVM over de betekenis van die sprongetjes.

In Figuur 2-64 is de betonneergrafiek weergegeven van paal nummer 16 van sectie AB. Hier is sprake van een oververbruik van 83%. Bij deze paal is een geotextiel toegepast, zie ook Tabel 2-9, die waarschijnlijk tijdens het betonneren is gescheurd. Hier is er sprake van een forse grondverdringing over een vrij korte hoogte van de boorpaal.



Figuur 2-64 Betonneergrafiek van paal nummer 16 bij sectie AB. De registratie vindt plaats van onder naar boven (Waterschap Rivierenland, 2018)

In onderstaande Figuur is het oververbruik van de hoeveelheid beton per boorpaal bij sectie F1-1 weergegeven.



Figuur 2-65 Weergave oververbruik van hoeveelheid cement in % per boorpaal bij sectie F1-1 (Waterschap Rivierenland, 2018)

Bij een oververbruik wordt de werkelijke paaldiameter groter wordt dan de theoretische, waardoor er extra beton wordt verbruikt tijdens de realisatie. Het gemiddelde oververbruik per boorpaal is in sectie F1-1 vastgesteld op 20% (3,6m^3 extra verbruik per paal). Het oververbruik is nog gecontroleerd bij enkele secties: Sectie F-2 (gemiddeld 13 %) en bij sectie AH (gemiddeld verbruik van 14,5%).

In het ontwerp van de boorpalen is veiligheidshalve uitgegaan van de theoretische diameter van de boorpalen.

Verankering
De boorpalenwanden bij de dijkversterking zijn verankerd door middel van strengankers. In het Werkplan Verankering (CDVM, 27-08-2015) is inzichtelijk gemaakt op welke manier de kwaliteit van het werk gewaarborgd is bij de realisatie van deze groutankers.
De uitvoering betreft een trillingsvrije, niet grondverdringende techniek.
Er zijn twee boormethoden toegepast, namelijk zowel het dubbel verbuisd boren als het enkel verbuisd boren. Deze boortechnieken zijn conform het Werkplan gekozen omdat beide boormethoden een minimale diameter van het anker over de vrije lengte garanderen. De diameter van het anker over de vrije lengte zal namelijk beperkt blijven tot de diameter van de dubbele corrosiebescherming.
In het definitieve ontwerp van de ankers zijn de locaties, de lengtes (vrije lengte en lengte van het groutlichaam) en het aantal strengen al dan niet gestaffeld vastgelegd.

In de onderstaande Figuur zijn nadere specificaties uit het Werkplan Verankering vermeld van de strengankers:

7.4.2 Wapeningsstrengen

De wapeningsstrengen hebben een diameter van 15,7mm met een staalkwaliteit van FeP1860 en worden voorzien van een dubbele corrosiebescherming P2 (bijlage 4).
Deze dubbele corrosiebescherming P2 houdt in dat de strengen over de vrije lengte individueel ingevet en omwikkeld worden met een bescherming. Over deze vrije lengte wordt het geheel van strengen omhuld met een PVC buis, met een buitendiameter afhankelijk van het aantal strengen.

Aantal strengen	Buitendiameter PVC corrosiebescherming
6-7 strengen	78mm
8-12 strengen	98mm
13-15 strengen	125mm

Figuur 2-66 Gegevens van de wapeningsstrengen die bij de dijkversterking zijn toegepast (CDVM, 27-08-2015)

Conform het Werkplan Verankering zijn de ankers getest zoals aangegeven in Figuur 2-67.

7.6 Controle en testen

De controleproeven dienen op 90% van de van de ankers te worden uitgevoerd en de lange duurproeven op 10% van de ankers. De procedure voorgeschreven in de CUR 166 zal gevolgd worden en deze testen zullen ten vroegste 7dagen na uitvoering van de ankers plaatsvinden.

Uit de resultaten van de proeven wordt de kruipmaat van het anker bepaald, waarmee aangetoond kan worden dat het anker voldoet aan de gestelde eisen, conform de CUR 166.. De resultaten van de proeven worden in tabelvorm uitgewerkt en aan de opdrachtgever ter beschikking gesteld.

Figuur 2-67 Informatie m.b.t. het testen van de strengankers na de realisatie (CDVM, 27-08-2015)

De testprocedure in het Werkplan Verankering sluit aan op de aanwijzingen in OSPW.

Risicobeheersing ongunstige bijeffecten van de ankers
Doordat de grond beweegt ten opzichte van de ankerstangen kan er holle ruimte ontstaan langs de ankerstangen. Dit zou kunnen leiden tot lekkage vanuit het diepe zand omhoog langs de ankers. Om dit ongunstige bijeffect te kunnen voorkomen, is er vanuit de OSPW vereist dat er vanuit het zand doorgegrout moet worden tot minimaal ca. 2 m in het holocene slappe lagenpakket. Daarmee wordt de kans op het ontstaan van lekkage langs de ankers geminimaliseerd. Dit betekent wel, doordat er niet wordt doorgegrout tot de bovenkant van de ankers in het holocene slappe lagenpakket, dat er een holle ruimte achterblijft tussen de buitendiameter van de (dubbele corrosiebescherming van de) ankers en de buitendiameter van de boorcasing. Bij een volledige afdichting langs de gehele ankerstaaf zou er sprake zijn van een grotere ankerdiameter, waardoor de ankers zwaarder zouden worden belast wegens de invloed van zakkende grond op de ankers.
Door CDVM is conform het Werkplan Verankering de groutprop niet doorgetrokken tot de bovenkant van de ankers, zoals blijkt uit de volgende figuur.

- Van zodra de benodigde groutprop gerealiseerd is (controle volumes) wordt overgaan tot het trekken van de boorbuizen zonder toevoeging van cementgrout en gespoeld met water. Dit garandeert dat er geen grout over de vrije lengte komt en de diameter van het anker over de vrije lengte beperkt blijft tot de diameter van de ribbelbuis, met uitzondering van de 2m groutprop onderin de vrije lengte ter voorkomen van de lekweg.

Figuur 2-68 Keuze werkwijze van CDVM in verband met de risicobeheersing voor het voorkomen van kwel langs de ankers (CDVM, 27-08-2015)

Daarnaast heeft CDVM een doorlopende drainagevoorziening aangebracht, waar de boorpalen lager in het talud zijn aangebracht. Bij deze locaties is er een cunet van drainzand aan de dijkzijde langs de boorpalen aangelegd tot het niveau van de aansluiting met de

ankers in de betonnen gording, zie ook Figuur 3-22 waar de drainagevoorziening schetsmatig is weergegeven. Deze drainagevoorzieningen zijn aangebracht in verband met de mogelijkheid voor het ontstaan van kwel langs de groutankers op de langere termijn. Deze drainagevoorzieningen zijn nog niet aangesloten, waardoor eventueel kwelwater nog niet kan worden afgevoerd in de omgeving.

2.5 Bijzonderheden tijdens de uitvoering

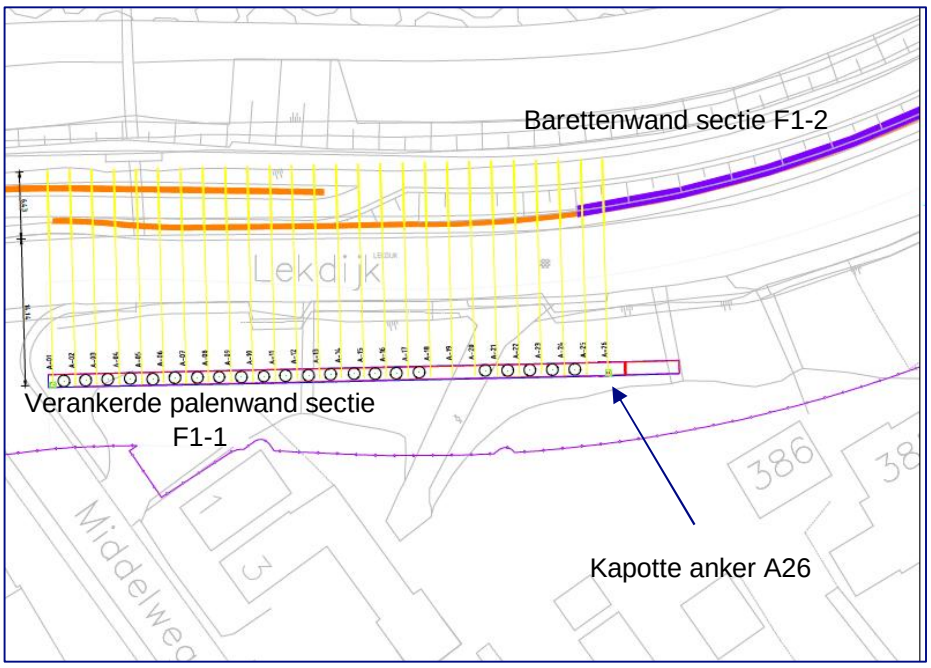
2.5.1 Afwijkingen

Het kwaliteitssysteem bij CDVM was zo ingericht dat een afwijking (AW) werd opgesteld als er iets gebeurde tijdens de uitvoering dat niet vooraf voorzien was. Dit betreft o.a. afwijkingen in de realisatie van het ontwerp en/of in de uitvoering van werkplannen. In deze paragraaf zal alleen worden ingegaan op afwijkingen, die van belang zijn in verband met de beoordeling van de waterveiligheid van de gerealiseerde dijkversterking.

2.5.2 Kapot anker A26 in sectie F1-1

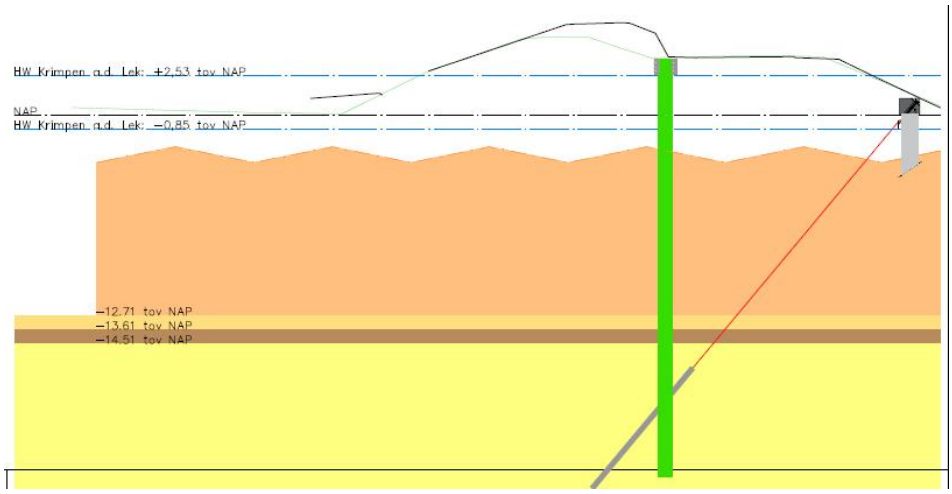
In deze alinea moet verwezen worden naar AW00419, met als onderliggend document de memo P16131475-MEM-OWN-10747. In dit geval is dat AW00419. Als onderdeel van AW00419 is memo P16131475-MEM-OWN-10747 opgesteld waarin de onderbouwing van de mitigerende maatregel uit AW00419 is beschreven.

Conform de afwijking van CDVM met het kenmerk AW00419 (CDVM, 04-08-2016) is er een anker beschadigd geraakt van de verankerde palenwand in sectie F1-1. In deze afwijking wordt verwezen naar een memo van CDVM met een onderbouwing van de mitigerende maatregel: P16131475-MEM-OWN-10747. Uit deze memo blijkt dat er een groutanker is meegetrokken tijdens het graven van het eerste diepwandpaneel van de barettenwand in sectie F1-2. De situering van de twee constructieve elementen zijn weergegeven in Figuur 2-69.



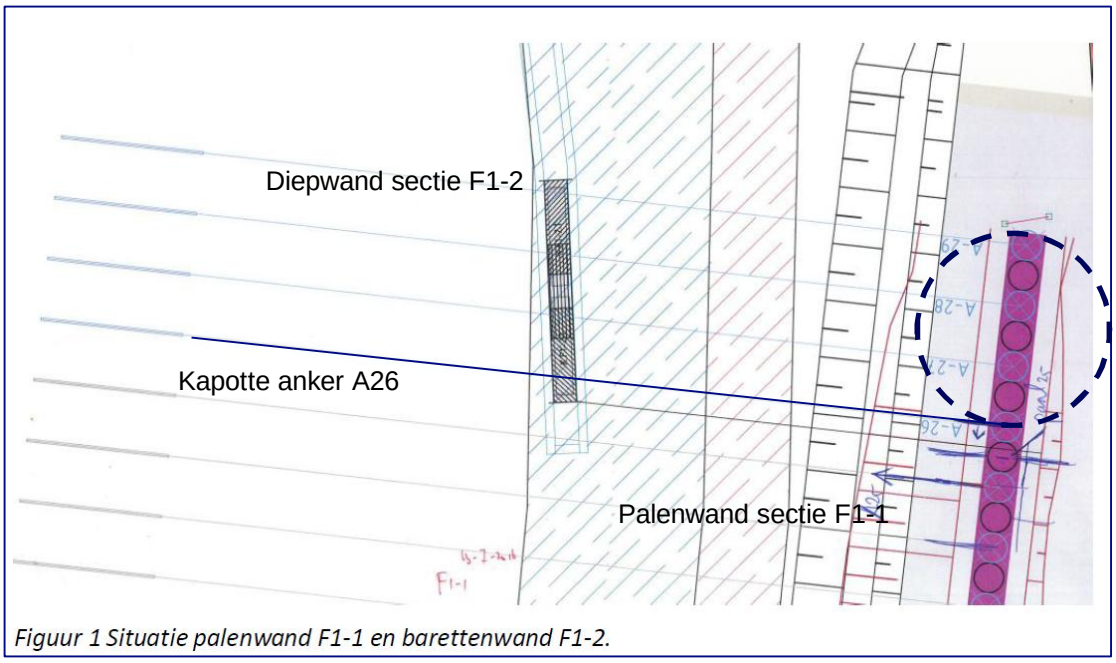
Figuur 2-69 Situatie van de verankerde palenwand in sectie F1-1 en de barettenwand in sectie F1-2, Nieuw-Lekkerland (Waterschap Rivierenland, 2018)(er ontbreken een 7-tal palen op de revisie-tekening. Deze zijn wel gemaakt)

Het kapotte anker is geraakt op een diepte van ca. NAP - 20 m. Dit betreft het laatste anker met het nummer A26 van de palenwand in sectie F1-1. In Figuur 2-70 zijn de constructieve elementen ter illustratie weergegeven in een dwarsdoorsnede.



Figuur 2-70 Dwarsdoorsnede met globale schematisatie bodemopbouw en de locaties van de barettenwand (links) en de verankerde palenwand (rechts) in de doorsnede (het groutlichaam is tot een hoger niveau gegrout dan op de tekening is weergegeven) (Waterschap Rivierenland, 2018)

Een detailtekening van de situatie bij het kapotte anker is weergegeven in Figuur 2-71.



Figuur 2-71 Situatie bij het kapotte anker A26 van de palenwand bij sectie F1-1 (CDVM, 04-08-2016)

Bij de situatie zoals weergegeven in Figuur 2-71 is er sprake van een overgang tussen de barettenwand in sectie F1-2 en de verankerde palenwand in sectie F1-1. De laatste drie boorpalen van de palenwand dienen als een extra voorziening, om de ‘echte’ palenwand te kunnen beschermen in het geval dat er een afschuiving van de dijk of binnentalud plaatsvindt

achter (de polderzijde) de barettenwand. Deze afschuiving wordt rekenkundig verdisconteerd in het ontwerp van de barettenwand, zie ook paragraaf 2.4.2.8. Deze laatste drie palen beschermen de 'echte palenwand' en mogen dus vervormen tijdens maatgevende omstandigheden.

Bij de palenwand F1-1 is de situatie conform (CDVM, 04-08-2016) als volgt:

- De laatste 3 boorpalen (binnen de zwart gestippelde cirkel in Figuur 2-71) zijn onverankerd en vormen een overgangsconstructie;
- Direct naast anker A26 zit een dilatatievoeg, zodat de laatste 3 boorpalen incl. gording vrij staan van de verankerde palenwand;
- Door het kapottrekken van anker A26, is boorpaal 25 de laatste boorpaal en anker A25 het laatste anker;
- Anker A26 was een zogenaamd randanker, hetgeen betekent dat het de krachten uit de wand over een afstand van 1,07 m aantrekt (daar waar een middenanker h.o.h. 2,14 m zit);
- Het anker A25 is het nieuwe randanker, maar trekt door het uitvallen van anker A26 de krachten over een afstand van 2,14 + 1,07 m = 3,21 m naar zich toe.

In de memo van CDVM is het volgende vermeld zoals weergegeven in Figuur 2-72:

> Anker A26 kan niet opnieuw geboord worden, omdat de te realiseren ankerprop slechts 2 a 3 m lang kan worden voordat de barettenwand geraakt wordt. Daarmee moet de situatie worden beschouwd dat de palenwand zonder anker A26 en aansluitend de barettenwand de dijkveiligheid moet garanderen. In voorliggende notitie wordt deze beschouwing gemaakt.

Figuur 2-72 Melding in memo horende bij Afwijking AW00419 (CDVM, 04-08-2016) m.b.t. het niet kunnen vervangen van anker A-26

CDVM heeft in de memo mitigerende oplossingen behandeld. Op basis hiervan concludeert CDVM het volgende zoals vermeld in Figuur 2-73:

> **3 CONCLUSIE**
>
> Tijdens het graven van de eerste baret in sectie F1-2 is anker 26 van de palenwand in sectie F1-1 beschadigd. Dit anker moet als verloren worden beschouwd.
>
> Uitgaande van de eenvoudigste oplossing, zijnde niets doen, voldoet de veiligheid op de resterende ankers van de palenwand in sectie F1-1 niet meer aan de gewenste veiligheid. Bij een toetsing op basis van representatieve sterktes en belastingen voldoet een en ander overigens ruim.
>
> Op basis van 3D-berekeningen bij sectie AB volgt dat door 3D-werking nog wel iets te winnen (tot 7%), maar dit is niet voldoende en bovendien is de situatie bij AB niet geheel vergelijkbaar met F1-1. Het gehanteerde dwarsprofiel in de berekening komt overeen met het dwarsprofiel ter plaatse van A25 en biedt geen reserve. Herverdeling over meerdere ankers leidt tot progressief bezwijken in de zin van: de veiligheid op meerdere ankers is lager dan gewenst.
>
> Het los zagen van paal 25 als de beste optie kan worden gezien om formeel de veiligheid aan te kunnen tonen. De krachtsafdracht naar anker 25 reduceert hierdoor, zodat anker25 als een regulier randanker kan worden beschouwd. De geotechnische veiligheid en de constructieve veiligheid voor sectie F1-1 en F1-2 voldoen in dat geval uitgaande van glijvlakken die minimaal 30 m breed zijn.

Figuur 2-73 Conclusies op basis van beschouwingen die CDVM heeft gedaan in verband met het ontbrekende anker A26

Uit de memo van CDVM blijkt verder dat er door Waterschap Rivierenland, op basis van de verrichte beschouwingen, besloten is verder niet in te grijpen. Zie Figuur 2-74.

4 BESLUIT

In het TO van 04-08-2016 is bovenstaande besproken. Vanuit de gedachte dat iets slopen altijd minder sterk is en de verwachting dat door herverdeling van de krachten via de gording, de palen en de ankers de veiligheid gevoelsmatig voldoende is, accepteert WSRL de palenwand in sectie F1-1 zonder anker A26 en met paal 25 constructief verbonden aan de gording. Hierbij heeft WSRL de voorkeur gegeven om paal 25 niet af te zagen.

Figuur 2-74 Besluitvorming rondom de situatie bij het kapotte anker A26 in sectie F1-1

Er is dus besloten, dat het niet noodzakelijk is om aanpassingen te verrichten omdat de functie van het eindanker A26 voldoende is overgedragen op het naastliggende anker A25.

2.5.3 Afgekeurde strengankers

Conform de OSPW en het Werkplan Verankering (CDVM, 27-08-2015) dienen alle verankeringen te worden gecontroleerd door middel van controleproeven (90%) of geschiktheidsproeven (10%) na de realisatie van de ankers.

Uit informatie van het waterschap is gebleken dat er ankers zijn afgekeurd tijdens het testen. Dit is vastgelegd in afwijking AW-00328, waar een memo van Franki Grondtechnieken / De Vries Titan deel van uitmaakt (CDVM, 26-11-2015).

Er is het volgende vastgelegd in de afwijking AW-00328:

Beschrijving van de afwijking/klacht: | 12/11/2015
De strengenankers op sectie AC nrs AC3, AC5 en AC7 voldoen niet aan de controleproef, de kruipmaat opschrijdt de opgelegde criteria. Het beproevingsverslag is opgenomen in bijlage 1. In totaal voldoen 11 van de 21 ankers niet aan de criteria volgens de CUR-166 na de 1e testen
Oorzaak van de afwijking/klacht:
Bij het uitvoeren van deze strengenankers wordt vastgesteld dat de grondgesteldheid afwijkt van de grondgesteldheid waarop de rekennota (zie bijlage 2) werd gebaseerd en al dus de groutlengte gedimensioneerd. Er wordt met name een veenlaag met variable dikte (4 à 7m) vastgesteld ter hoogte van de groutprop, waar er volgens het grondonderzoek waarop de rekennota werd gebaseerd de pleistocene zandlaag zit.

Figuur 2-75 Vastlegging afkeuring 11 van 21 ankers in sectie AC, Opperstok, afwijking AW-00328

Uit Figuur 2-75 blijkt dat 11 van de 21 strengankers in sectie A-C, waar de vereiste kruipmaat overschreden is, zijn afgekeurd. Er is vastgesteld dat de grondgesteldheid afwijkt van de veronderstellingen in het ontwerp. Er is met name een diep gelegen veenlaag met variabele dikte van 4-7 m aangetroffen, waar in het ontwerp oorspronkelijk werd verondersteld dat het Pleistocene zand gelegen zou zijn. Deze afwijking in de bodem is waarschijnlijk veroorzaakt door een oude doorbraak.
De afgekeurde ankers zijn vervangen door het plaatsen van nieuwe (langere) ankers. Deze afwijkende bodemopbouw heeft verder geen invloed gehad op het ontwerp van de boorpalenwand zelf.

2.5.4 Meldingen bij realisatie ankers

Bij een aantal secties van de boorpalenwanden zijn er in de registratieformulieren van de ankers opgemerkt dat er water uit (langs het anker) stroomt na de realisatie van de ankers. Dit aspect kan een aanwijzing zijn dat de afdichting door middel van een groutprop aan de onderzijde van het slappe lagenpakket niet tot de juiste diepte is geplaatst. Dit wordt nader

beschouwd in 3.2.3. Dit is m.n. geregistreerd bij de locaties van de ankers, die lager in het talud zijn geïnstalleerd. Zie ook de secties H2 (9 uit 22 ankers), sectie AB1 (4 uit 46 ankers), AB2 (10 uit 17 ankers) en AH1 (7 uit 17 ankers). Enkele registratieformulieren van de realisatie van de ankers zijn weergegeven in Bijlage H. Deze locaties staan lager in het binnentalud van de dijk, zie ook de volgende Tabel.

Tabel 2-10 Locaties waar er melding is gemaakt van uitstromend water na de realisatie van ankers

Sectie	Dijkpalen	Locatie in dwarsdoorsnede	Bovenkant betonnen gording	Antal meldingen van uitstromend watert direct na realisatie ankers
H2	AW172+170 en AW173+020	Binnentalud	NAP + 1,00 m	9 van 22 ankers
AB1 **AB2**	AW211 - AW213	Binnentalud	NAP + 1,22 m NAP + 0,47 m	4 van 46 ankers 10 van 17 ankers
AH1	AW242+132 en AW244+000	Binnentalud	NAP + 2,00 m á NAP + 2,20 m	7 van 17 ankers

In Bijlage H zijn de registratieformulieren van de betreffende secties weergegeven.

2.6 ‘De Lekdijk is Lekgestoken’ Prof. dr. ir. Stefan van Baars

In het rapport van prof. dr. ir. Stefan van Baars (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt het dijkversterkingsproject Kinderdijk-Schoonhovense veer (uitgevoerd 2013-2018) behandeld en in het bijzonder hoe deze dijkversterking technisch is uitgevoerd. In het rapport staan kritiekpunten betreffende deze dijkversterking, waarbij de toegepaste technieken ter discussie worden gesteld. Een belangrijk punt is dat Van Baars stelt dat de waterkering momenteel niet veilig zou zijn. Er wordt hier nader ingegaan op de onderstaande twee aspecten (aspecten I en II) uit het rapport, die van belang zijn voor het behandelen van de acute waterveiligheidsbeoordeling van de versterkte dijk.

2.6.1 Aspect I: Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies

Aspect I: Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies

Omdat de waterdruk in de diepe zandlaag veel hoger is dan het polderpeil, is het gevaarlijk om met harde elementen het klei-veenpakket door te prikken of lek te steken. Doet men dit toch, dan moet de kwel vooraf bij het ontwerp worden berekend en tijdens de bouw worden gemeten, en bij een te grote kwel moet er worden ingegrepen volgens een beheersplan die vooraf is opgesteld.

Aspect I: Kwelvorming en vernatting door lekkage langs de harde constructies

Omdat de waterdruk in de diepe zandlaag veel hoger is dan het polderpeil, en omdat de harde elementen het klei-veenpakket hebben doorgeprikt, dus hebben lek gestoken, is er een kwel ontstaan die de vernatting van de directe omgeving veroorzaakt, waar de bewoners grote last van hebben, maar die ook de stabiliteit en de grondverplaatsingen van de dijk negatief beïnvloedt. Dit was wel vooraf te verwachten, maar toch is hiermee in het ontwerp geen rekening gehouden.

In de tekst in het 1e kader (blz. 37 in het Van Baars rapport) wordt aangegeven dat het gevaarlijk is om met harde elementen het klei-veenpakket door te prikken of lek te steken. En als dit toch wordt gedaan, dan moet de kwel vooraf in het ontwerp worden berekend en tijdens de bouw worden gemeten.

In het 2e kader wordt aangegeven dat de harde elementen bij de dijkversterking het klei-veenpakket hebben doorgeprikt en lekgestoken en dat er sprake is van kwel, die zorgt voor

vernatting in de directe omgeving. In het rapport staat tevens op blz. 10 aangegeven dat de boorpalen en de diepwanden vanwege de lekkage die ze veroorzaken zelfs averechts werken bij het gevaar voor opbarsten van het achterland. Dit geldt voor de gebieden met een tussenzandlaag in het dikke pakket klei- en veenlagen.

Op blz. 11 van het rapport wordt ook aangegeven dat het verhinderen van grote afschuivingen van het binnentalud door middel van harde elementen, zoals dit bij KIS is gedaan met verankerde boorpalen of onverankerde diepwanden, niet eerder is gedaan:

> De reden dat dit nooit eerder gedaan is, is dat het gebruik van harde elementen in zachte, vaak nog langzaam bewegende, grondlichamen, het vragen om problemen is. Deze kunnen bijvoorbeeld kieren achter de harde elementen maken, die lekkage veroorzaken. Daarbij komt dat hoe minder het harde element de omliggende grond verdringt en hoe groter dit element is, hoe meer lekkage er ontstaat. Gewone grondverdringende betonnen funderingspalen zouden dus nog geen problemen hoeven te veroorzaken. Echter, grote niet-grondverdringende boorpalen en diepwanden zouden wel problemen kunnen veroorzaken. Vooral bij boorpalen geldt dat deze met een oversnijding gemaakt zijn en dus automatisch in het begin een kier hebben ter dikte van de steunbuis tijdens het boren.
>
> Een andere reden is dat dergelijke oplossingen wel het secundaire probleem lijkt op te lossen, maar nog niet het primaire probleem: Opbarsten van het achterland.

Op blz. 38 in het rapport wordt nader ingegaan op de ontwerpmethodiek van de constructieve elementen. Er wordt aangegeven dat de toegepaste rekenmethode van het ingenieursbureau ABT niet in staat is om kieren en de daardoor ontstane kwel ten gevolge van de nieuwe constructies te berekenen en ook niet de gevolgen daarvan.

> De rekenmethode van ABT is dus niet in staat de kieren en de daardoor ontstane kwel ten gevolge van de nieuwe constructie te berekenen en ook niet de gevolgen daarvan.

En op blz. 39 wordt opgemerkt dat Witteveen+Bos zich ook niet de gevaren bij deze constructieve elementen in de dijk realiseert:

> Ook Witteveen+Bos realiseert zich dus in dit geval niet de gevaren van de hoge groutdrukken in de diepe ondergrond tijdens de bouw en van de kwel / lekkage langs de elementen na de bouw, en het daarmee samenhangende vergrote risico op opbarsten van het achterland (heave), op piping en op taludinstabiliteit.

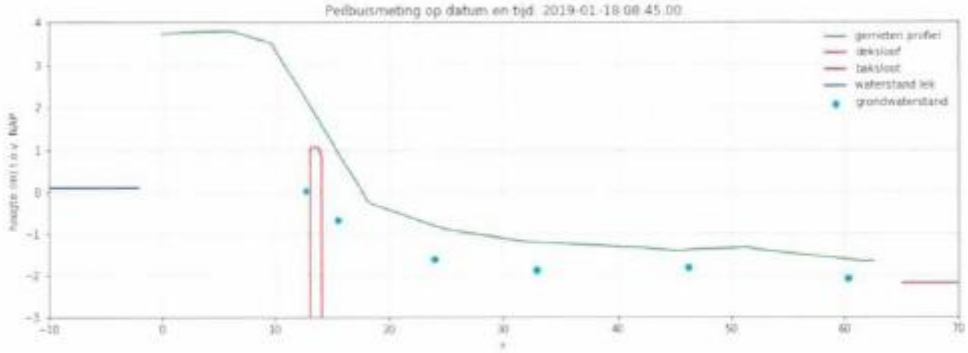
In hoofdstuk 6 van het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt tevens aangegeven dat er bij de realisatie van een palenwand rondom de panden Lekdijk 384 tot 388 (Nieuw-Lekkerland), lekkage is ontstaan vanuit het diepe grondwater langs de boorpalen en dat er hier nog overlast is van het kwelwater:

Bovenstaande foto toont dat er voortdurend grondwater naar boven kwam. Het gemiddelde peil van de Lek is hoger dan de waterstand op de foto; ongeveer anderhalve meter hoger dan de polder. Het grondwater stroomde daardoor vanaf hier de polder in. En dat gebeurt dus nog steeds.

Ook wordt in het rapport aangegeven dat sinds de werkzaamheden, zelfs bij een gemiddeld waterpeil in de Lek, warm grondwater naar boven stroomt in de Bakwetering achter het pand Lekdijk 388.

In hoofdstuk 7 van het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt nader ingegaan op metingen van de grondwaterstand met peilbuizen door het bureau ADCIM. Op basis van deze metingen wordt in het rapport geconcludeerd dat het water via de diepe zandlagen onder de dijk via de boorpalen omhoog de polder in stroomt:

In de notitie van 18 februari 2020 van Adcim staat onderstaand figuur van de contouren van de dijk met achterland, met daarin in het rood de boorpalenwand, en met stippen de grondwaterstand gemeten met peilbuizen. Helemaal links is de (gemiddelde) waterstand van de Lek ingetekend.



Hieruit kan worden geconcludeerd dat bij de boorpalenwand aan de binnenzijde van de dijk, de waterstand niet afgenomen is door de breedte van de dijk, maar dat bij deze boorpalenwand de grondwaterstand gelijk is aan het waterpeil in de Lek. Water stroomt dus via de diepe zandlagen onder de dijk door en langs de boorpalen omhoog de polder in: de Lekdijk is dus lek.

2.6.2 Aspect II: Opbarsten achterland

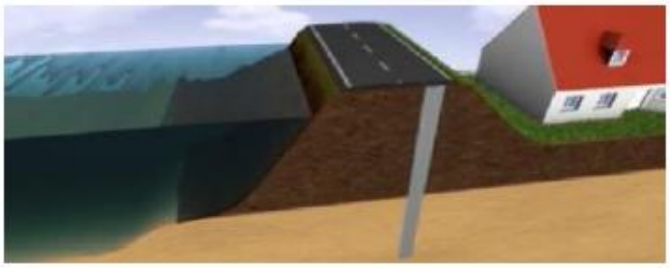
Het behandelde aspect II in het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) betreft het opbarsten van het achterland. Volgens Van Baars bestaat er bij hoogwater in de Lek, bij meerdere secties van de dijkversterking, gevaar voor opbarsten van achterland, wat tot een dijkdoorbraak zou kunnen leiden.

Aspect II: Opbarsten achterland

Omdat het achterland / de polder lager ligt dan het waterpeil van de Lek, moet het grondgewicht van de klei- en veenlagen van het achterland altijd zwaarder zijn dan de waterdruk in de zandlaag onder het klei-veenpakket. Dit is in het ontwerp niet op de juiste wijze getoetst. Vooral door het leksteken van een hogere zandlaag onder het klei-veenpakket, moet geconcludeerd worden dat bij hoogwater in de Lek, bij meerdere secties van de Lekdijk, gevaar bestaat voor opbarsten van het achterland, wat bij hoogwater in de Lek tot een dijkdoorbraak kan leiden.

In het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt daarnaast ingegaan op de door CDVM gekozen oplossingen bij de dijkversterking, namelijk:

1) een steunberm,
2) een verankerde open boorpalenwand (soms damwand) in het binnentalud,
3) een onverankerde betonnen diepwand / barettenwand in de kruin.



In het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt aangegeven dat het hoofdprobleem bij de dijkversterking het opbarsten van het achterland is en dat het afschuiven van het binnentalud slechts een secundair probleem vormt:

Het ontwerp is gedimensioneerd op het secundaire probleem "Afschuiven binnentalud", maar niet op het hoofdprobleem "Opbarsten achterland". De steunberm is in feite een gedeeltelijke ophoging van het achterland, en verbetert dus het opbarsten van het achterland.

De "Verankerde op boorpalenwand in de teen van de dijk" en de "Onverankerde diepwand in de kruin van de dijk" verbeteren het hoofdprobleem "Opbarsten achterland" zeker niet, omdat de opwaartse waterdruk van onderen komt.

Ook wordt het volgende aangegeven:

Voor de drie oplossing van ABT geldt ten aanzien van het opbarsten van het achterland:

1) Steunberm: kan voldoen, indien deze berm dik en breed genoeg is.
2) Verankerde open boorpalenwand in het binnentalud: is **volkomen nutteloos**.
3) Onverankerde betonnen diepwand in de kruin: is **volkomen nutteloos**.

Zoals al vermeld in 2.6.1, wordt in het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) aangegeven dat de boorpalen en de diepwanden, vanwege de lekkage die ze veroorzaken in

gebieden met een extra zandlaagje in het dikke pakket klei- en veenlagen, zelfs averechts werken t.a.v. het gevaar voor opbarsten van het achterland.

2.7 Conclusies m.b.t. fact-finding

Op basis van de in dit hoofdstuk weergeven feiten vanuit de ontwerprapportages en de daarop steekproefsgewijs uitgevoerde analyses wordt geconcludeerd dat de destijds geldende ontwerpleidraden op correcte wijze zijn toegepast.

Deze conclusie is gebaseerd op de volgende aspecten:

- De gehanteerde veiligheidsbenadering, ontwerpuitgangspunten en ontwerpleidraden wijken af van de vigerende aanpak in de periode dat de dijkversterking werd ontworpen en gerealiseerd. In overleg met ENW is bewust op enkele punten afgeweken van de toen vigerende leidraad en is teruggrepen op oudere leidraden.
- Er is bewust gekozen voor het handhaven van de bebouwing en opdrijven niet tegen te gaan door het toepassen van constructieve maatregelen in de dijk om de macrostabiliteit van de dijk te kunnen verbeteren. De constructieve maatregelen zijn zo sterk gemaakt, dat deze niet zullen bezwijken door het opdrijven van het achterland of zelfs het afschuiven van het binnentalud.
- In de fact-finding zijn, op basis van de steekproefsgewijs gecontroleerde berekeningen uit het opleverdossier van de dijkversterking (Waterschap Rivierenland, 2018), geen redenen of argumenten gevonden waarom het dijkversterkingsontwerp niet aan de destijds geldende rekenregels en norm met betrekking tot de waterveiligheid zou voldoen, waarbij in het bijzonder wordt aangegeven dat:
  - Dit ook geldt voor de wijze waarop opdrijven van het achterland in de ontwerpanalyses is meegenomen, waarbij opdrijven is verondersteld op te treden onder normcondities en de waterkering daarop is ontworpen.
  - Dit ook geldt voor de controle op piping waar er een controle is uitgevoerd daar waar de opbarstveiligheid kleiner is dan 1,2.
  - Dit ook geldt bij het ontwerpen van de constructieve elementen, waar de palenwand conform het advies van (Commissie Vrijling, 13 juli 2013) is beschouwd als een bewezen techniek.

Verder wordt opgemerkt dat gedurende het tot stand komen van zowel het ontwerp van de gronddijken als het ontwerp en realisatie van de constructies sprake was van een onafhankelijke toetsing van de analyses en de ontwerpen door Deltares. Voor de grondbermen is de engineering gedaan door (Witteveen+Bos, 2013) en voor de constructies door de CDVM. Voor zowel de ontwerp- als de realisatiefase was de onafhankelijke review belegd bij Deltares. Bij de systeemtoetsen en procestoetsen ten behoeve van de constructies opereerde Deltares in samenwerking met ingenieursbureau Concretio als inhoudelijk deskundige toetser namens de technisch manager van het waterschap.

3 Analyse vanuit feiten van de fact-finding

3.1 Analyses kans op kwel langs palenwand op basis van waterspanningsmetingen

3.1.1 Inleiding

Door Van Baars wordt in hoofdstuk 7 van zijn rapport gesteld dat water via de diepe zandlagen onder de dijk langs de boorpalen omhoog stroomt en dat de Lekdijk dus lek is. Dit betreft aspect 1, zoals behandeld in paragraaf 2.6.1 van onderliggend rapport. Van Baars geeft aan dat het klei-veenpakket is doorgeprikt, dus lekgestoken, door het aanbrengen van de constructieve elementen en dat hierdoor extra kwel en vernatting is ontstaan, die de bewoners achter de dijk ervaren. In het rapport van Van Baars staat tevens op blz. 10 aangegeven dat de boorpalen en de diepwanden, vanwege de lekkage die ze veroorzaken, zelfs averechts werken t.a.v. het gevaar voor opbarsten van het achterland. Dit geldt voor de gebieden met een tussenzandlaag in het dikke pakket klei- en veenlagen. Van Baars geeft in het rapport aan dat dit niet is meegenomen in het ontwerp en dat dit gevolgen heeft voor de stabiliteit van de dijk. Door Van Baars wordt gesteld dat de stabiliteit van de dijk dus door de lekkage lager is dan tot nu toe berekend.

In paragraaf 3.1.2 zal nader worden ingegaan op de eventuele beïnvloeding van een lekkage langs de constructieve elementen. Er zal uitleg worden gegeven over de eventuele (geohydrologische) beïnvloeding bij het ontstaan van lekkages langs de constructieve elementen

In paragraaf 3.1.3 zal daarna melding worden gemaakt van de activiteiten die zijn verricht bij de gerealiseerde dijkversterking in sectie F1-1in Nieuw-Lekkerland (tussen circa AW167 en AW167+70). Deze sectie is gekozen omdat hier de waterspanningsmetingen van het bureau ADCIM zijn uitgevoerd en omdat Van Baars in zijn rapport op basis van deze metingen denkt aangetoond te hebben dat er grote lekkage plaatsvindt langs de boorpalen.

In paragraaf 0 zal vervolgens een analyse worden verricht van de waterspanningsmetingen, die door ADCIM zijn uitgevoerd bij de locatie van de boorpalenwand in sectie F1-1. In deze paragraaf zal ook nader worden ingegaan op de beweringen in het rapport van Van Baars. In paragraaf 3.1.4.3 zal een nadere vergelijking met de aangehouden ontwerpwaterstanden worden behandeld.
En in paragraaf 3.1.6 zullen de conclusies worden behandeld en zal daarna in paragraaf 3.2 een analyse worden verricht op basis van de beschikbare metingen.

3.1.2 Eventuele invloed van lekkage bij boorpalen en diepwanden

Bij het ontstaan van een lekkage langs de constructieve elementen vanuit het diepe zand, zoals Van Baars beweert in zijn rapport, zijn er twee aspecten, die in ongunstige zin van belang zijn t.a.v. de mogelijke beïnvloeding op de geohydrologie. Dit betreft:

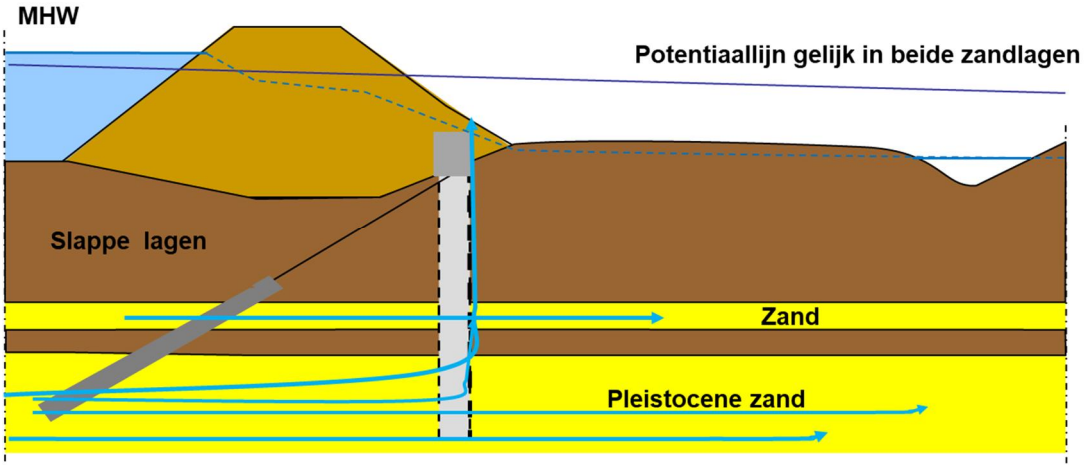
1. de ligging van het freatisch vlak en
2. stijghoogte in een tussenzandlaag, die de binnenwaartse stabiliteit en de belasting op een stabiliteitsverhogende constructie in hoge mate bepaald.

Een lekkage langs de constructieve elementen zou dus invloed kunnen hebben op de schematisering van de freatische lijn en de schematisering van de potentiaal in de tussenzandlaag. Deze aspecten kunnen een negatieve invloed hebben op de sterkte van het ontwerp van de constructieve elementen.

Een hogere ligging van de freatische lijn in de dijk kan een negatieve invloed hebben op het constructief ontwerp. In het ontwerp is al rekening gehouden met de aanwezigheid van een relatief hoge freatische lijn in de dijk. Dit wordt nader behandeld in paragraaf 0.

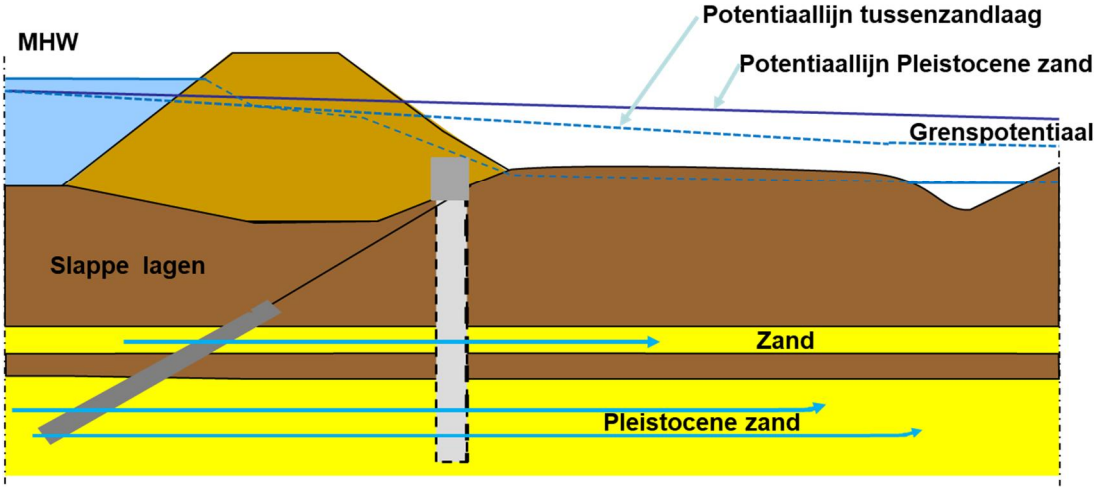
De invloed van punt 2 is afhankelijk van de uitgangspunten in het ontwerp. Zijn de potentialen in de tussenzandlaag en in het pleistocene zand verschillend of zijn deze gelijk gekozen. Als deze gelijk zijn gekozen, dan is het ook van belang of er sprake is van het bereiken van een grenspotentiaal vanuit de tussenzandlaag, zie ook paragraaf 2.4.3.1. En als er sprake is van het bereiken van een grenspotentiaal vanuit de tussenzandlaag, dan is zowel de locatie van de constructie in de dwarsdoorsnede van belang, als de locatie waar het opdrijven plaats vindt in het achterland. Dit zal nader worden uitgelegd.

Als de potentialen in de twee zandlagen gelijk zijn en niet beïnvloed worden door het bereiken van een grenspotentiaal door het opdrijven van het achterland, dan zal een kortsluiting tussen de twee zandlagen geen invloed hebben op het ontwerp. Deze situatie is geïllustreerd in de volgende figuur.



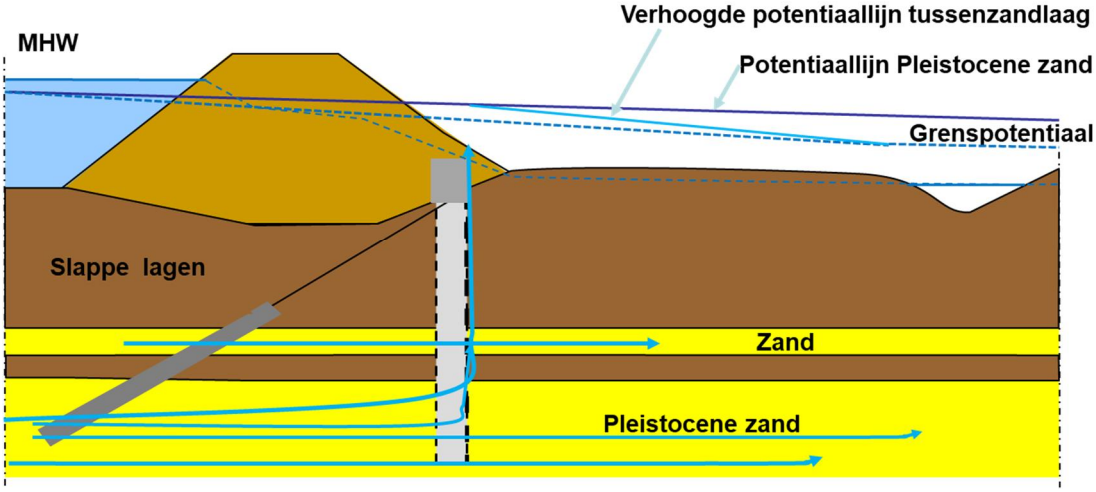
Figuur 3-1 Illustratie beïnvloeding van een lek langs de boorpalen bij gelijke potentialen in de twee zandlagen en zonder opdrijven van het achterland. De potentialen zijn gelijk bij wel/geen kortsluiting tussen de twee zandlagen (bij geen opdrijven/correctie grenspotentiaal)

In het ontwerp is bij sectie F1-1 al rekening gehouden met dezelfde potentialen in de twee zandlagen, maar is er sprake van opdrijven in het achterland bij de Bakwetering (brede sloot in het achterland). Daardoor is de potentiaallijn in de tussenzandlaag gecorrigeerd zoals weergegeven in Figuur 3-2.
Als de sloot dichter bij de dijk zou liggen, dan zou de opdrijzone ook dichter bij de dijk liggen en zou de potentiaallijn dus steiler verlopen tussen het intredepunt in het buitentalud en de opdrijfzone in het achterland.



Figuur 3-2 Illustratie correctie potentiaallijn in tussenzandlaag i.v.m. opdrijven bij de sloot in het achterland, waar het grenspotentiaal wordt bereikt

In het ontwerp is de potentiaallijn bij sectie F1-1 dus al gecorrigeerd in de tussenzandlaag zoals weergegeven in Figuur 3-2. Bij het ontstaan van een kortsluiting tussen de twee zandlagen, wordt de potentiaallijn in de tussenzandlaag beïnvloed, zoals dit is weergegeven in Figuur 3-3. Door de kortsluiting zal de potentiaallijn in de tussenzandlaag bij de palen verhoogd worden, daarna loopt deze af richting het grenspotentiaal bij de sloot in het achterland. De mate van verhoging is afhankelijk van de weerstand ter plaatse van de kortsluiting en de berging en conductiviteit van de tussenzandlaag.



Figuur 3-3 Illustratie correctie potentiaallijn in tussenzandlaag i.v.m. opdrijven bij de sloot in het achterland, waar het grenspotentiaal wordt bereikt

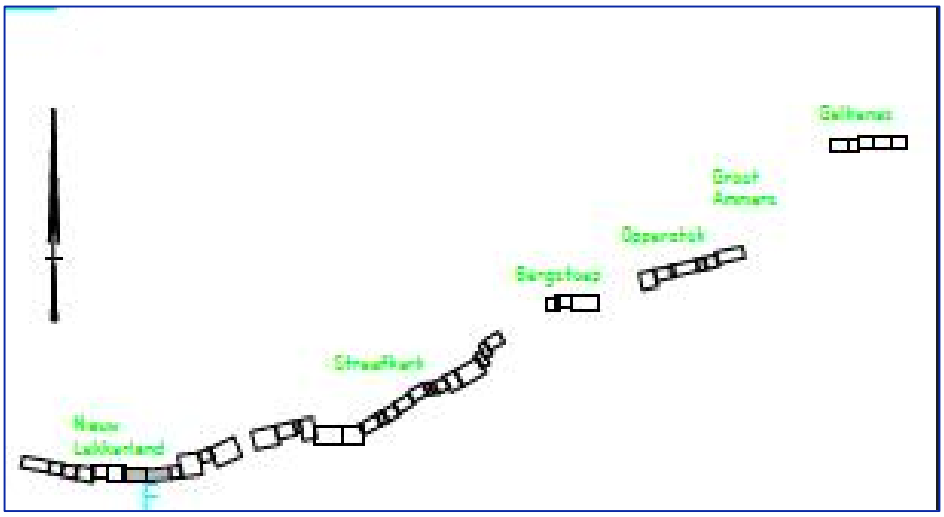
Zoals Van Baars terecht heeft aangegeven op blz. 10 van zijn rapport, kan de kortsluiting tussen de twee zandlagen averechts werken bij het opdrijven van het achterland. Deze verhoging van het potentiaal in de tussenzandlaag is niet meegenomen in het ontwerp en kan een negatieve invloed hebben op de sterkte van de constructie.

Zoals eerder werd aangegeven, heeft ook de locatie van de dwarsdoorsnede invloed op het ontwerp. Dit komt omdat de potentiaallijn bij opdrijven gecorrigeerd wordt vanaf het

aansluitpunt van MHW op het buitentalud. Vanaf dat punt verloopt de potentiaallijn lineair naar de opdrijfzone zoals o.a. weergegeven in Figuur 3-2. Naar mate de constructie steeds hoger in de dijk staat, wordt de beïnvloeding van de potentiaallijn in de tussenzandlaag dus steeds kleiner. Aangezien de diepwanden en de barettenwand in de buitenkruin gesitueerd zijn, zal de invloed van een eventuele lekkage bij deze constructieve elementen het kleinst zijn, mits de zelfde potentialen in de twee zandlagen zijn aangehouden. Als er geoptimaliseerd is in de potentiaallijn in de tussenzandlaag, zal de invloed groter zijn omdat het verschil met de potentiaallijn in het pleistocene zand dan groter is. Zie verder paragraaf **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**.

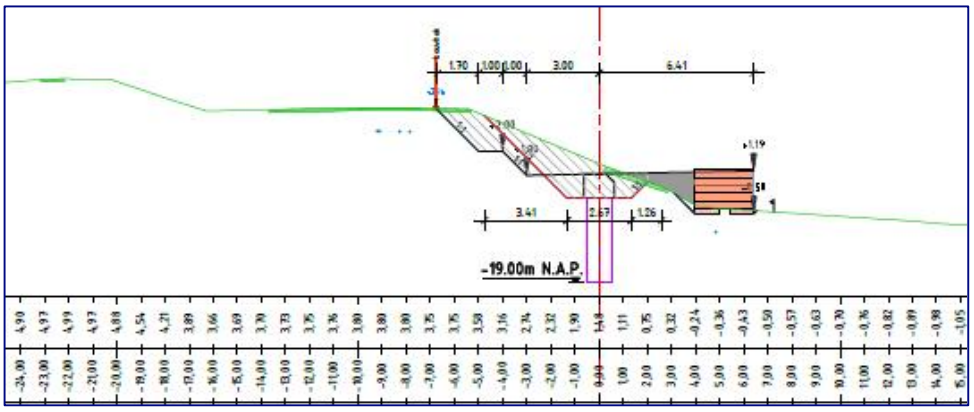
3.1.3 Gerealiseerde dijkversterking sectie F1-1

In sectie F1-1 is een verankerde palenwand gerealiseerd. In Figuur 3-4 zijn de secties van het dijkversterkingsproject weergegeven. Links onderaan in de Figuur zijn twee secties lichtgrijs gemaakt, waar er een F is aangegeven. Het linker van de twee grijze vakken is sectie F1-1.



Figuur 3-4 Illustratie dijkversterkingssecties bij KIS. Links onderaan zijn twee vakken grijs gemaakt, het 1e grijze blok is sectie F1-1 (Waterschap Rivierenland, 2018)

De positie van deze palenwand is weergegeven in Figuur 3-5. Hier is zowel de positie van de palenwand in de oude situatie van de dijk als de situatie tijdens de realisatie van de palenwand weergegeven. Het gearceerde deel van het talud is verwijderd geweest tijdens het realiseren van de palenwand. Na de realisatie van de palenwand is het ontgraven talud weer aangevuld met klei.



Figuur 3-5 Dwarsdoorsnede met positie palenwand in oude = nieuwe situatie en tijdens de realisatie. Het gearceerde veld is het deel van het talud dat ontgraven is geweest tijdens de realisatie; de rode lijn is aangehouden (Waterschap Rivierenland, 2018)

In de Tabel wordt de periode van de verrichte gebeurtenissen globaal weergegeven, die van belang kunnen zijn voor de analyse van de lekkage en de waterspanningsmetingen. In de Tabel is aangegeven waar deze gebeurtenissen verder in dit rapport zijn behandeld.

Tabel 3-1 Tijdsperiode van gebeurtenissen tijdens de dijkversterking in sectie F1-1

Gebeurtenissen	Tijdsperiode	Zie verder paragraaf
Verwijdering grond talud en realiseren boorpalen	April-mei 2016	2.4.4.5
Realisatie gording	Juni 2016	
Realiseren ankers	21-27 juni 2016 Anker A-26: gegrout op 21 juni 2016	2.4.4.5 en 0 2.5.2
Aanbrengen drainagezand langs de boorpalenwand	Mei 2016, voor het aanbrengen van de ankers	2.4.4.5
Aanvullen talud met grond	Na realisatie ankers is deel talud aangevuld, voor het beschadigen van anker A-26. In 2017 is grondaanvulling op het talud opnieuw vervangen	
Uitgraven anker A-26 bij realisatie diepwandpaneel sectie F1-2	14 juli 2016	2.5.2 en 0
Metingen ADCIM	Juni 2018 – juni 2019	0
Aanleg drain i.v.m. lekkage	Februari 2019	0

3.1.4 Analyse waterspanningsmetingen in relatie tot het freatische vlak

3.1.4.1 Algemeen

In hoofdstuk 7 blz. 35 van (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt ingegaan op de metingen uitgevoerd door ADCIM (zie (ADCIM, 2019)). Dit betreft waterspanningsmetingen die in 2018-2019 zijn uitgevoerd ter plaatse van een boorpalenwand bij sectie F1-1 in Nieuw-Lekkerland, waar tijdens en na de realisatie van de dijkversterking sprake is geweest van wateroverlast.

In deze paragraaf zijn deze metingen van ADCIM behandeld.

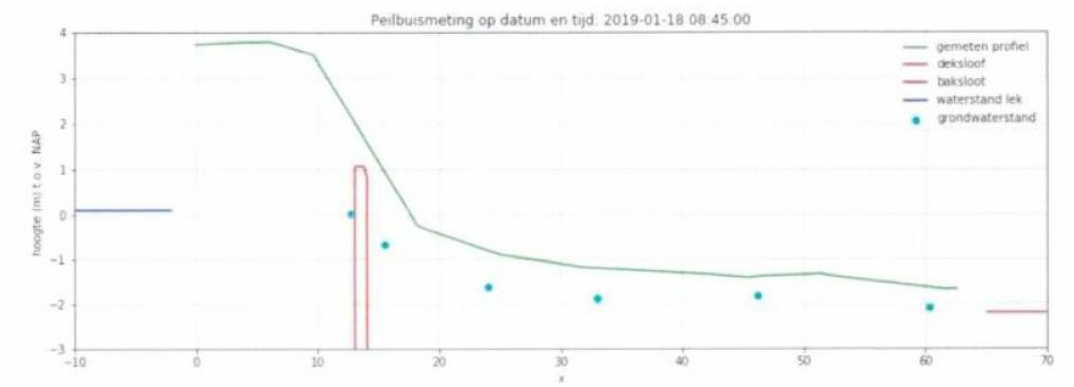
Voordat inhoudelijk wordt ingegaan op de al in paragraaf 2.6 beschreven beweringen van Van Baars, zullen zijn beweringen eerst worden aangegeven.
Daarna zullen de uitgevoerde waterspanningsmetingen van ADCIM (ter plaatse van de boorpalenwand) worden behandeld en geanalyseerd. Vervolgens worden deze vergeleken met het freatisch vlak dat in de ontwerpberekeningen is aangehouden. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in waterspanningsmetingen ten behoeve van het bepalen van het freatisch vlak (de grondwaterstand) in de dijk en stijghoogten in het diepe zand en tussenzandlagen.

Vervolgens zal worden geanalyseerd of, en zo ja in hoeverre, de waterspanning rond de constructie van de boorpalenwand is verhoogd (als gevolg van vermeende lekkage) ten opzichte van de situatie voor het aanbrengen van de boorpalenwand.

3.1.4.2 Rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) m.b.t. waterspanningsmetingen ADCIM

In hoofdstuk 7 blz. 35 van het rapport van Van Baars wordt ingegaan op de metingen uitgevoerd door ADCIM (zie (ADCIM, 2019)). Deze metingen zijn voor Van Baars aanleiding om het volgende te veronderstellen: '*Water stroomt dus via de diepe zandlagen onder de dijk door en langs de boorpalen omhoog de polder in: de Lekdijk is dus lek.'*

Uit de metingen kan de hoogte van de grondwaterstand in de doorsnede van de dijk worden afgeleid. Hieruit volgt het beeld zoals weergegeven in Figuur 3-6.



Figuur 3-6 Geïnterpreteerde hoogte grondwaterstand op basis metingen ADCIM in 2018 (ADCIM, 2019)

Figuur 3-7 Metingen ADCIM ((ADCIM, 2019)

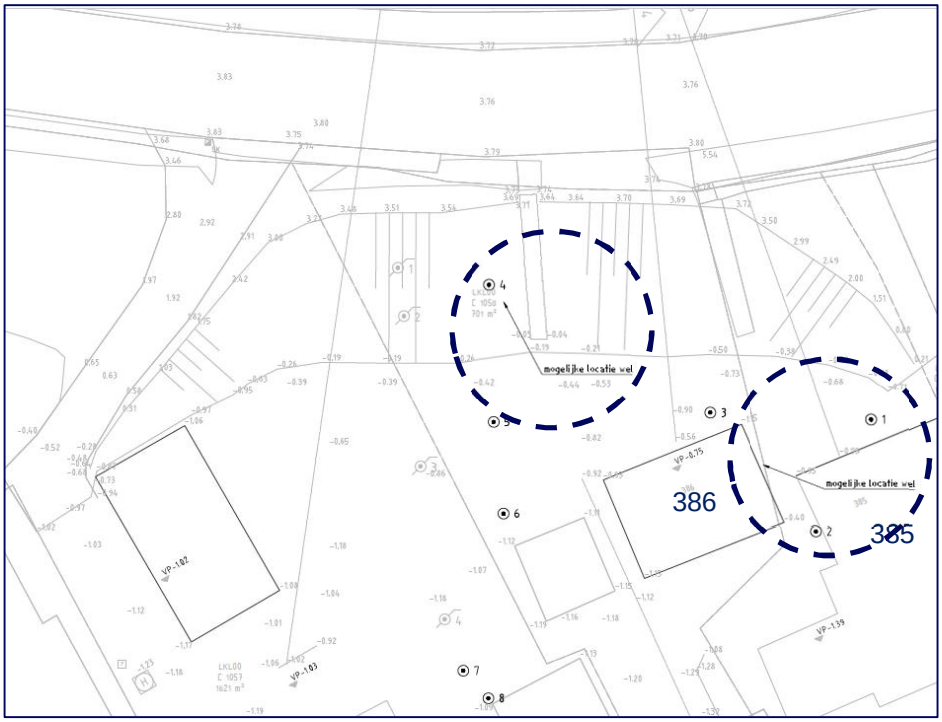
Bewering 1:
Van Baars concludeert dat de waterstand in de peilbuizen die het dichts bij de palenwand staan op en neer golft vanwege het getij waarmee Van Baars concludeert dat grote lekkage plaatsvindt langs de boorpalen.

Bewering 2:
Van Baars geeft aan dat hierdoor extra kwel en vernatting ontstaat die de bewoners achter de dijk ervaren, maar ook dat dit gevolgen heeft voor de stabiliteit van de dijk; dit omdat de grondwaterstand in de dijk door het bouwproject omhoog is gegaan en de sterkte van de

grond is afgenomen hetgeen niet is meegenomen in het ontwerp. Door Van Baars wordt gesteld dat de stabiliteit van de dijk dus door de lekkage lager is dan tot nu toe berekend.

3.1.4.3 Analyse peilbuismetingen ADCIM en vergelijking met ontwerpberekeningen

Zoals al genoemd in paragraaf 3.1.1 is er wateroverlast geweest ter plaatse van de boorpalenwand bij sectie F1-1 in Nieuw-Lekkerland. Hier is zowel wateroverlast geweest tijdens en na de realisatie van de boorpalenwand. Dit is ook de reden dat ADCIM een onderzoek heeft uitgevoerd om in beeld te brengen waardoor de wateroverlast veroorzaakt wordt. Dit heeft geresulteerd in diverse onderzoeken die uitgevoerd zijn. In bijlage 3 van (ADCIM, 2019) is aangegeven waar er volgens de bewoners sprake is geweest van wellen tijdens de dijkversterking, zie ook Figuur 3-8.

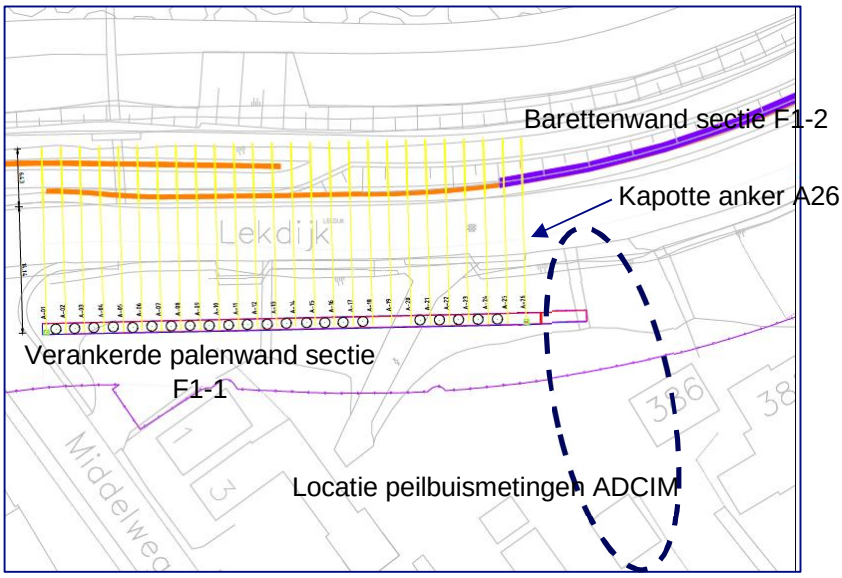


Figuur 3-8 Situaties van door bewoners aangewezen locaties van mogelijke wellen tijdens de dijkversterking (de locaties zijn aangegeven binnen de gestippelde cirkels; de nummers zijn locaties van gutsboringen, die door ADCIM zijn uitgevoerd) (ADCIM, 2019)

Onderstaand zal eerst nader worden ingegaan op de peilbuismetingen die door ADCIM zijn verricht vlak naast de boorpalenwand in sectie F1-1.

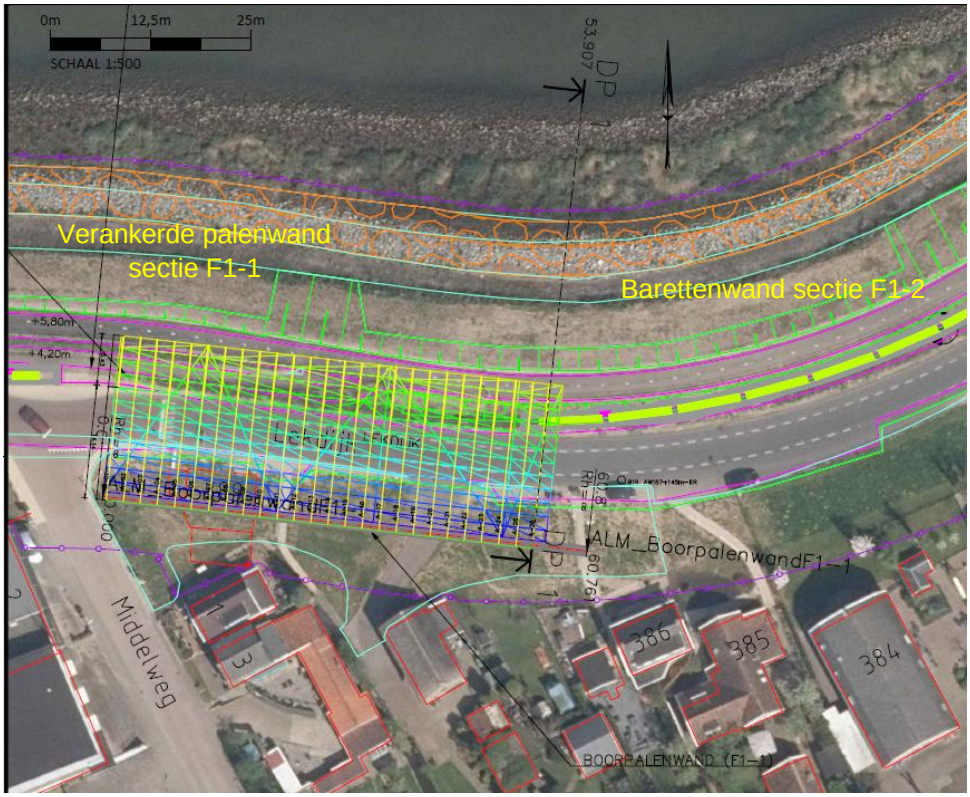
Peilbuismetingen ADCIM

De peilbuismetingen, die door ADCIM zijn uitgevoerd, zijn verricht ter plaatse van de locatie (tussen circa AW167+100 en AW167+170) waar de boorpalenwand in sectie F1-1 is gemaakt, zie ook onderstaande figuur. Deze figuur is al eerder weergegeven in paragraaf 2.5.2, waar er is ingegaan op anker A26, die beschadigd is geraakt tijdens het maken van het eerste diepwandpaneel van de barettenwand in sectie F1-2. Het anker is geraakt op 14 juli 2016.



Figuur 3-9 Monitoringslocatie van ADCIM (blauw gestippelde lijn) ten opzichte van de palenwand in sectie F1-1 en de barettenwand in sectie F1-2, Nieuw-Lekkerland (Waterschap Rivierenland, 2018)(ontbrekende palen de revisie-tekening zijn wel gemaakt). Ook de locatie van het beschadigde anker A26 is weergegeven.

In Figuur 3-10 is ook een luchtfoto weergegeven met daarin aangegeven de locatie van de palenwand in het binnentalud en de locatie van de barettenwand in de buitenkruin.

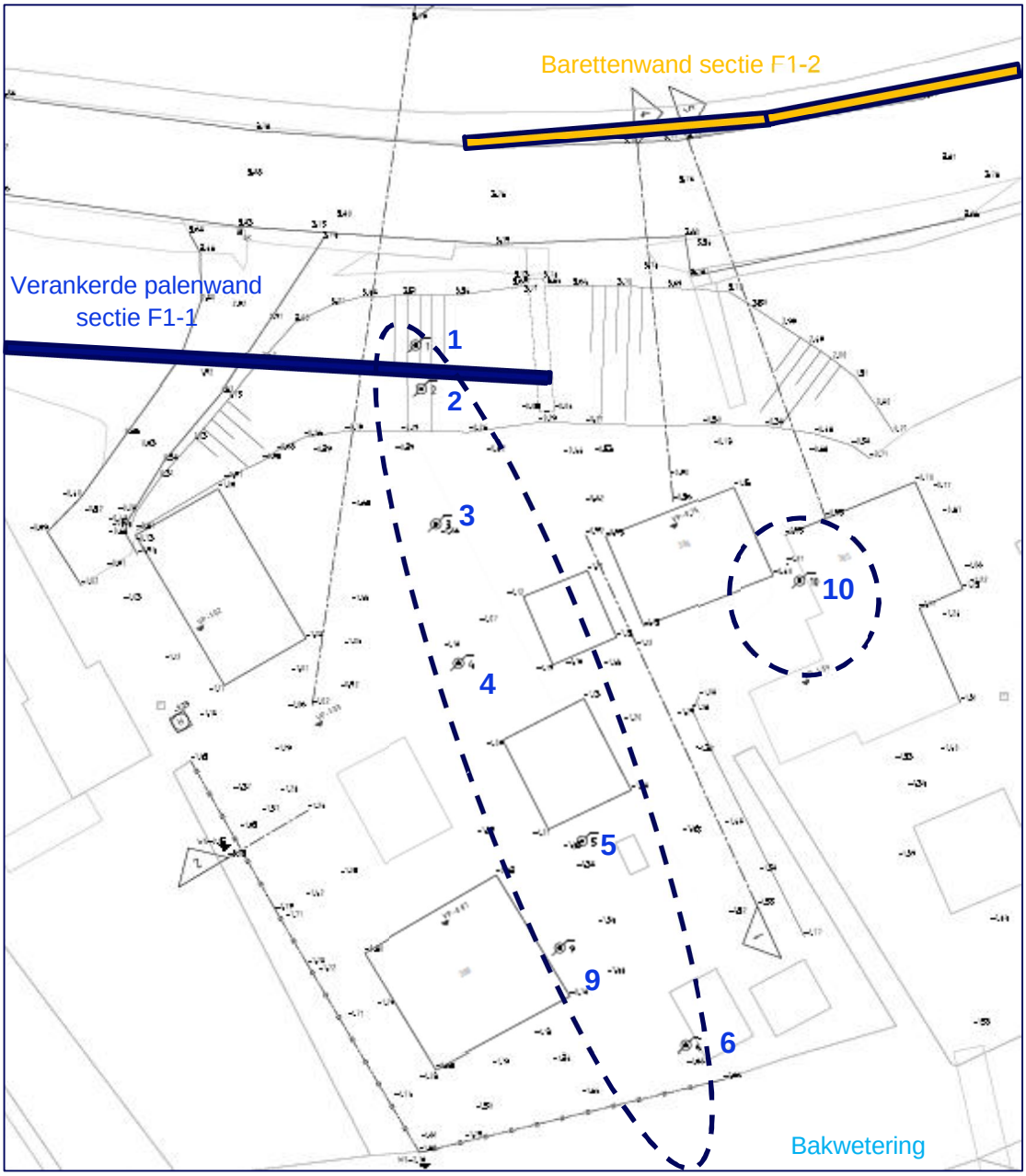


Figuur 3-10 Luchtfoto van de situatie bij sectie F1-1, AW167+100 en AW167+170, waar de locatie van de verankerde boorpalenwand is weergegeven in het binnentalud. Rechts van de boorpalenwand is de barettenwand weergegeven in de buitenkruin.

In eerste instantie zijn de peilbuizen 1 t/m 6 in een raai geplaatst. In een latere instantie zijn twee peilbuizen bijgeplaatst op de locatie. Dit betreffen de peilbuizen 9 en 10. Peilbuis 10 is

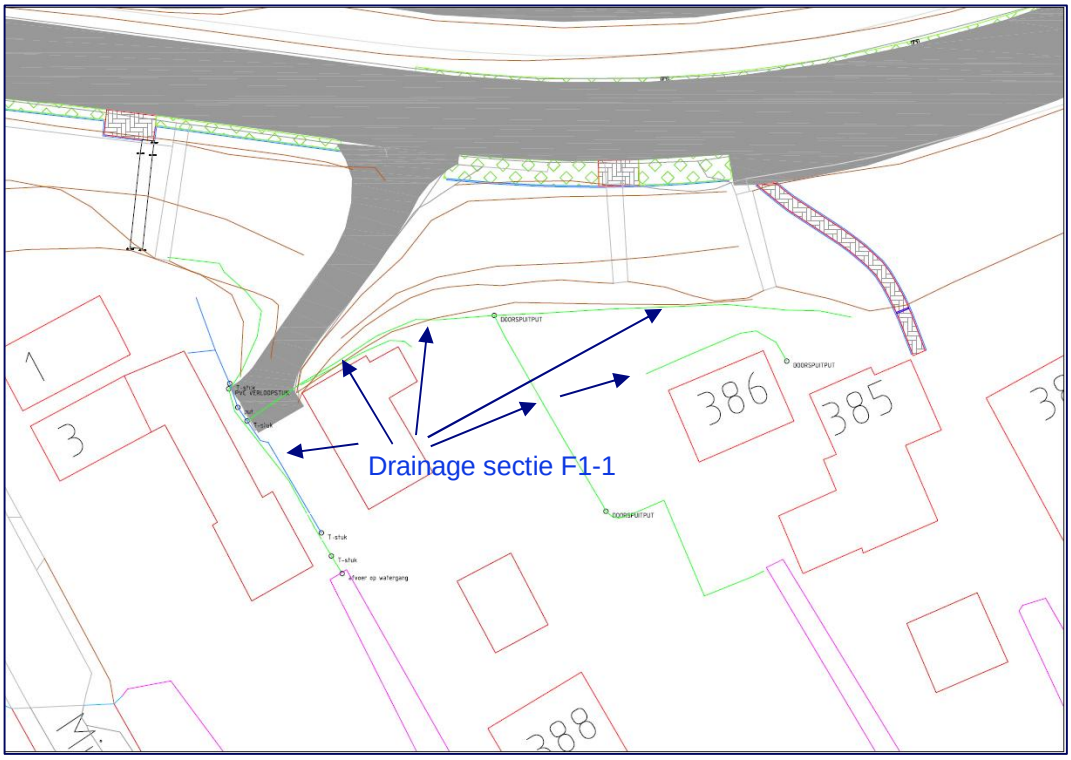
niet in dezelfde raai geplaatst, maar circa 30 m ten oosten van peilbuis 4, zie Figuur 3-11. Tevens zijn twee in het verleden (2012) Wiertsema & Partners geplaatste peilbuizen gemonitord (peilbuizen 7 en 8 genoemd). De peilbuizen 7 en 8 staan op een afstand van circa 200 m westelijk (nl. ter plaatse van AW 169, nabij Lekdijk 357 en zijn niet weergegeven in het figuur) van de probleemlocatie en staan met hun filters in het diepe zand, respectievelijk de tussenzandlaag. De overige peilbuizen staan met hun filters vrij ondiep in het pakket slappe lagen of in de klei van de dijk. De metingen zijn uitgevoerd in de periode van juni 2018 t/m juni 2019. Deze metingen zijn dus pas aangevangen ruim twee jaar na dat een deel van het anker A-26 is meegetrokken.

Het polderpeil in de Bakwetering (watergang) op een afstand van circa 40 m van de dijk is NAP -2.20m.



Figuur 3-11 Situatie van de peilbuizen van ADCIM in sectie F1-1 bij Nieuw-Lekkerland (ADCIM, 2019). De peilbuizen 1 t/m 6 en 9 zijn in een raai geplaatst binnen de grote gearceerde lijn. Peilbuis 10 is geplaatst ca. 30 m ten oosten van peilbuis 4 en is aangegeven binnen de kleine gearceerde cirkel. De peilbuizen 7 en 8 zijn gesitueerd bij AW169, nabij Lekdijk 357 en zijn niet weergegeven in de figuur.

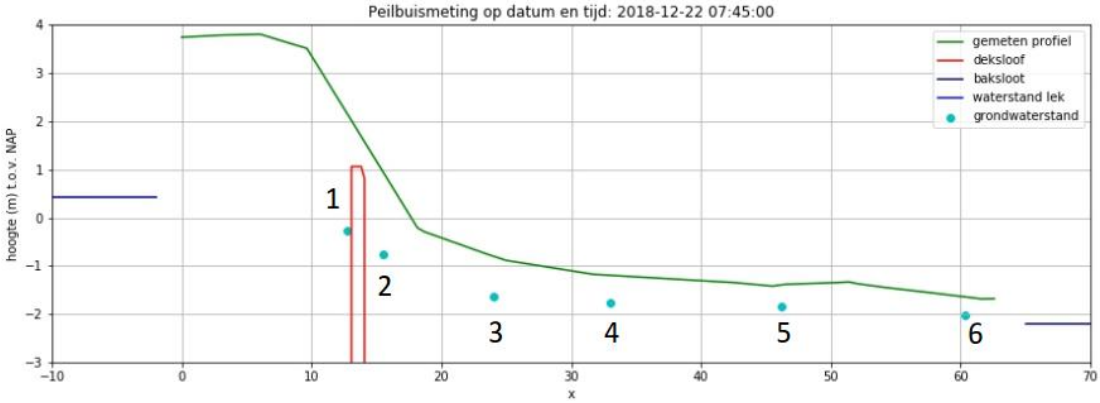
De peilbuizen 9 en 10 zijn dus later (naar aanleiding van een overleg op 29-10-2018) bijgeplaatst met het doel beter in beeld brengen van de oorzaak van de wateroverlast. Tevens is een drain aangebracht in de teen van de dijk, die is verbonden met de watergang aan de achterzijde van de percelen. De locatie van de drainage is weergegeven in Figuur 3-12. Deze drainagevoorziening is conform het rapport van ADCIM begin februari 2019 aangebracht. Deze drain bevindt zich tussen de peilbuizen 2 en 3. In het rapport van ADCIM is aangegeven dat er voor de aanleg van de drain bij Lekdijk 385 stelselmatig sprake was van water op het maaiveld. Na de aanleg van de drain kwam dit niet meer voor.



Figuur 3-12 Revisietekening van de aangelegde drainagevoorziening (groene lijn) (Waterschap Rivierenland, 2018)

In het rapport (ADCIM, 2019) zijn de peilbuismetingen geanalyseerd en zijn conclusies getrokken. In het rapport van ADCIM is de eventuele beïnvloeding van het anker A26 niet beschouwd. Ten behoeve van dit advies zijn de uitgevoerde peilbuismetingen (opnieuw) geanalyseerd waarbij ook de eventuele beïnvloeding van het uitgegraven anker is beschouwd. Op basis van deze analyse zijn conclusies getrokken.

Van de 10 peilbuizen is het verloop van de grondwaterstand, neerslag (Station Oud Alblas) en getij samengevoegd in een grafiek en weergegeven in Bijlage 0.
Figuur 3-13 is ontleend aan (ADCIM, 2019). Hierin is het verloop van de grondwaterstand (of freatisch vlak) met de blauwe puntjes weergegeven in het dwarsprofiel ter plaatse van de raai met peilbuizen 1 t/m 6. De analyse van de metingen is weergegeven in de volgende paragraaf.



Figuur 3-13 Peilbuismetingen (en locaties peilbuizen) ADCIM in dwarsprofiel t.p.v. probleemlocatie (ADCIM, 2019)

<u>Relatie tussen grondwaterstand en getij/neerslag</u>

Relatie neerslag grondwaterstand
Op basis van de grafieken in Bijlage 0 is de relatie tussen de neerslag en de hoogte van de grondwaterstand van de peilbuizen zichtbaar gemaakt. Dit is van belang om vast te kunnen stellen of neerslag invloed heeft op de gemeten grondwaterstand. Deze relatie is vooral zichtbaar in de laatste twee grafieken van Bijlage 0, waarin de meetperiode is aangegeven van 26-11-2018 tot 10-05-2019, respectievelijk 4-02-2019 tot 26-03-2019. In de grafieken is naast de dagsom neerslag tevens een zogenaamde meerdaagse neerslagsom gegeven. Reden hiervoor is dat het, na het optreden van een bui, tijd kost om de neerslag te laten infiltreren in de ondergrond en het grondwater te bereiken waarmee het freatisch vlak wordt verhoogd. Naarmate de doorlatendheid van de ondergrond kleiner is, zal dit meer tijd vergen. De ondiepe ondergrond is hier over het algemeen kleiig hetgeen een relatief lage doorlatendheid betekent. Om hier een goede relatie te kunnen leggen is ingeschat dat een 3-daagse neerslagsom passend is.
Als de grafiek van de 3-daagse neerslagsom wordt vergeleken met de peilbuisstand wordt de invloed/relatie duidelijker zichtbaar. De analyse is in de volgende paragraaf weergegeven en de conclusies zijn in paragraaf 3.1.4 weergegeven.

Relatie getij (de buitenwaterstand) op grondwaterstand
Tevens zijn in de grafieken van Bijlage 0 van alle peilbuizen zogenaamde hysteresegrafieken weergegeven waarbij het getij (de buitenwaterstand) tegen de peilbuisstand is geplot. In de plots is ook van het getij met de hoogste waterstand een grafiek geplot. Dit geeft inzicht in het eventuele verband tussen getij en peilbuisstand.
In de grafieken is ook het verband tussen de peilbuisstand en de gemiddelde buitenwaterstand weergegeven Reden hiervoor is dat de fluctuatie van het getij te snel gaat om met open peilbuizen in klei te meten. De peilbuizen hebben tijd nodig om te kunnen reageren. Gekozen is voor de gemiddelde buitenwaterstand over een voorafgaande periode van 3 dagen en is daarmee een vergelijkbare periode als gebruikt voor het leggen van een relatie tussen neerslag en de grondwaterstand.

Freatische lijn in ontwerpberekeningen
In principe wordt de freatische lijn ten behoeve van de ontwerpberekeningen bij een te realiseren dijkversterking bepaald op basis van waterspanningsmetingen nabij de binnenkruinlijn en nabij de binnenteenlijn van de bestaande (nog te versterken) dijk. Op diverse plaatsen is de freatische lijn gemeten met behulp van ondiepe peilbuizen en

waterspanningsmeters. Verder zijn de registraties van de waterspanningen tijdens het sonderen beschikbaar.
In Bind-B is aangegeven hoe het freatisch vlak in de dijk is geschematiseerd. Zie ook paragraaf 2.4.2.6 van onderhavig rapport.

In het achterland wordt in de ontwerpberekening de hoogte van het freatisch vlak aangehouden van mv -0,3 m, waarbij geldt dat het maaiveld in het achterland 0,6 m gezakt is gedurende de planperiode van 100 jaar (geldend voor langsconstructies) vanwege autonome bodemdaling. De freatische lijn, zoals deze in de ontwerpberekeningen is aangehouden, is in Tabel 3-2 en Figuur 3-14 weergegeven. Opgemerkt wordt dat de hoogte van het freatisch vlak van mv -0,3 m een ontwerpuitgangspunt is, uitgaande van extreme omstandigheden. Het freatisch vlak zal onder dagelijkse omstandigheden op een lager niveau zijn gelegen.

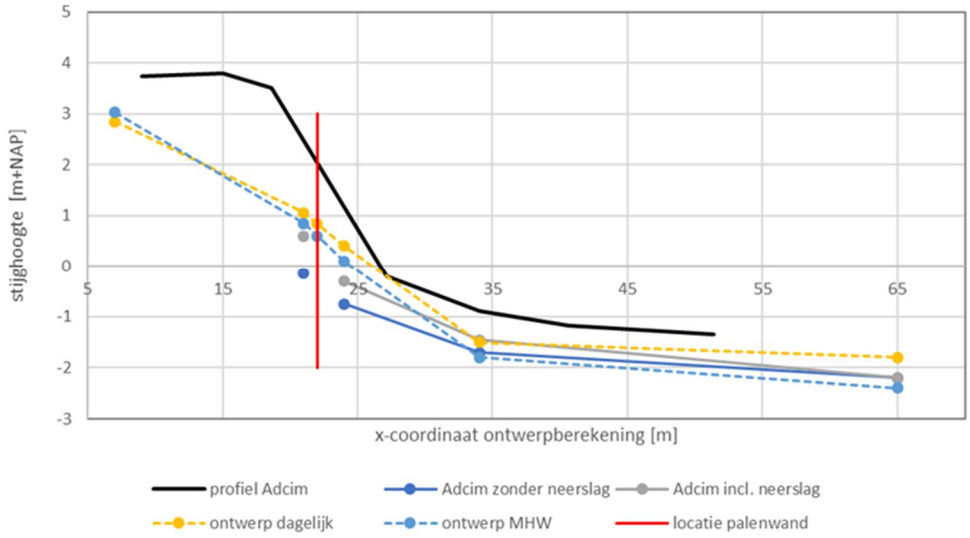
Tabel 3-2 Freatisch vlak op basis van peilbuismetingen ADCIM versus freatisch vlak in ontwerpberekening palenwand sectie F1-1

X-coordinaat ontwerpberekeningen	Omschrijving	Peilbuismetingen Adcim 2018-2019		Ontwerpberekenng Palenwand	
		zonder noemenswaardige neerslag	met neerslag	dagelijks	tijdens MHW 1)
[m]		[m + NAP]	[m + NAP]	[m + NAP]	[m + NAP]
-5	buitentalud	-	-		4,35
7	dijkskruin	-	-	2,85	3,03
21	Peilbuis 1 Adcim	-0,15	0,6	1,06	0,85
22	Palenwand	-	-	0,84	0,6
24	Peilbuis 2 Adcim	-0,75	-0,3	0,4	0,1
38	Peilbuis 3 Adcim	-1,7	-1,45	-1,5	-1,8
65	Bakwetering	(-2,2)	(-2,2)	-1,8	-2,4
1) Hierbij is rekening gehouden met een autonome bodemdaling van 0,6m (100 jr) in het achterland					

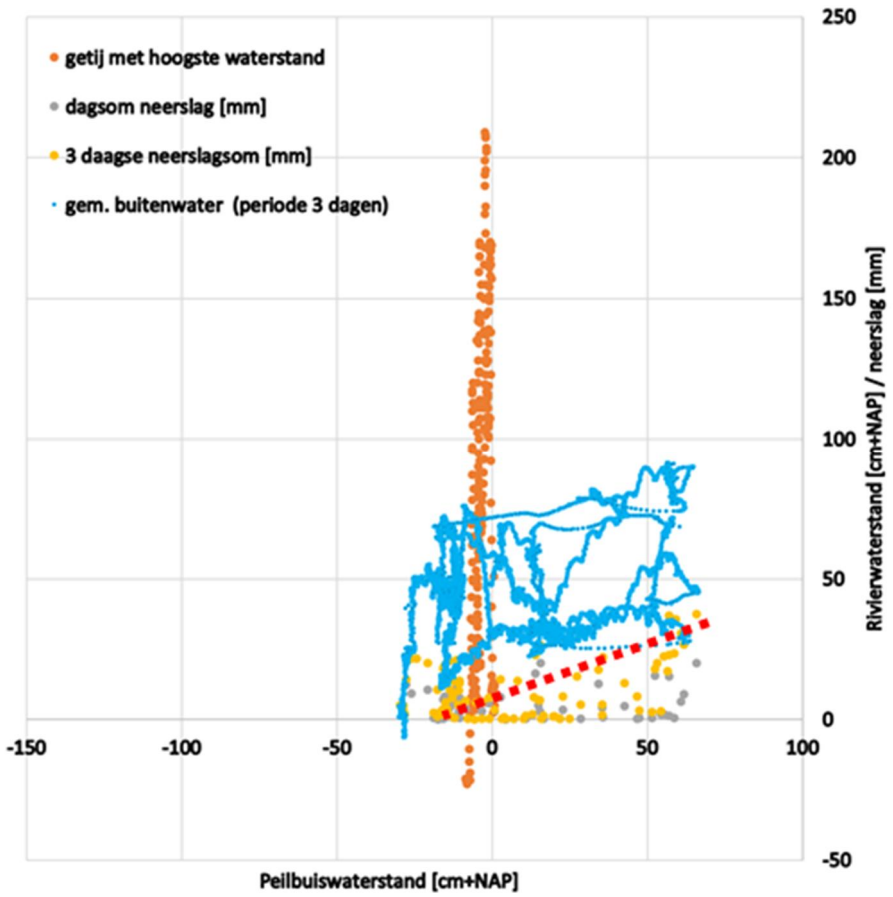
Analyse peilbuismetingen ADCIM en vergelijking met ontwerpberekeningen
In paragraaf 3.1.4.3 zijn de door ADCIM uitgevoerde peilbuismetingen weergegeven. De gemeten hoogte van de grondwaterstanden ter plaatse van de peilbuizen zijn gezien de onderzoeklocatie niet uitzonderlijk hoog. Het gemiddelde getij tijdens de metingen heeft een hoogte van circa NAP +0.50m. Daarnaast is sprake van een dijk met een kleikern waardoor een opbolling van het freatisch vlak in de dijk als gevolg van neerslag en verdamping mag worden verwacht, die tot meters hoger kan zijn, dan wat op basis van een rechte lijn tussen de buitenwaterstand bij het buitentalud en de grondwaterstand in de binnenteen volgt. Hoewel er weinig metingen zijn verricht van het freatisch vlak onder dagelijkse omstandigheden in de kruin van de bestaande dijk, is in het ontwerp uitgegaan van de hoogte van het freatisch vlak in de binnenkruin van de dijk van circa NAP + 2.85 m is.

<u>Invloed neerslag op grondwaterstand</u>
Onderstaand wordt nader ingegaan op de relatie tussen de grondwaterstand en neerslag Als de grafiek van de 3-daagse neerslagsom wordt vergeleken met de peilbuisstand wordt de invloed/relatie duidelijker zichtbaar.

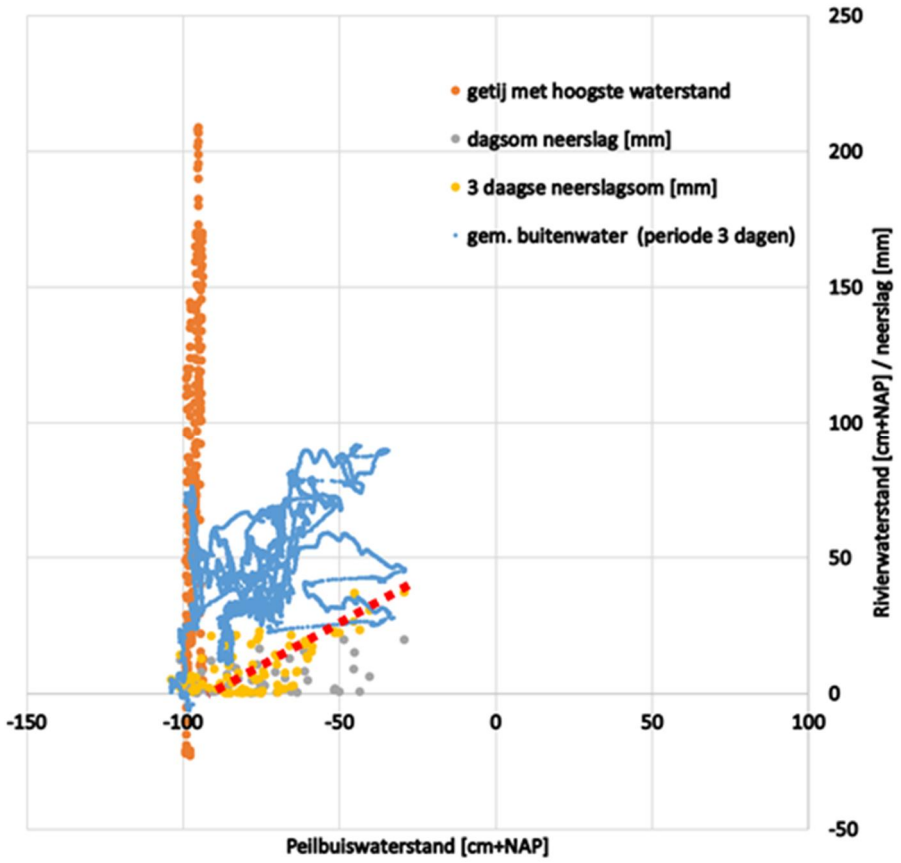
Teneinde de relatie tussen de peilbuisstand en neerslag nader te kwantificeren, zijn in de plots van Bijlage 0 de dagsom neerslag en de 3-daagse neerslagsom (meetstation Oud Alblas) tegen de peilbuisstand geplot. Hieruit volgt dat er voor alle peilbuizen in de ondiepe ondergrond behalve voor nr. 9, omdat deze gedurende de meetperiode voor het grootste deel van de tijd heeft drooggestaan (zie (ADCIM, 2019) paragraaf 3.3.1), een duidelijk verband bestaat tussen neerslag en de grondwaterstand ter plaatse. In onderstaande figuren (Figuur 3-15 en Figuur 3-16) is dit weergegeven voor peilbuis 1 en 2.



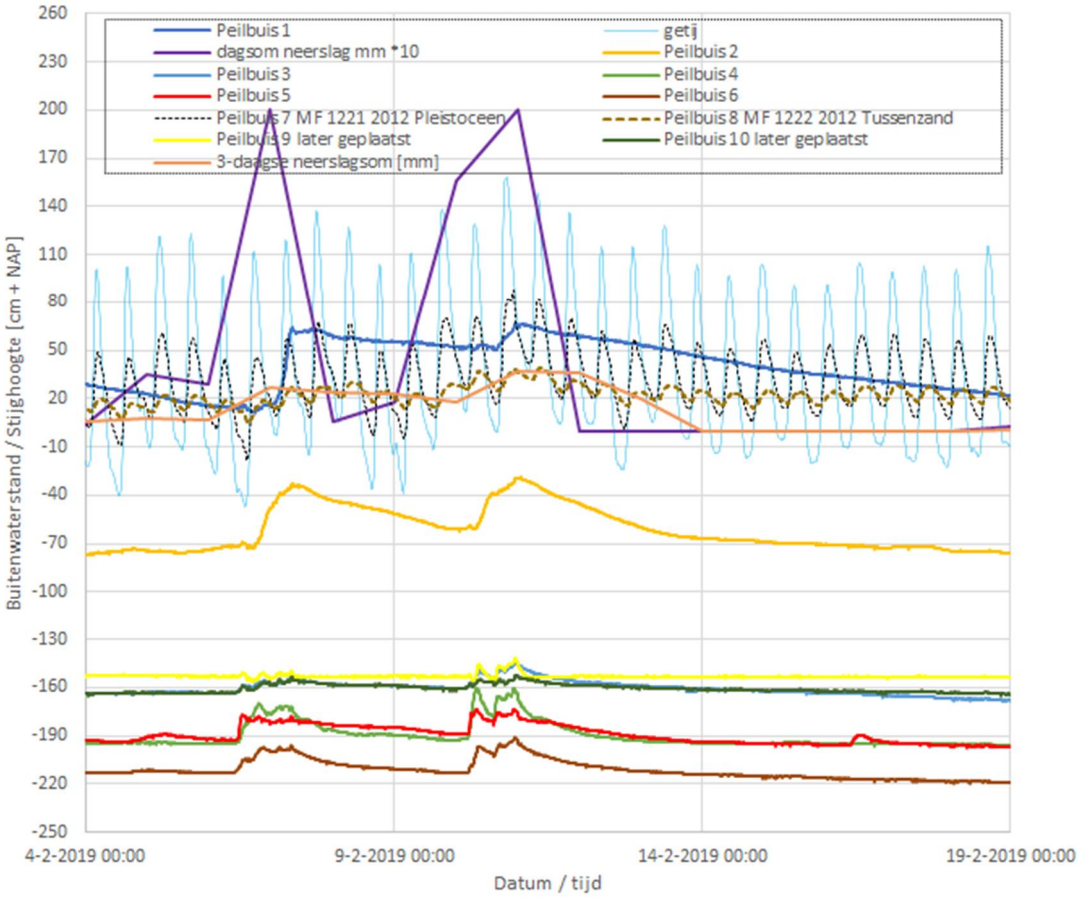
Figuur 3-14 Freatisch vlak op basis peilbuismetingen ADCIM versus freatisch vlak in ontwerpberekening palenwand sectie F1-1; de dik getrokken zwarte lijn is maaiveld van het dwarsprofiel waarin de peilbuizen zijn geplaatst



Figuur 3-15 Waterspanningsmetingen ADCIM 2018-2019 – Relatie peilbuisstand peilbuis 1 met neerslag/getij



Figuur 3-16 Waterspanningsmetingen ADCIM 2018-2019 – Relatie peilbuisstand peilbuis 2 met neerslag/getij



Figuur 317 Waterspanningsmetingen ADCIM 2018-2019 – Relatie peilbuisstand peilbuis 2 met neerslag/getij

Op de horizontale as is de peilbuisstand weergegeven en op de verticale as is met de gele bolletjes de 3-daagse neerslagsom gegeven. De rode stippellijn geeft het ingeschatte lineaire verband daartussen. Hieruit volgt dat het freatisch vlak in peilbuis 1 als gevolg van neerslag stijgt van circa NAP -0,10 m tot circa NAP +0, 60 m en bij peilbuis 2 stijgt het freatisch vlak als gevolg van neerslag van circa NAP -0,90 m tot NAP -0,30 m. Ter plaatse van de peilbuizen 1 en 2 ter locatie van de boorpalenwand is de stijging van het freatisch vlak dus mogelijk 0,5 m tot 0,8 m hoger dan een situatie zonder neerslag

Hierbij wordt vooral gefocust op de periode na half februari 2019, na het aanleggen van de drain, zoals weergegeven op Figuur 3-12. De correlatie tussen neerslag en peilbuisstand is positief en vooral goed zichtbaar in de februari 2019 (zoals ook uit de onderstaande figuur volgt, maar is ook aanwezig voor de overige perioden.
Opmerkelijk daarbij is ook dat de peilbuizen 7 en 8 die in het diepe zand respectievelijk de tussenzandlaag staan ook een reactie is te zien op neerslag. Dit kan evenwel worden verklaard doordat tijdens de neerslagperiode de waterstand in de Lek iets hoger is door meer afvoer.

<u>Invloed getij (buitenwaterstand) op grondwaterstand</u>
Teneinde de relatie tussen de peilbuisstand en het getij nader te kwantificeren, zijn in Bijlage B van alle peilbuizen zogenaamde hysteresegrafieken weergegeven waarbij het getij (de buitenwaterstand) tegen de peilbuisstand is geplot. Met de oranje bolletjes is de hysterese grafiek weergegeven voor de periode van circa 3 dagen (7-01-2019 22:00 tot 10-01-2019 15:00) waarbij het grootste verschil in buitenwaterstand optreedt van 2,32 m.
Hieruit volgt dat voor de peilbuizen in de ondiepe ondergrond 3 t/m 6 en 9 en 10 geen verband wordt gevonden tussen getij en grondwaterstand. Voor peilbuis 1 en 2 is dit ook

weergegeven in Figuur 315 en Figuur 316). In deze peilbuizen wordt, gedurende die periode, waarbij het grootste verschil in buitenwaterstand optreedt, een verhoging van de stijghoogte ter plaatse van de peilbuis van slechts 0,09 m respectievelijk 0,06 m gemeten. Voor de peilbuizen 1 en 2 (ter plaatse van de boorpalenwand) blijkt dus nauwelijks een correlatie tussen getij en peilbuisstand aanwezig.
Opgemerkt wordt dat de filters van de peilbuizen in kleilagen zijn geplaatst, waardoor eventuele snellere fluctuaties door de invloed van het getij op de rivier, lastiger waarneembaar zijn. Teneinde evt. invloed te kunnen ziet/meten is het beschouwen van een langere periode nodig. Omdat bij het beschouwen van de invloed van neerslag op de peilbuisstand een positieve correlatie is gevonden bij beschouwing van een 3-daagse neerslagsom, mag worden verwacht dat bij het beschouwen van een gemiddelde buitenwaterstand over eenzelfde periode (3 dagen) ook een correlatie wordt gevonden als deze aanwezig is.
Als het verband tussen de gemiddelde buitenwaterstand (over een periode van 3 voorafgaande dagen) en de peilbuisstand wordt beschouwd (zie de blauwe puntenwolk inn Figuur 315 en Figuur 316 volgt echter ook dat nauwelijks correlratie aanwezig is.

Voor de peilbuizen 7 en 8, die in het diepe zand respectievelijk de tussenzandlaag staan, wordt een duidelijke reactie gemeten. Er is een duidelijke correlatie tussen getij en stijghoogte. De respons (verhouding tussen verschil in peilbuisstand en buitenwaterstand) in het diepe zand als gevolg van de metingen is circa 0,5 en in de tussenzandlaag 0,12. De tussenzandlaag (op de locatie circa 200 m oostelijk van de probleemlocatie) reageert slechts in geringe mate op de buitenwaterstand en duidelijk minder sterk dan het diepe zand. (Opgemerkt wordt dat hier geen peilbuismetingen beschikbaar zijn van vóór de dijkversterking).

3.1.5 Invloed vernatting op de waterveiligheid van de dijk

Het kritiekpunt van Van Baars, zoals al genoemd in paragraaf 2.6.1, dat door extra kwel en vernatting de stabiliteit van de dijk lager is dan tot nu toe berekend, wordt ook nader gecontroleerd op basis van de waterspanningsmetingen van ADCIM.

Hier zullen de volgende aspecten worden beschouwd:

- Is het op basis van de peilbuismetingen aangetoond dat er sprake is van lekkage langs de boorpalen, waardoor er kortsluiting is ontstaan tussen de tussenzandlaag en het diep zand?
- Is het op basis van de peilbuismetingen aangetoond dat een lekkage heeft geleid tot een hoger freatisch vlak in de dijk dan verondersteld in het ontwerp?

De peilbuismetingen geven geen uitsluitsel over eventuele lekkage langs de boorpalen waardoor grondwater uit het diepe zand in de tussenzandlaag komt. Dit omdat nauwelijks tot geen invloed van het getij op de grondwaterstand in de ondiepe peilbuizen ter plaatse van de boorpalenwand op de probleemlocatie (AW167 – AW 168) is aangetoond.

Uit de berekeningen ten behoeve het ontwerp in sectie F1-1 volgt echter dat er veiligheidshalve is uitgegaan dat een verbinding (natuurlijke (geologische) opening) aanwezig is tussen het diepe zand en de tussenzandlaag. Ook volgt uit paragraaf 3.2 dat er in het ontwerp van de palenwand rekening is gehouden met opdrijven vanuit de tussenzandlaag, zie ook paragraaf 3.1.2. Zoals al uitgelegd in paragraaf 3.1.2, kan een kortsluiting tussen de twee zandlagen een negatieve invloed hebben op het ontwerp van de constructie. Een dergelijke kortsluiting is dus niet aangetoond op basis van de peilbuismetingen.

Daarnaast is er nauwelijks tot geen invloed van het getij op de grondwaterstand in de ondiepe peilbuizen waargenomen. Wel volgt uit de peilbuismetingen een duidelijke invloed

van neerslag op de grondwaterstand. Ter plaatse van de boorpalenwand is de grondwaterstand mogelijk circa 0,6 m hoger dan in een situatie zonder neerslag (zie Bijlage A en Bijlage B, peilbuis 1 en 2).
Op basis van de metingen ter plaatse van de probleemlocatie AW 168 tot AW 169 lijkt het aannemelijk dat de verhoging van het freatisch vlak vooral het gevolg is van neerslag. Overigens is het ontwerp van de palenwand ook gecontroleerd uitgaande van een situatie met extreme neerslag.

Uit de berekeningen, ten behoeve van het ontwerp van de boorpalenwand, volgt dat voor de ligging van het freatisch vlak is uitgegaan van de hoogte die in Tabel 3-2 en Figuur 3-14 is weergegeven. Als dit freatisch vlak in de ontwerpberekening wordt vergeleken met de gemeten hoogte van het freatisch vlak ter plaatse van de probleemlocatie, inclusief de neerslag, wordt geconcludeerd dat het freatisch vlak in de ontwerpanalyses (planperiode 100 jaar) ter plaatse van de palenwand hoger (en derhalve conservatiever) is aangenomen dan uit de metingen van ADCIM volgt. Dit geldt ook voor het freatisch vlak binnendijks vanaf de teen als hierbij rekening wordt gehouden met de autonome bodemdaling van 0,6 m (voor 100 jaar) en gelijke daling van de grondwaterstand.

De stelling van Van Baars dat, door extra kwel en vernatting de stabiliteit van de dijk lager is dan tot nu toe berekend kan daarmee niet ondersteund worden op basis van de peilbuismetingen.

3.1.6 Conclusies n.a.v. de metingen ADCIM

3.1.6.1 Vermeende lekkage langs palenwand

In het rapport van Van Baars is een hypothese opgenomen dat water via de diepe zandlagen onder de dijk langs kieren rondom de boorpalen omhoog stroomt. Deze extra kwel zou tot vernatting en vooral afwijkende waterdrukken in de ondergrond kunnen leiden waardoor de dijk niet meer aan de waterveiligheidseisen voldoet. Om deze hypothese te toetsen heeft Deltares gekeken naar de correlatie tussen de buitenwaterstand en de gemeten grondwaterstanden in de freatische peilbuizen. Ook zijn de werkzaamheden en gebeurtenissen tijdens de realisatie beschouwd, zoals vermeld in Tabel 3-1.

De conclusies zijn daardoor dat:

- De stelling van Van Baars, dat het freatisch vlak direct wordt beïnvloed door de buitenwaterstand, wordt niet ondersteund door de door hem aangehaalde peilbuismetingen; de peilbuismetingen nabij de palenwand hebben nauwelijks een correlatie met het buitenwater; (opgemerkt wordt evenwel dat een positieve correlatie is gevonden tussen neerslag en de peilbuismetingen)
- De freatische lijn in het ontwerp lijkt veilig te zijn geschematiseerd in het licht van de metingen, in ieder geval voor de locatie die door Van Baars is aangehaald in zijn rapport.
- De stelling van Van Baars dat het water via de diepe zandlagen omhoog stroomt langs de boorpalen wordt niet ondersteund door de door hem aangehaalde peilbuismetingen. Dit wil echter niet zeggen dat kortsluiting kan worden uitgesloten.

3.2 Analyse kans op lekkage langs constructieve elementen

3.2.1 Inleiding

In deze paragraaf zal nader worden ingegaan op aspecten die van belang zijn voor de invulling van het waterveiligheidsvraagstuk van de constructieve elementen bij KIS.
Hierbij zal nader worden ingegaan op de onderstaande beweringen in het rapport (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021):

Beweringen in het rapport van Van Baars :

1. het is gevaarlijk om met harde elementen het klei-veenpakket door te prikken of lek te steken. En als dit toch wordt gedaan, dan moet de kwel vooraf in het ontwerp worden berekend en tijdens de bouw worden gemeten (In de tekst in het 1e kader blz. 37 in het rapport.
2. de harde elementen bij de dijkversterking hebben het klei-veenpakket doorgeprikt en lek gestoken en er is sprake van kwel, die zorgt voor vernatting in de directe omgeving.
3. de boorpalen en de diepwanden werken averechts ten aanzien van het gevaar voor opbarsten van het achterland. Dit geldt voor de gebieden met een tussenzandlaag in het dikke pakket klei- en veenlagen (blz. 10 in het rapport.
4. het verhinderen van grote afschuivingen van het binnentalud door middel van harde elementen, zoals dit bij KIS is gedaan met verankerde boorpalen of onverankerde diepwanden, is niet eerder gedaan (blz. 11 in het rapport).
5. Op blz. 38 en 39 van het rapport wordt aangegeven dat de zeer grote groutdrukken bij het storten van het nog vloeibare betonmengsel kan leiden tot het ontstaan van kieren en scheuren in de grond; in dat geval kan er hierdoor opdrukken van de grond naast de kier plaatsvinden.
6. De toegepaste rekenmethode van het ingenieursbureau ABT is niet in staat om kieren en de daardoor ontstane kwel ten gevolge van de nieuwe constructies te berekenen en ook niet de gevolgen daarvan (blz. 38 in het rapport van Van Baars
7. In hoofdstuk 6 van het rapport wordt tevens aangegeven dat er bij de realisatie van een palenwand, rondom de panden Lekdijk 384 tot 388 (Nieuw-Lekkerland), lekkage is ontstaan vanuit het diepe grondwater langs de boorpalen en dat er hier nog overlast is van het kwelwater:

In het vervolg zal nader worden ingegaan op de kans op het ontstaan van lekkage langs de constructieve elementen. Hierbij zullen deze beweringen van Van Baars worden betrokken.

3.2.2 Kans op lekkage langs de constructieve elementen

3.2.2.1 Algemeen

In deze paragraaf wordt ingegaan op de kans van lekkage langs de constructieve elementen.

In paragraaf 3.2.2.2 zal eerst kort worden ingegaan op de ervaringen bij het toepassen van constructieve elementen in de waterkeringen. Dit betreft in eerste instantie de constructieve elementen als diepwanden, barettenwanden en boorpalen, die Van Baars noemt in zijn rapport. Daarna zal in paragraaf 3.2.2.3 nader worden ingegaan op de kansen voor het ontstaan van lekkage langs deze constructieve elementen, zowel tijdens de realisatie als tijdens de levensduur.
In paragraaf 3.2.3 zal nader worden ingegaan op de kans voor het ontstaan van lekkage langs de verankeringen van de boorpalenwand. Daar zal in eerste instantie worden ingegaan op anker A26 van de boorpalenwand in sectie F1-1, dat kapot is gemaakt door de diepwandgrijper bij het maken van het eerste diepwandpaneel van de barettenwand in sectie F1-2. Daarna zal in paragraaf 3.2.3 nader worden ingegaan op de kans voor lekkage langs de verankeringen.

3.2.2.2 Ervaringen met constructieve elementen in de waterkeringen

In het rapport van Van Baars wordt aangegeven dat het verhinderen van grote afschuivingen van het binnentalud door middel van harde elementen, zoals dit bij KIS is gedaan met verankerde boorpalen of onverankerde diepwanden, niet eerder is gedaan (***bewering 4***). In

het vervolg zal kort worden ingegaan op de ervaringen die er al zijn met het toepassen van dergelijke elementen in de dijk.

Diepwanden zijn al vaker toegepast als stabiliteitsverhogende maatregel in waterkeringen. Deze betonnen wanden worden meestal in de buitenkruin van de waterkering toegepast als een zelfstandige waterkering. Hier zijn goede ervaringen mee, ook op locaties waar de bodemopbouw vergelijkbaar is met die bij de dijkversterking KIS. De barettenwand is een nieuwere kostenbesparende vorm van de diepwand, die voor het eerst is gerealiseerd bij Ammerstol (Lekdijk, Krimpenerwaard, 2013) als een stabiliteitsverhogende maatregel.
Wel wordt opgemerkt dat deze constructieve elementen niet zijn geplaatst in de buitenkruin om grotere afschuivingen van het binnentalud te voorkomen zoals Van Baars opmerkt in bewering 4. In de ontwerpmethodiek conform de toegepaste richtlijnen wordt namelijk verondersteld bij een zelfstandige waterkering in de buitenkruin, dat een deel van de dijk (rekenkundig) zal afschuiven tijdens maatgevende omstandigheden, zoals dit al is aangegeven in paragraaf 2.4.2.8. Hier wordt de constructieve maatregel op ontworpen. Het resterende deel van de dijk blijft dus bij een dergelijke afschuiving stabiel dankzij de ondersteuning van de constructie en zorgt er voor dat er geen overstroming plaatsvindt. Bij de barettenwand is er daarom, zoals al vermeld in paragraaf 2.4.4.4, een extra voorziening getroffen door een damwand te plaatsen tussen de onderlinge diepwand-baretten (zie ook paragraaf 2.4.3.2) om onderloopsheid te kunnen voorkomen in het geval dat de kruin of het binnentalud zal afschuiven tijdens maatgevende omstandigheden.

De palenwand was, zoals al vermeld in paragraaf 2.2.3, bij de start van de werkzaamheden van CDVM in 2013 één keer toegepast in de primaire waterkering. Bij Ammerstol zijn namelijk in 2013 een aantal boorpalen gerealiseerd met een andere, meer grondverdringende boortechniek in de kruin van de dijk. Maar de realisatie van deze boorpalen is vrij snel weer gestaakt in verband met verschillende uitvoeringsproblemen, onder andere schade aan bebouwing. De grondverwijderende techniek, die bij dijkversterking KIS is toegepast bleek, zoals de Commissie Vrijling vooraf had ingeschat, beheersbaar t.a.v. constructieve sterkte, omgevingshinder en schade tijdens de realisatie.
De ervaringen met deze boorpalen, die bij de dijkversterking zijn opgedaan, beperkt zich tot nu toe wel tot het project KIS. Maar deze techniek met boorpalen is inmiddels opgenomen in de nieuwe POVM Langsconstructies (POVM, PPL) en de verwachting is dat deze techniek ook in andere HWBP projecten zal worden toegepast.

De palenwand bij KIS staat steeds in de zone tussen de binnenkruinlijn en de binnenteen. Ook bij de palenwand geldt, net als bij de diepwand en de barettenwand, dat een deel van de dijk (rekenkundig) kan afschuiven tijdens maatgevende omstandigheden, zoals dit al is aangegeven in paragraaf 2.4.2.8. Hier wordt de sterkte van de constructieve maatregel op ontworpen. Het resterende deel van de dijk blijft dus bij een dergelijke afschuiving stabiel dankzij de ondersteuning van de constructie en zorgt er voor dat er geen overstroming plaatsvindt.

Er zijn dus al langer ervaringen met het toepassen van harde elementen in de vorm van diepwandpanelen in dijkversterkingsprojecten onder vergelijkbare omstandigheden als bij de dijkversterking KIS. De palenwanden bij KIS is op zich een bewezen techniek, die voor het eerst is toegepast in het binnentalud van de dijk, waardoor dit een meer innovatieve toepassing is.

3.2.2.3 Kans op lekkage langs de constructieve elementen

Zoals genoemd in paragraaf 3.2.2.2 zijn er goede ervaringen met het toepassen van diepwanden en barettenwanden in de primaire waterkeringen. Gelet op de uitvoeringswijze van de panelen, zoals al behandeld in paragraaf 3.2.2.2, en het geregistreerde oververbruik

bij de realisatie van deze wanden wordt de kans op de aanwezigheid van lekwegen, die ontstaan zouden kunnen zijn tijdens de realisatie, als gering ingeschat.

Ook al zijn er nog geen ervaringen met het gedrag van deze wanden tijdens extreem hoogwater op de rivier, wordt de kans voor het ontstaan van lekwegen langs deze panelen als gering beschouwd, omdat het niet waarschijnlijk is dat de vervormingen, die ontstaan tijdens een afschuiving van de kruin of het binnentalud door het opdrijven van het achterland (het restprofiel), zullen leiden tot een kortsluiting langs de panelen.

Onderstaand zal daardoor vooral worden ingegaan op de kans voor het ontstaan van kwelwegen langs de gerealiseerde palenwanden, omdat er enerzijds nog weinig ervaringen zijn met de toepassing van deze techniek en het gedrag ervan op de langere termijn in de primaire waterkering, maar anderzijds ook omdat Van Baars in zijn rapport specifiek ingaat op de kwelproblematiek bij de palenwand in sectie F1-1.
Er zal zowel worden ingegaan op de kans van lekkage langs de palen tijdens de realisatie als tijdens het functioneren van de constructies gedurende de gekozen levensduur van 100 jaar.

Kansen tijdens realisatie boorpalen
Bij de realisatie van de boorpalen is gewerkt conform de aanwijzingen zoals vermeld in paragraaf 2.4.4.4. Er is sprake geweest van het verbuisd boren van grote diameter betonpalen. Hierbij is de grond binnen de boorbuis tot funderingsdiepte verwijderd en zijn de boorbuizen stapsgewijs getrokken tijdens het betonneren. Dit betekent in principe ook dat kieren in de grond, die ontstaan door een oversnijding van de grond door het inboren en indrukken van de boorcasing, weer gevuld worden door de betondruk van de nog vloeibare betonmassa. Ook de ruimte van de boorcasing wordt direct gevuld tijdens het trekken, waardoor de kans op kortsluiting langs de boorpaal tijdens de realisatie gering zou moeten zijn.

Tijdens een overleg met prof. Ir. A.F. van Tol, en Dr. Ir. M. Korff van Deltares/TU Delft zijn de kans op het ontstaan van een kortsluiting besproken. Hierbij is het volgende vastgesteld:

a. Dat er een kleine kans is op kortsluitingen tussen de twee zandlagen tijdens de installatie, afhankelijk van de realisatie van de boorpalen.
b. Er is geen kans op het ontstaan zijn van kortsluitingen via het holocene slappe lagenpakket boven de holocene tussenzandlaag.

Ad a.
De kans op het ontstaan van kortsluitingen tussen de twee zandlagen tijdens de realisatie van de boorpalen zal nader worden toegelicht. Een dergelijke kortsluiting is afhankelijk van verschillende aspecten, namelijk:

- Welke boorkroon is toegepast en welke invloed deze kan hebben gehad in de ondergrond;
- Zijn er potentiaalverschillen in de twee zandlagen geweest tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de dunne kleilaag die zich bevindt tussen de twee zandlagen in.

Onderstaand zal nader worden ingegaan op de genoemde aspecten.

De boorkroon is van belang omdat deze in verschillende vormen toegepast kunnen zijn en dat de vorm van belang is voor de kans op kortsluiting tussen de twee zandlagen.

Door CDVM is het opgegeven dat boorkroon een diameter heeft, die net iets ruimer uitvalt dan de diameter van de boorbuis/casing. In de volgende figuur zijn een paar foto’s van de boorstelling met boorkroon weergegeven.

Figuur 3-18 Foto's van de booropstelling met een gladde boorcasing. Onder de boorcasing is de boorkroon te zien, die voorzien is van opgelaste 'tanden' (Waterschap Rivierenland, 2018)

Uit de foto's in Figuur 3-18 blijkt dat er sprake is van een boorkroon, die bevestigd is aan de onderkant van de boorcasing, die voorzien is van opgelaste 'tanden'. Met deze tanden worden een gat geboord met een iets grotere diameter dan de gladde boorcasing.
Die tanden zijn, zoals blijkt uit de foto's, op de buitenkant van de boorbuis gelast. Daarboven is de boorcasing verder glad. Het toepassen van deze tanden leveren dus extra ruimte langs de casing tijdens het boren, waardoor de weerstand van de grond kleiner wordt bij het inbrengen van de casing. Deze steken circa 1 cm verder uit (rondom de buis) dan de boorcasing zelf.

Bij een diameter van het boorgat, die groter is dan de diameter van de boorcasing, blijft er mogelijk een open ruimte aanwezig aan de buitenzijde van de boorcasing, afhankelijk van het vermogen van de grond om direct dicht te vloeien door plastische vervorming van de grondlagen. In de harde kleilaag, die aanwezig is tussen de twee zandlagen in, zal die ruimte van de casing niet (direct) dicht vloeien door plastische vervorming van de klei. Daarmee kan er een verbinding worden gecreëerd tussen de twee zandlagen in.

Deze verbinding wordt in principe dicht gedrukt tijdens het betonneren, tenzij er sprake is van waterdrukverschillen tussen de twee zandlagen in. Als er sprake is van waterdrukverschillen tussen de twee zandlagen, zal er direct na het passeren van de boorkroon door de kleilaag een waterstroom ontstaan tussen de twee zandlagen. In dat geval is er een kans op blijvende kortsluiting tussen de twee zandlagen, doordat de waterstroming ervoor zorgt, dat het niet zeker is dat de betreffende ruimte met beton wordt gevuld.

Om een indruk te krijgen van de potentiaalverschillen in de twee zandlagen tijdens normale omstandigheden op de rivier, zijn de peilbuismetingen in bijlage 0 beschouwd.
In deze bijlagen zijn de peilbuismetingen uit het rapport van ADCIM weergegeven. Hier zijn ook peilbuismetingen in de pleistocene zandlaag en in de tussenzandlaag weergegeven. Deze peilbuismetingen in de zandlagen zijn van een locatie 200 m westelijk van sectie F1-1, waar de metingen van ADCIM zijn verricht. Maar op basis van deze metingen kan wel een indruk worden verkregen van het verschil in waterdrukken tussen de twee zandlagen.

Het verschil in het getij op de rivier varieert gedurende de meetperiode globaal tussen NAP + 2,0 m en NAP – 0,8 m. De potentialen in de twee zandlagen reageren volgens de peilbuismetingen op de op- en neergaande bewegingen van het getij op de rivier. Bij een gemiddelde waterstand op de rivier is er zo'n 0,3 m verschil in de gemeten potentialen. Bij hogere waterstanden op de rivier, neemt het potentiaalverschil licht toe.

Gelet op het potentiaalverschil tussen de twee zandlagen, kunnen er kortsluitingen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen, waar er verschil is geweest in de potentialen tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt. Dit betekent dat de constructie in het geval van een kortsluiting tussen de twee zandlagen, zwaarder kan worden belast tijdens maatgevende omstandigheden (**bewering 3**).

Conclusies kansen op kortsluitingen tussen de twee zandlagen tijdens de uitvoering:

- Er is een kleine kans dat er kortsluitingen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen (Pleistocene zand en tussenzandlaag), tijdens het trekken van de buis over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt.

Ad b.
De verbrede boorkroon van CDVM zou ook invloed kunnen hebben op het ontstaan van een kwelweg langs de paal in het holocene slappe lagenpakket tijdens de realisatie. Dit wordt niet verwacht door het volgende:

1. Dat het verhang over de grote afstand tussen de zandlagen en een uitstroom punt boven langs te paal te gering is om een stroming op gang te houden tijdens het (beton)storten van de paal.
2. Dat de hoger gelegen holocene lagen veel minder stijf zijn en dat daardoor de ruimte langs de casing wordt dichtgedrukt voor dat er een waterstroom op gang kan komen

Daarnaast is, zoals al behandeld in paragraaf 2.4.4.4, sprake geweest van een oververbruik van de hoeveelheid beton tijdens de realisatie van de boorpalen, wat betekent dat er meer beton is toegepast dan theoretisch werd verondersteld. Bij een zorgvuldige werkwijze bij de realisatie van de boorpalen, zou dit moeten betekenen dat er sprake zou moeten zijn van een vrij gelijkmatig oververbruik van de hoeveelheid beton over de hoogte van de paal in het slappe lagenpakket, zodat er een goede aansluiting ontstaat tussen de betonnen paal en de slappe lagen. Er loopt nog een discussie met CDVM over de registratie van de theoretische en geregistreerde betonbalans in de betonneergrafieken.

Het geregistreerde oververbruik bij de realisatie van de boorpalen (in sectie F1-1 is deze vastgesteld op ca. 13 - 20%, zie ook paragraaf 2.4.4.4), betekent dat de omvang van de palen in de grond ruimer zijn uitgevallen dan in het ontwerp werd verondersteld, waardoor eventuele ruimte in de grond dichtgedrukt zullen zijn en de kans op kortsluiting langs de boorpaal daardoor tijdens de realisatie gering is.
De onderlinge registratieformulieren van de 28 boorpalen in sectie F1-1 zijn beschouwd. Deze zijn weergegeven in bijlage D. Ook al zijn er betrekkelijk weinig registratiepunten van de hoeveelheid beton dat in de diepte verbruikt is, lijkt het oververbruik in het slappe lagenpakket vrij geleidelijk langs de paal te verlopen. Er loopt nog een discussie met CDVM over de betekenis van de registratie van de theoretische en geregistreerde betonbalans in de betonneergrafieken. Dit punt lijkt niet essentieel m.b.t. de mogelijkheid tot het ontstaan van kiervorming langs de paal.

Er zijn geen directe aanwijzingen zichtbaar geworden, die er op zouden kunnen duiden dat het storten van de vloeibare betonmengsel ten behoeve van de realisatie van de boorpalen in sectie F1-1 heeft geleid tot het ontstaan van kieren en scheuren in de grond (***bewering 5***). Dit wordt ook ondersteund op basis van de waterspanningsmetingen van ADCIM, zoals behandeld in paragraaf 3.1. Ook zijn er geen directe aanwijzingen zichtbaar geworden dat er een kans is op opdrukken van de grond naast eventuele kieren en scheuren in de grond. Verder leert de ervaring met het installeren van in de grondgevormde palen, dat de slappe holocene klei- en veenlagen niet scheuren, maar wel wat opzij worden gedrukt, waardoor er altijd sprake is van enige oververbruik van beton.

Conclusies kansen op kortsluitingen langs de paal in het holocene slappe lagen pakket tijdens de uitvoering:

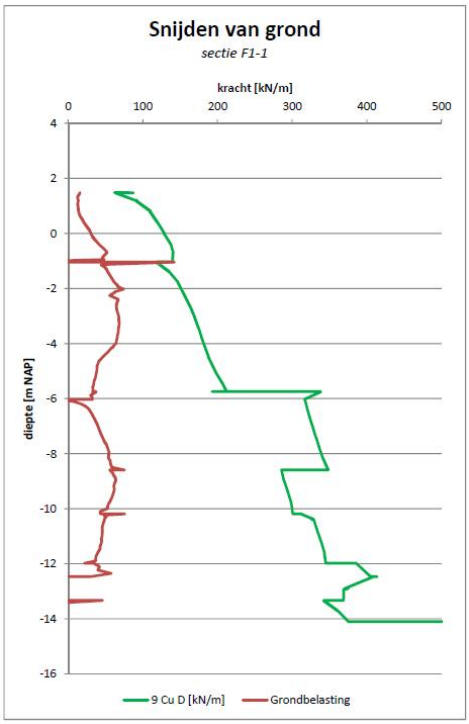
- De kans op het ontstaan van kortsluitingen langs de paal in het holocene pakket boven de holocene zandlaag is verwaarloosbaar klein.

Kansen tijdens levensduur boorpalen
Tijdens de levensduur van de verankerde boorpalenwanden worden de constructieve elementen in principe op twee manieren belast, namelijk door autonome bodemdaling (het “uitzakken” van het dijklichaam) en hogere waterstanden op de rivier. De constructieve elementen zijn erop ontworpen om deze vastgestelde belastingen met voldoende veiligheid te kunnen dragen. Bij MHW2115 is er, indien nodig wegens onvoldoende stabiliteit van het binnentalud, ook rekening gehouden met een ‘restprofiel’ zoals weergegeven in Figuur 2-29. Daarnaast is rekening gehouden met de extra invloed van zakkende grond op de schuine ankerelementen, die in de pleistocene zandlaag zijn verankerd.

De twee genoemde belastingen, autonome bodemdaling en MHW2115, zullen ertoe leiden dat de gronddrukken op de constructieve elementen toenemen. Bij te grote afstanden tussen

de boorpalen zou grond tussen de boorpalen door worden geperst. Dit wordt ook ‘snijden’ genoemd zoals al vermeld in paragraaf 2.4.2.8. Het ontwerp is op dit aspect getoetst, de afstanden tussen de boorpalen is betrekkelijk klein gehouden. Als de grond vervormt tussen de boorpalen, zou dit ertoe kunnen leiden dat er een kier ontstaat aan de polderzijde van de boorpaal. De vraag is dus of er, ondanks dat de veiligheid op de toets op het ‘snijden’ voldoende is, er enige verplaatsing van de grond tussen de boorpalen zal optreden. Daarnaast is de vraag of er bij het ontwikkelen van een kier langs de boorpaal op termijn kortsluiting zou kunnen ontstaan met de diepere zandlaag.

In alle ontwerpen van de boorpalen is een toetst uitgevoerd op het aspect ‘snijden’ uitgaande van de eisen conform de OSPW, zie ook paragraaf 2.4.2.8.
In de onderstaande grafiek is de maximale toelaatbare grondbelasting op de paal conform de eisen in de OSPW (groene lijn) uitgezet tegen de maximale grondbelasting die in de ontwerpberekening is vastgesteld (rode lijn). Deze grafiek is afkomstig uit het ontwerp van de verankerde palenwand in sectie F1-1. Uit deze grafiek blijkt dat er voldoende veiligheid gevonden is bij het toetsen van het snijden van de grond tussen de boorpalen. Daarmee is in het ontwerp aangetoond dat er voldoende boogwerking aanwezig is tussen de boorpalen en dat de grond tussen de palen niet of nauwelijks zal vervormen.

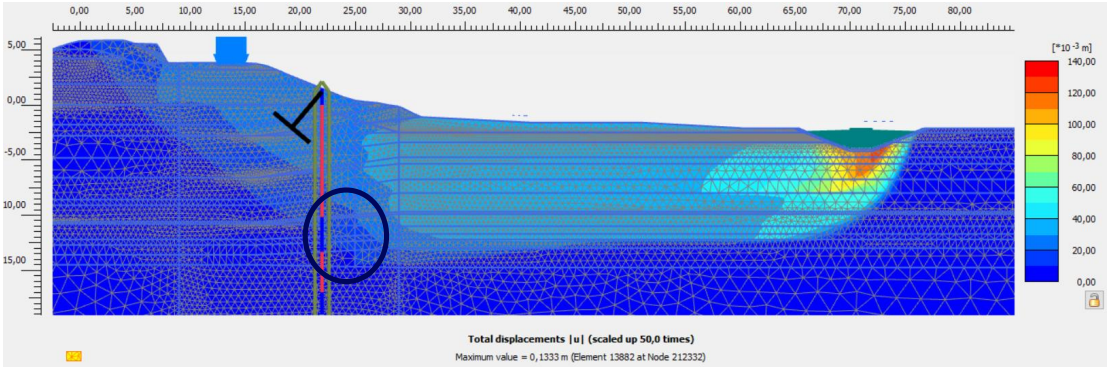


Figuur 3-19 Weergave grafiek toetsing op het snijden van de grond tussen de boorpalen uit het ontwerp van sectie F1-1 (CDVM, 17 maart 2016)

De toets op snijden wordt in de regel gebaseerd op een 2D analyse. Zoals er terecht wordt aangegeven in het rapport van Van Baars (**bewering 6**, is het rekenmodel in Plaxis 3D nog niet voldoende ver ontwikkeld om voldoende betrouwbaar de vervormingen tussen de palen te kunnen berekenen. Ook het ontstaan van kieren rondom de palen kan daardoor niet goed worden gecontroleerd met een 3D-analyse. Dit komt o.a. doordat, zoals Van Baars terecht opmerkt in zijn rapport (blz. 38), dat de elementen, die in de 3D-analyse worden toegepast te grof zijn. Het proces van de vervormingen rondom de palen kan daardoor niet voldoende nauwkeurig worden beschreven. Wel is er door CDVM een 3D-analyse uitgevoerd, waarbij een optimale elementenverdeling in de berekening is gebruikt. Op basis van deze berekening is een aanvullende belasting-effectfactor vastgesteld, die extra in de 2D ontwerpen zijn toegepast om er zeker van te zijn dat een ontwerp in 2D voldoende veilig was. Dit betreft een extra veiligheidsfactor op de berekende ankerkracht in de analyse in Plaxis van 1,25. Door het toepassen van deze additionele veiligheidsfactor op de berekende ankerkracht in de Plaxis-analyse wordt er geborgd dat voldaan wordt aan de vereiste veiligheid via de 2D-analyses. De ontwerpen zijn zo optimaal mogelijk gemaakt binnen de gegeven mogelijkheden via de beschikbare rekenmodellen.

De vraag of er op termijn een kier zou kunnen ontstaan is daarmee niet beantwoord. Het is namelijk niet bekend bij welke vervorming van de grond tussen de palen er een eventuele kier zou kunnen ontstaan, en of deze kier zou kunnen ontstaan, ondanks de verrichte toets op ‘snijden’. Maar ook het eventueel onder de belasting doorbuigen van de boorpalen, zal invloed hebben op dit proces. Dit zijn aspecten die op de onderzoeks-agenda van dergelijke 3D-technieken moeten worden geplaatst. Vergelijkingen kunnen mogelijk worden gemaakt met o.a. landhoofden of pijlers van viaducten waar constructieve elementen zijn toegepast voor het opvangen van vervormingen veroorzaakt door grondophogingen, die eveneens op horizontale belastingen worden belast al dan niet in combinatie met opdrijven van de bodem. Van belang is bij een dergelijke vergelijking in de praktijk dat de omstandigheden vergelijkbaar zijn.

Wel blijkt uit een beschouwing van een vervormingsberekening (bruikbaarheidsgrenstoestand) van de ontwerpberekening in sectie F1-1 dat de berekende vervormingen tijdens MHW2115 niet direct aanleiding geven tot het ontstaan van een kortsluiting langs de boorpalen, zie ook Figuur 3-20. In deze Figuur is de berekende vervorming in de bruikbaarheidsgrenstoestand tijdens MHW2115 weergegeven. Hieruit blijkt dat de berekende vervormingen aan de onderkant van het slappe lagenpakket vrijwel nihil zijn, zie ook de weergegeven cirkel in de Figuur. Deze berekening betreft wel een 2D-analyse, waar de eigenschappen van de paal zijn uitgemiddeld over de hart op hart afstand van de palen, en waar de vervorming van de grond langs de paal is opgelegd aan de vervorming van de paal zelf. Als de vervormingen van de grond tussen de palen nauwelijks afwijken van de vervormingen van de boorpalen, dan lijkt de kans op het ontstaan van kieren langs de boorpalen vrij gering. Daarnaast geldt ook dat verschillende mechanismen, die tot kiervorming leiden, niet hetzelfde werken over de hoogte van de paal in de dijk. Door de geringe verplaatsingen onder in het holocene blijft er naar alle waarschijnlijkheid nog een veilige inbeddingszone over waardoor er geen kortsluiting plaats vindt vanuit het zand omhoog langs de paal.



Figuur 3-20 Weergave berekende vervormingen (bruikbaarheidsgrenstoestand) in de 2D-analyse in Plaxis bij MHW2115 (Waterschap Rivierenland, 2018)

Conclusies kansen op lekkage langs de boorpalen
Op basis van de verrichte beschouwingen worden de volgende conclusies getrokken m.b.t. lekkage langs de boorpalen:

Tijdens de realisatie:
- Dat de kans worden uitgesloten dat er kortsluitingen zijn ontstaan langs de palen in het holocene pakket boven de holocene zandlaag;
- Dat er een klein kans is dat er kortsluitingen langs de palen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen, waar er verschil is geweest in de potentialen tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt.

Tijdens de levensduur:
- Dat er op de langere termijn een gering kans is op het optreden van kieren langs de boorpalen in het holocene slappe lagenpakket, door het deformeren van de grond tussen de palen (‘snijden’). Deze kans wordt gevormd door de toenemende belastingen (en vervormingen van de dijk) en de afnemende weerstand van de grond door de autonome bodemdaling van de polder.
- Dat het onzeker is, in verband met het vervormingsgedrag van de grond of bij het ontstaan van kiervorming langs de boorpalen zou kunnen leiden tot een kortsluiting vanuit het zand omhoog langs de paal.

Bij de invulling van de toets op het snijden van de grond tussen de palen conform de nieuwe publicatie POVM Langsconstructies is overigens gekozen voor een veiliger aanpak bij de toets op snijden, door rekening te houden met een reductie op de passieve weerstand op de

paal in verband met het kunnen ontstaan van kiervorming over de volle hoogte van de paal in het slappe lagen pakket aan de polderzijde van de paal. Echter, er is in de nieuwe publicatie geen rekening gehouden met het kunnen ontstaan van kortsluiting met de diepere zandlagen via de palen. Maar is er wel een vervormingseis opgenomen, die alleen mag worden overschreden als een degelijke risicoanalyse is uitgevoerd op het ontstaan van secondaire mechanismen, die de waterveiligheid negatief zouden kunnen beïnvloeden, zoals kieren, scheuren e.a. Bij verankerde constructieve elementen, zoals de palenwand bij KIS, is dit wel een aspect, dat nader aandacht behoeft om nader te kunnen bepalen of eventuele kiervorming en kortsluiting tussen het maaiveld en de diepere zandzagen op termijn een negatieve invloed zouden kunnen gaan uitoefenen op de waterveiligheid van de vergelijkbare constructieve elementen in de waterkeringen. En om daarnaast te bedenken welke mitigerende maatregelen praktisch mogelijk zijn, mocht er sprake zijn van een negatieve invloed.

Aanbevelingen:
Tijdens de realisatie van de boorpalen in o.a. sectie AB, AH en AC zijn er peilbuismetingen in zowel de tussenzandlaag als de Pleistocene zandlaag uitgevoerd. Ook zijn er waterspanningsmetingen verricht in het slappe lagenpakket. Deze gegevens zijn opgevraagd via het waterschap en zijn nog niet geanalyseerd. Deze gegevens uit de monitoring en ook peilbuismetingen die in het verleden zijn uitgevoerd en andere gegevens uit het beschikbare archief van het waterschap, kunnen ondersteuning bieden bij het analyseren van kansen op het ontstaan zijn van kortsluitingen tussen de twee zandlagen tijdens de realisatie van de boorpalen.

3.2.3 Kans op lekkage langs de verankeringen en invloed op de wateroverlast

3.2.3.1 Invloed verankering

In Tabel 3-1 zijn de werkzaamheden en gebeurtenissen tijdens de realisatie van de dijkversterking bij sectie F1-1 weergegeven. Deze gebeurtenissen zijn van belang voor de invulling van mogelijke andere oorzaken van de lekkage en vernatting vlak bij de gerealiseerde palenwand. Ook de in paragraaf 2.4.4.5 genoemde risicobeheersende maatregel bij de ankers, om kwel te kunnen voorkomen via de verankering, kan mogelijk hierbij van belang zijn. Naast een lekkage via kieren langs de palenwand, bestaat er namelijk ook de mogelijkheid dat er lekkage ontstaat via de verankering. Zoals al genoemd in paragraaf 2.4.4.5, wordt dit risico bij KIS beheerst door het groutlichaam van de verankering in het diepe zand tot circa 2 m door te grouten langs het anker aan de onderzijde van het holocene slappe lagenpakket, zoals dit ook schematisch is weergegeven in Figuur 2-70. Deze ‘groutprop’, aan de onderzijde van het slappe lagenpakket, is erg belangrijk om kwel omhoog via de verankering te kunnen voorkomen. Zeker in dit geval bij KIS, waar de ruimte tussen de buitencasing (die gebruikt wordt bij de realisatie van het anker) en de buitendiameter van het anker niet wordt afgedicht bij het trekken van de boorcasing boven deze genoemde 2 m.

Er zijn bij de palenwand in sectie F1-1 drie aspecten die van invloed zouden kunnen zijn op de werking van deze propvorming aan de onderzijde:

a. De invloed van de beschadiging van anker A26
b. Onvoldoende afsluiting langs de ankers via de groutprop aan de onderzijde van het slappe lagenpakket.

Deze aspecten worden in het vervolg beschouwd.

Ad a.

De invloed van het beschadigen van het anker A26 bij het graven van het diepwandpaneel is niet goed bekend. In Figuur 3-21 zijn twee foto's van de opgegraven strengen weergegeven. Op basis van de foto's van deze strengen is het wel zichtbaar dat deze strengen contact hebben gemaakt met het grout. Er is alleen melding gemaakt van het uitgraven van een kort stukje van de strengen, er is geen melding gemaakt van het aantreffen van delen van het groutlichaam.

Figuur 3-21 Foto's van de strengen die opgegraven zijn bij anker A26 in sectie F1-1 (Waterschap Rivierenland, 2018)

De verwachting is dat het kapotmaken van het anker met de diepwandgrijper, slechts invloed zal hebben gehad in de directe omgeving van waar het anker de sleuf doorkruist. Het lijkt niet waarschijnlijk dat de propvorming, die voor de afdichting zorgt aan de onderkant van het slappe lagenpakket, van positie zou zijn veranderd door deze gebeurtenis.

Ad b.
Op de registratieformulieren van een aantal ankers is opgemerkt, dat er water uit de ankers stroomde na de realisatie, zie ook bijlage H. Dit aspect is belangrijk omdat deze waterstroom uit de ankers een aanwijzing kan zijn, dat de groutprop niet is doorgezet tot in het holocene slappe lagenpakket. Met andere woorden, er is dus een mogelijkheid dat er een verbinding is vanaf het zand omhoog via de ankers, wat extra kwel zou kunnen veroorzaken.

Dat er na realisatie van meerdere ankers water langs het anker uitstroomt betekent dat het in voldoende mate afgrouten van het anker boven de zandlagen mogelijk niet goed is uitgevoerd. Dit zou kunnen worden veroorzaakt doordat niet tot 2 m boven de tussenlaag is gegrout, maar alleen tot 2 m boven de pleistocene zandlaag. Daarboven is de boorbuis dan verder met alleen waterspoeling getrokken. Dat er ook lekkage langs ankers is geconstateerd

in situaties waar het uitstroompunt boven de potentiaal in de tussenzandlaag onder dagelijkse omstandigheden ligt, zoals dit o.a. het geval is bij sectie op de locatie in sectie H2, behoeft een nadere beschouwing met betrekking tot de realisatie van de ankers.

Het Werkplan Verankering van CDVM voorziet slechts in het doorgrouten tot 2 m in het holocene slappe lagenpakket, zoals al vermeld in paragraaf 2.4.4.5. De afdichtende groutprop is derhalve volgens het Werkplan niet doorgezet tot de bovenkant van de ankers. Na het grouten ten behoeve van de vorming van de groutprop en over een enige afstand daar boven is de boorbuis zonder toevoeging van cementgrout gespoeld met water tijdens het verder trekken van de boorbuizen. Het spoelen met water gebeurt onder druk in de boorbuis. Bij het onder druk werken, bestaat de mogelijkheid dat, als de onderkant van de boorbuis zich in een zandlaag bevindt, de waterdruk in het zand toeneemt tijdens het spoelen met water, hierdoor kan de waterdruk in de zandlaag oplopen tot boven de actuele stijghoogten onder dagelijkste omstandigheden. Na het trekken van de boorcasing, kan er, wegens de dan nog aanwezige wateroverdrukken in het zand, tijdelijk water uit bij de bovenkant van de ankers uitstromen. Deze kwelstroom stopt dan vanzelf bij het afnemen van de waterdrukken in het zand. Dit betekent wel, dat er vaker kwel kan optreden als de groutprop niet voldoende ver is doorgezet.

Bij sectie F1-1 is het ontwerp van de ankers, het registratieformulier, de leverbon van de strengankers en het beschikbare grondonderzoek nader beschouwd. Het insteekniveau van de bovenkant van de ankers is volgens het ontwerp vastgesteld op NAP + 0,85 m. De ankers verlopen onder een helling van 50^0 en raken daardoor het pleistocene zand globaal onder de buitenkruin van de nieuwe dijk, zie ook Figuur 2-70. Uitgaande van de helling van 50^0 , betekent dit, dat een groutprop met een lengte van 2 m langs het anker, dan slechts een verticale hoogte heeft van ca. 1,5 m.

In Tabel 3-3 is een overzicht gegeven van de gevonden feiten bij een vergelijking tussen het ontwerp en de realisatie, uitgaande van het registratieformulier en de leverbonnen zoals weergegeven in bijlage H.

	Ontwerp	**Registratieformulier ankers**	**Informatie leverbon ankers**
Bovenkant pleistocene zand (in m tov NAP)	NAP – 14,0 m	NAP – 14 m	n.v.t.
Vrije lengte (m)	22,0 m	22,0 m	Niet vemeld
Lengte groutlichaam (m)	10 m	10 m	10
Totale lengte	32 m (is incl. 1 m extra ter opspanning)	Niet genoemd	32

Tabel 3-3 Overzicht ontwerpuitgangspunten en gegevens conform het registratieformulier van de ankers in sectie F1-1 (Waterschap Rivierenland, 2018)

In het ontwerp van het groutlichaam is verondersteld dat de bovenkant van het groutlichaam op NAP – 15 m (extra veiligheidsmarge conform CUR166). De vrije ankerlengte van 22 m in het ontwerp is daardoor vastgesteld uitgaande van dit niveau van NAP – 15 m, en uitgaande van 1 m extra aan de bovenkant ten behoeve van het opspannen van het anker.

De lengte van het groutlichaam is zowel in het ontwerp, op de registratieformulier als op de leverbon gelijk aan 10 m. Ook al staat er op het registratieformulier vermeld dat het

groutlichaam moet worden doorgezet tot 2 m boven de eerste zandlaag, dan blijkt dit niet op basis van de vermelde lengte van het groutlichaam op de leverbon en het registratieformulier. Het is daardoor niet duidelijk of er wel 2 m is doorgegrout.

Ook al is er 2 m zijn doorgegrout vanaf het niveau van NAP – 14 m, dan nog lijkt er onvoldoende afdichting langs het anker om kwel te kunnen voorkomen. Dit zou betekenen dat de bovenkant van het groutlichaam, uitgaande van de ankerhelling van 50^0, dan tot op NAP – 12,5 m aanwezig zou moeten zijn. Ook in dat geval lijkt, uitgaande van het beschikbare grondonderzoek, het groutlichaam onvoldoende ver te zijn doorgezet in het holocene lagenpakket, zie ook Tabel 3-4. Zoals uit de tabel blijkt ligt de bovenkant van de tussenzandlaag bij een aantal sonderingen boven het “groutniveau” van NAP -12,5 m .

Het beschouwde grondonderzoek en de locaties van deze punten in de dijk zijn te vinden in bijlage H.

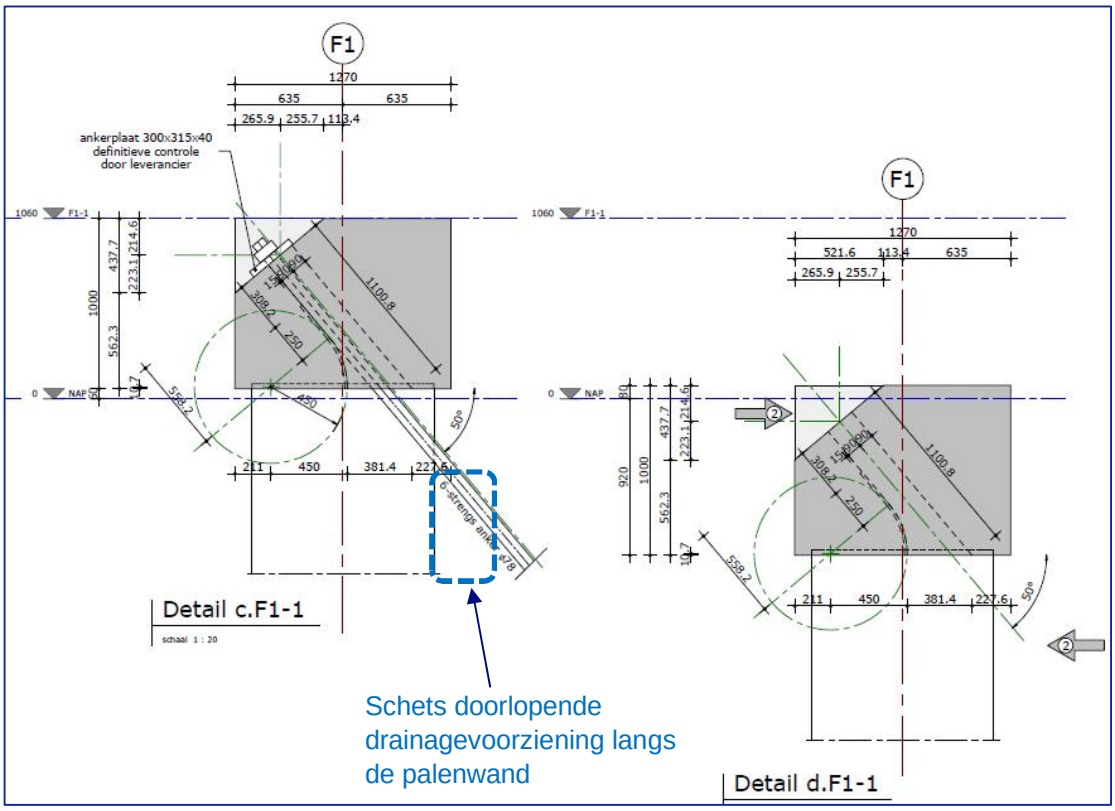
Tabel 3-4 Interpretatie grondonderzoek nabij de ankerlocaties in sectie F1-1. Sondering DKP44 is gelegen het dichts bij de ankerlocatie.

Onderzoekspunt	Bovenkant Pleistocene zandlaag (m tov NAP)	Bovenkant holocene zandlaag (m tov NAP)	Onderkant holocene zandlaag (m tov NAP)
DKP44	-14,2	-12,8	-13,5
S70	-14,1	-12,8	-13,5
67	-13,3	-11,5	-13,0
76	-13,2	-12,0	-12,8

Op basis van de beschouwingen in sectie F1-1 en op basis van de registratie van de ankers in andere secties, waar er kwelwater uitstroomde na de realisatie, lijkt het aannemelijk dat het groutlicham niet overal voldoende ver is doorgezet in het holocene slappe lagenpakket om kwel langs de ankers te kunnen voorkomen. Dit aspect kan ook mede een oorzaak zijn geweest van de lekkage, die in sectie F1-1 heeft plaatsgevonden en mogelijk nog gaande is. Bij sectie F1-1 zal een dergelijke lekkage niet direct in verband worden gebracht met de verankering omdat deze wordt opgevangen via de drainagevoorziening, die langs de palenwand is aangelegd. Zie ook Figuur 3-22.

Bij de lagergelegen locaties van de palenwanden bij de dijkversterking zal het eventuele kwelwater worden opgevangen in de doorlopende drainagevoorziening, die bij deze palenwanden zijn aangebracht, zie ook Figuur 3-22, waar deze drainagevoorziening schetsmatig is weergegeven direct onder de verankering. Deze drainagevoorziening is nog niet aangesloten, waardoor eventueel kwelwater nog niet kan worden afgevoerd in de omgeving.
Gelet op de lagere potentialen in de zandlagen onder dagelijkse omstandigheden, is de verwachting, door de aanwezigheid van deze drainagevoorziening langs de boorpalen, dat dit niet direct tot overlast zal leiden. Tijdens extreme omstandigheden kan een dergelijke lekkage leiden tot veel wateroverlast. De verwachting is dat deze lekkages langs de verankering nauwelijks invloed zal hebben op de waterveiligheid, dit zal nader worden behandeld in paragraaf **Fout! Verwijzingsbron niet gevonden.**.

Bij de palenwanden die hoger in het talud staan, zal de invloed van de lekkage mogelijk pas merkbaar zijn bij extremere omstandigheden op de rivier, omdat er al onder dagelijkse omstandigheden een hoog freatisch vlak in de dijk aanwezig is.



Figuur 3-22 Links detaillering verankering door de betonnen gording, rechts de detaillering van de bovenkant van de palenwand bij de 3 laatste boorpalen, die onverankerd zijn (overgangsconstructie tussen barettenwand sectie F1-2 en palenwand sectie F1-1). In de Figuur links is tevens globaal de locatie van de doorlopende drainagevoorziening langs de palenwand weergegeven

3.2.3.2 Conclusies en aanbevelingen kans op lekkage langs verankering

Conclusies:

- Het is niet waarschijnlijk dat het kapottrekken van het anker A26 door de diepwandgrijper invloed heeft gehad op de afdichting van de groutprop aan de onderzijde van het slappe lagenpakket
- Er is een kans op onvoldoende afdichting via een groutprop aan de onderzijde van het slappe lagenpakket;
- De inschatting is dat de invloed van de lekkage via de ankers op de waterveiligheid van de dijk gering zal zijn, dit wordt nader behandeld in paragraaf 4.2.1.2;
- In geval van een onvoldoende afdichting via een groutprop aan de onderzijde van het slappe lagenpakket, zal er wateroverlast ontstaan tijdens hogere waterstanden op de rivier.

Aanbevelingen:

- Het wordt aanbevolen om op basis van de ontwerp- en uitvoeringsgegevens van de palenwanden en het beschikbare grondonderzoek, nader te analyseren in welke secties er kansen zijn op onvoldoende afdichting aan de onderkant van het slappe lagenpakket.

3.3 Opdrijven/opbarsten

3.3.1 Inleiding

In (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt in de samenvatting op pagina 4 aangegeven dat een zestal ontwerpaspecten zijn gecontroleerd. Dit memo betreft aspect II Opbarsten Achterland.
Door Van Baars wordt ten aanzien van dit aspect het volgende beschreven, hetgeen hierna voor de overzichtelijkheid letterlijk wordt herhaald:

> *'Omdat het achterland / de polder lager ligt dan het waterpeil van de Lek, moet het grondgewicht van de klei- en veenlagen van het achterland altijd zwaarder zijn dan de waterdruk in de zandlaag onder het klei-veenpakket. Dit is in het ontwerp niet op de juiste wijze getoetst. Vooral door het leksteken van een hogere zandlaag onder het klei-veenpakket, moet geconcludeerd worden dat bij hoogwater in de Lek, bij meerdere secties van de Lekdijk, gevaar bestaat voor opbarsten van het achterland, wat bij hoogwater in de Lek tot een dijkdoorbraak kan leiden.'*

In eerste instantie zal in deze paragraaf het mechanisme opdrukken (opbarsten dan wel opdrijven) worden toegelicht. Wat is het mechanisme en hoe ontstaat dit? Vervolgens is toegelicht hoe hiermee dient te worden omgegaan in termen van waterveiligheid en wordt ingegaan op de vraag of opbarsten als zelfstandig mechanisme dient te worden beschouwd. Daarna is aangegeven hoe dit mechanisme dient te worden gemodelleerd in de macrostabiliteitsanalyse.

Vervolgens is geanalyseerd of hier op een juiste manier rekening mee is gehouden bij het huidige ontwerp van grondconstructies en langsconstructies (langsconstructies betreffen hier verankerde boorpalenwanden, barettenwanden en diepwanden).
Tot slot zijn samenvattende conclusies getrokken aangaande de kritiekpunten in (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) en of sprake is van een (acuut) veiligheidsprobleem als gevolg van opdrijven.

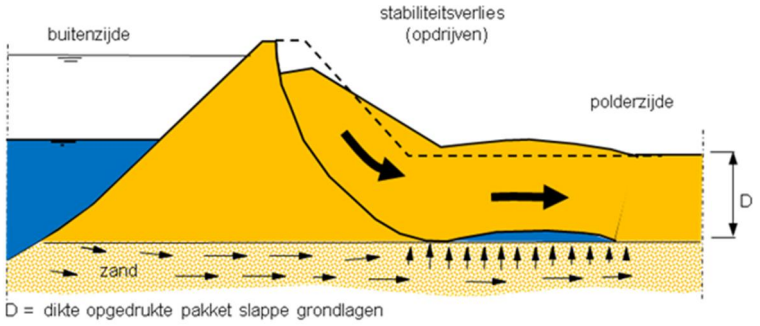
3.3.2 Het mechanisme opdrukken (opbarsten dan wel opdrijven):

Door hoge waterstanden op de rivier kunnen hoge waterspanningen doordringen in de zandlagen onder de dijk. Dit geeft hoge waterdrukken onder de dijk in de zandlagen en evt. tussenzandlagen (zie onder andere paragraaf 5.3.3 van (TAW, 2001)).

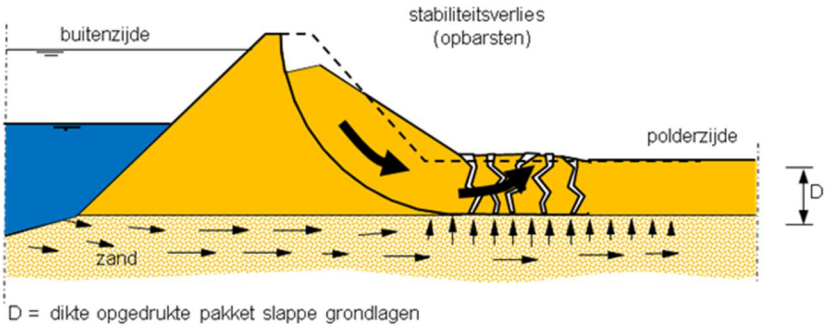
De waterspanningen ter plaatse van het grensvlak van watervoerende zandlaag en slappe lagenpakket kunnen dan zo hoog worden dat de zogenaamde grenspotentiaal wordt bereikt. Dit noemen we opdrukken. De waterspanning is dan even hoog als het gewicht van het slappe lagenpakket dat boven de zandlaag ligt. De opdrukveiligheid is dan gelijk aan 1,0 (grondspanning gedeeld door waterspanning). De buitenwaterstand kan dan stijgen maar de grenspotentiaal in de zandlaag zal niet toenemen. Zolang de grenspotentiaal niet is bereikt zal door het toenemen van de waterspanningen de schuifweerstand (ofwel schuifsterkte) op het grensvlak afnemen. Als de grenspotentiaal wordt bereikt is er op het grensvlak in het zand geen sterkte meer.
Bovengenoemde en hierna genoemde beschrijving is de gangbare hypothese zoals deze voor waterkeringen in Nederland wordt gehanteerd en is beschreven in de vigerende technische rapporten en leidraden zoals (TAW, 2001). Gezien de onzekerheden omtrent deze hypothese is enkele jaren geleden in het kader van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM) gestart met de uitvoering van nader onderzoek naar opbarsten en opdrijven.

Door opdrukken in verband met macrostabiliteit kunnen twee mechanismen ontstaan.

- Opdrijven:
  Bij een dik pakket slappe lagen wordt het gehele pakket slappe lagen opgelicht en er ontstaat (als het ware) een waterlaag op het grensvlak tussen zand en klei (zie Figuur 3-23). We noemen dit opdrijven. Verondersteld wordt dat het pakket slappe lagen intact blijft en grotendeels zijn sterkte behoudt. Op het eerdergenoemde grensvlak is de sterkte echter gereduceerd of zelfs nul. (Dit is te zien in de Plaxis analyses uitgevoerd door ABT zoals in de figuur op pagina 11 in (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) is weergegeven. Opgemerkt wordt dat langs het gebogen glijvlakdeel vanaf de dijkkruin tot de watervoerende zandlaag wel sterkte aanwezig is, evenals langs het gebogen glijvlakdeel in het achterland, dat uittreedt in de binnendijkse sloot.)
- Opbarsten:
  Bij een dun pakket slappe lagen wordt verondersteld dat opbarsten optreedt waarbij lokaal het pakket niet intact blijft en er scheuren ontstaan waardoor de sterkte van het pakket slappe lagen wordt gereduceerd evenals de sterkte op het eerdergenoemde grensvlak (zie Figuur 3-23).



Figuur 3-23: Opdrijven



Figuur 3-24: Opbarsten

Opbarsten kan dus optreden bij een relatief geringe dikte van het slappe lagenpakket. Conform (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017) wordt bij een dikte van het slappe lagen pakket van < 4,0 m rekening gehouden met opbarsten. Bij een laagdikte ≥ 4 m wordt uitgegaan van opdrijven. Opgemerkt wordt dat enkele jaren geleden in het kader van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM) nader onderzoek is gestart naar opbarsten en opdrijven waar vooralsnog uit volgt dat opbarsten eerder bij geringere laagdikte dan 4,0 m plaatsvindt. Daarnaast blijkt uit de afschuiving bij Streefkerk in de tachtiger jaren en de Bergambachtproef in 2001 dat opdrijven optrad en geen opbarsten bij deklaagdikten beduidend groter dan 4,0 m.

Bij deze dijk is er sprake van een dik pakket slappe grondlagen, zie ook de weergave van een deel van het geotechnisch lengteprofiel in bijlage D. Door de aanwezigheid van dit slappe lagenpakket is er sprake van opdrijven van het achterland.

Opgemerkt wordt dat aan de onderzijde van het pakket slappe lagen een tussenzandlaag aanwezig is (zie hoofdstuk 8 blz. 40 in het rapport van Van Baars. Indien de stijghoogte van het grondwater in deze tussenzandlaag reageert op de rivierwaterwaterstand (bijvoorbeeld door de vermeende lekkage als gevolg van het 'lekprikken' (zie hoofdstuk 8 in het rapport van Van Baars) zou opdrijven als gevolg hiervan mogelijk ook kunnen spelen. Het pakket slappe lagen boven de tussenzandlaag is echter circa 9 m dik waardoor ook hier conform de vigerende normen en richtlijnen geen sprake is van opbarsten maar opdrijven van het pakket slappe lagen.

Het onderscheid tussen opbarsten en opdrijven is van belang omdat bij analyse van macrostabiliteit van het binnentalud bij opdrijven geen en bij opbarsten wel rekening dient te worden gehouden met sterktereductie in een zone van het pakket slappe lagen. In beide gevallen wordt met sterktereductie van de grond gerekend langs het grensvlak tussen zandlaag en pakket slappe lagen.

3.3.3 Waterveiligheid in relatie tot opdrukken

Opdrukken (opdrijven of opbarsten) is op zich geen faalmechanisme waar middels voldoende veiligheid aan moet worden voldaan voor de waterveiligheid. Opdrukken levert volgens de vigerende normen en richtlijnen wel een ongunstige randvoorwaarde voor faalmechanismen als macrostabiliteit en piping (zie bijlage B2 blz. 85 van (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017) en hoofdstuk 5 van (Rijkswaterstaat, 2016)). In het vervolg zal nader worden ingegaan op het ontstaan van deze ongunstige randvoorwaarden voor het mechanisme macro-instabiliteit. Dit betreft zowel het opbarsten, waar de sterkte in de opbarstzone volledig weg zou kunnen vallen (bij dunnere slappe lagen) als het opdrijven van het achterland, bij een dikker slappe lagenpakket.

Door opbarsten of opdrijven van het achterland zou wel schade (vervormingen van het pakket slappe lagen achter de dijk in het achterland) of hinder (door wateroverlast a.g.v. meer kwel) kunnen ontstaan. Dit heeft echter geen invloed op de waterveiligheid.

Samengevat betekent dit dat er geen sprake is van opbarsten maar opdrijven en dat opdrijven als zodanig, op zichzelf stand, conform de vigerende normen in richtlijnen geen veiligheidsprobleem levert, maar wel een ongunstige randvoorwaarde geeft voor faalmechanismen als macrostabiliteit van het binnentalud en piping.

3.3.4 Opdrukken in de macrostabiliteitsanalyse

In de analyses voor macrostabiliteit van het binnentalud (voor beoordeling en ontwerp) dient gezien bovengenoemde met opdrukken dan ook rekening te worden gehouden (als de veiligheid tegen opdrukken kleiner is dan 1,2). In de vigerende normen en richtlijnen is beschreven hoe hiermee in de stabiliteitsanalyse moet worden omgegaan (zie o.a. (TAW, 2001) paragraaf 5.3.3, (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017) paragraaf 2.3.2 en (Rijkswaterstaat, 2016) paragraaf 5.2).

Als uit de stabiliteitsanalyse blijkt, dat onvoldoende veiligheid aanwezig is tegen afschuiven van het binnentalud, kan versterking op verschillende manieren worden bereikt of worden ontworpen waarbij onderscheid wordt gemaakt in versterking met grond of met langsconstructies. Hiervoor wordt verwezen naar het ontwerpinstrumentarium 2014 (Rijkswaterstaat, 2016). Dit ontwerpinstrumentarium 2014 bevat aanpassingen in de richtlijnen voor beoordelingen van de binnenwaartse en buitenwaartse macrostabiliteit. In bovengenoemd document wordt in H5 aangegeven hoe macrostabiliteit voor grondconstructies dient te worden ingevuld.

Versterking in grond:
Bij versterking in grond wordt in het algemeen een taludverflauwing en/of stabiliteitsberm aangebracht waardoor, langs delen van het glijvlak, de sterkte wordt vergroot totdat wordt voldaan aan de gestelde eis voor macrostabiliteit. Ter plaatse van een berm wordt dan in het algemeen de schuifsterkte op het eerdergenoemde grensvlak vergroot doordat opdrukken daar lokaal wordt tegengegaan. De afmetingen van de binnenberm worden dan onder andere afgestemd op de hoogte van de waterspanning. Hierbij wordt opgemerkt dat achter de berm (richting achterland) opdrijven dan wel opbarsten niet wordt verhinderd/tegengegaan. Zoals eerder aangegeven levert dit wel een ongunstige randvoorwaarde voor het faalmechanisme macrostabiliteit. Ook al is opbarsten of opdrijven geen zelfstandig mechanisme, dan heeft de opdrijfveiligheid of opbarstveiligheid wel veel invloed op de macrostabiliteit. Een lagere veiligheid bij opdrijven of opbarsten levert hogere waterdrukken en heeft daardoor een negatieve invloed op de marostabiliteit. Het is daardoor belangrijk dat deze mechanismen op de juiste wijze worden meegenomen in het ontwerp van de dijk.

Versterking met langsconstructies:
Bij versterking met langsconstructies wordt als het ware sterkte aan de dijk toegevoegd door de constructie (palenwand, diepwand, barettenwand etc.). De sterkte van de constructie dient het gebrek aan sterkte langs potentiele glijvlakken te compenseren. Opdrijven of opbarsten wordt dan niet tegengegaan, maar wordt, evenals bij de grondconstructies, verdisconteerd in de ontwerpberekening van de constructieve elementen. De constructieve elementen dienen dus, gegeven het opdrijven of opbarsten van het achterland, voldoende sterkte/stabiliteit te leveren conform de gestelde ontwerpeisen.

Feitelijk geldt dan dat, opbarsten alleen een randvoorwaarde (hoge waterspanningen en daarmee reductie van de sterkte van de grond) levert voor het ontwerp van de langsconstructies. Bij het plaatsen van deze langsconstructies worden de potentialen in de zandlagen namelijk nauwelijks beïnvloed, daar zijn deze constructies ook niet voor bedoeld. Bij het ontwerp van de constructieve elementen wordt rekening gehouden met het ontstaan van hoge potentialen in de zandlagen en, als gevolg daarvan, wordt ook het opdrijven van het achterland verdisconteerd in de analyses. Het opdrijven van het slappe lagenpakket wordt, net als bij de grondconstructie, niet als een zelfstandig faalmechanisme beschouwd. Dit is in overeenstemming met de vigerende ontwerpeisen voor de constructieve elementen.

De bewering van Van Baars dat deze constructies als gevolg van onvoldoende veiligheid tegen opbarsten ‘volkomen nutteloos’ zijn, dus is onjuist en wel om de volgende redenen:

- De ontwerpen zijn gebaseerd op extreme omstandigheden, waar er hoge potentialen in de zandlagen aanwezig zijn;
- De constructieve elementen hebben geen invloed op de potentialen in de zandlagen en hebben ook niet als doel om deze waterdrukken te verlagen;
- Het opdrijfmechanisme in het achterland is, waar van toepassing, verdisconteerd in de berekeningen van de dijkversterking d.m.v. deze constructies;
- In de ontwerpen is, waar van toepassing, rekening gehouden met het (rekenkundig) afschuiven van een deel van het binnentalud/kruin als gevolg van een te lage stabiliteit tijdens maatgevende omstandigheden (zie ook paragraaf 2.4.2.8).
- Dat er uit de peilbuismetingen, zoals al behandeld in paragraaf 3.1, geen bewijs volgt dat er momenteel sprake is van kortsluitingen langs de boorpalen naar het freatisch vlak.

3.3.5 Opdrukken in het huidige ontwerp

Navolgend is geanalyseerd of op een juiste manier met opdrijven rekening is gehouden bij het huidige ontwerp (van grondconstructies en langsconstructies). In de

ontwerpberekeningen van de grondconstructies en langsconstructies is er, voor wat betreft het mechanisme macrostabiliteit, rekening gehouden met het opdrijven van het achterland (zie ook (Waterschap Rivierenland, 2012). De mate van opdrijven en de daarbij behorende waterspanningen zijn als randvoorwaarde in de macrostabiliteitsanalyses en in de constructieberekeningen verdisconteert. De ingenieursbureaus (de gronddijk is ontworpen door Witteveen+Bos en de constructies zijn ontworpen door het ingenieursbureau van CDVM) hebben deze analyses verricht conform de gestelde eisen bij de dijkversterking, wat tevens common practice is en conform de destijds geldende eisen.

Indien opdrukken (opdrijven of opbarsten) kan optreden is dit in het ontwerp meegenomen in de stabiliteitsanalyse en in de pipinganalyse (waarbij er bij piping geen onderscheid is gemaakt in de dikte van het slappe lagenpakket; hier is altijd op piping getoetst in geval dat de opdrukveiligheid van het slappe lagenpakket < 1,2, zie ook paragraaf 2.3.6. Voor waterveiligheid is dat voldoende omdat opdrukken niet een zelfstandig mechanisme is, dat tot doorbraak leidt, maar er altijd vervolgmechanismen nodig zijn om een overstroming te veroorzaken. De waterveiligheid wordt wettelijk beschouwd op een kans op een bres in een dijktraject waarvoor de normen zijn vastgesteld en niet op een kans van het begin van een mechanisme. De wettelijke waterveiligheidseisen geven geen eis voor het mechanisme opdrukken.

In hoofdstuk 8 onder aspect II op blz. 40 van (Baars, De Lekdijk is lekgestoken, 2021) wordt aangegeven dat een lek zou kunnen zijn ontstaan in de afsluitende kleilaag tussen het diepe zand en de tussenzandlaag als gevolg van een 5-tal aspecten:
1. een natuurlijke (geologische) opening / verbinding met het diepe zand,
2. het maken van een gaspijp van de Gasunie onder de lek door (nabij huis no. 25),
3. het uitgeven van vergunningen voor Koude-Warmte-Opslag (KWO) (b.v. huis no. 25),
4. het maken van de boorpalenwanden, diepwanden/barettenwanden (NAP -23 m), of
5. het uitgraven van een anker op ca. NAP -20 m (zie ook paragraaf 2.5.2)

Ten behoeve van de ontwerpberekeningen zijn op diverse locaties langs de dijk de waterspanningen en stijghoogtes met waterspanningsmeters en peilbuizen gemonitord. Hierbij zijn zowel peilbuizen in het diepe zand als in de tussenzandlaag (indien aanwezig) geplaatst.

Op basis van de metingen, interpretaties en berekeningen is destijds geconcludeerd dat de stijghoogte in de tussenzandlaag minder reageert op het buitenwater dan de stijghoogte in de diepe zandlaag, maar dat een verbinding met het diepe zand of met het buitenwater niet kan worden uitgesloten.

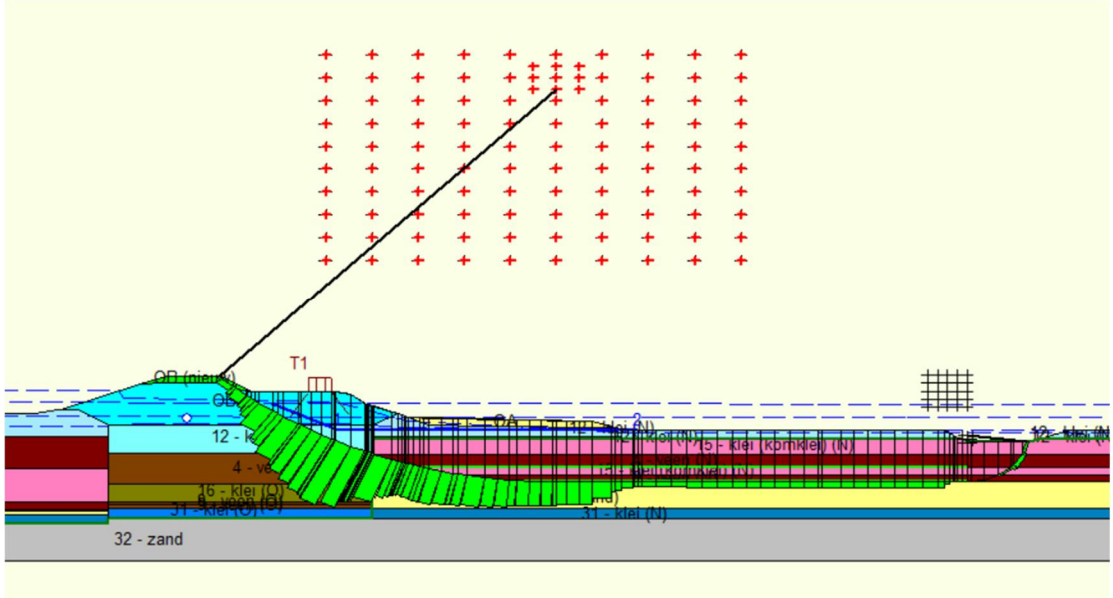
In de ontwerpberekeningen van de gronddijken is daarom bij tussenzandlagen dikker dan 0,5 m veiligheidshalve uitgegaan van de zelfde stijghoogte als in de diepe zandlaag. Met deze stijghoogte is gecontroleerd of opdrijven optreedt en is hier in de ontwerpberekeningen rekening mee gehouden.
In het ontwerp van de constructieve elementen is over het algemeen ook uitgegaan van dezelfde stijghoogte in de beide zandlagen. Uitgezonderd de in paragraaf 2.3.4 genoemde locaties.

Ter plaatse AW 169+005 zijn met behulp van peilbuizen stijghoogte metingen verricht in de diepe zandlaag en in de tussenzandlaag. Op basis van deze metingen wordt geconcludeerd dat de tussenzandlaag veel minder respons geeft op de fluctuatie van de rivierwaterstand dan de diepe zandlaag.
Ter plaatse zijn, voor de ontwerpberekeningen van de hier toegepaste oplossing in grond, de minder conservatieve berekende stijghoogten in de tussenzandlaag gehanteerd. Geconcludeerd wordt dat er op basis van de peilbuismetingen met voldoende zekerheid kan

worden vastgesteld dat er geen ‘lek’ aanwezig is op deze locatie als gevolg van de bovengenoemde aspecten 1 t/m 5.

Navolgend is steekproefsgewijs (bv AW 196+090 aw170+060, AW 169+100, AW 162+160) getoetst hoe opdrijven is meegenomen in het ontwerp voor de binnenwaartse macrostabiliteit van de gronddijk.

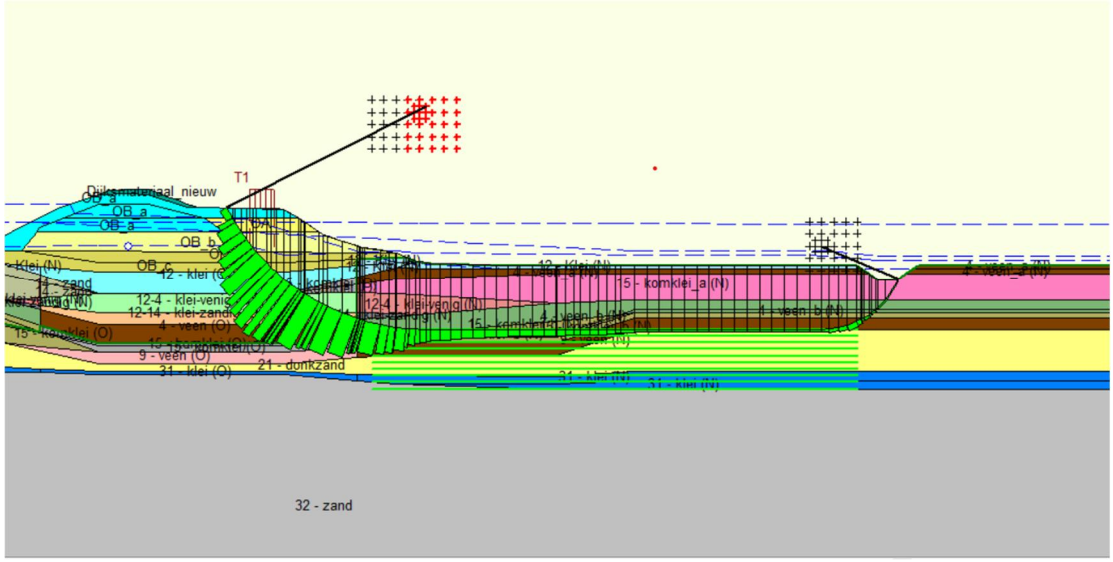
In Figuur 3-19 is ter verduidelijking het resultaat van een stabiliteitsanalyse weergegeven behorende bij het opleverdossier van de dijkversterking KIS (Waterschap Rivierenland, 2018) een dwarsprofiel ter plaatse van AW 170+060, Lekdijk 332. Voor deze locatie is een stabiliteitsberm berekend (stabiliteitsanalyses file: 11052017_F - uplift van (STBI zone 1)_indringing donkzand_berm+10.sti. uit (Waterschap Rivierenland, 2018).



Figuur 3-25 Opdrijven bij groene dijk met stabiliteitsberm (zonder langsconstructie)

In Figuur 3-25 is met de groene balkjes de effectieve spanning langs het potentiele glijvlak weergegeven. Ter plaatse van het uittredepunt van het glijvlak (geheel rechts in de figuur) is een sloot aanwezig. Onder deze slootbodem zijn geen groene balkjes meer zichtbaar, de effectieve spanning is hier nul; hier drijft de dijk als eerste op. De berekende stabiliteitsfactor bedraag 1,31 en voldoet aan de gestelde stabiliteitseis. Ondanks opdrijven van het achterland is de binnenwaartse macrostabiliteit dus ruim voldoende verzekerd.

Eveneens uit (Waterschap Rivierenland, 2018) is een stabiliteitsanalyse nabij de boorpalenwand ter plaatse van AW 169-100m (sectie 06eF2-2, stabiliteitsanalyse file: F2-2-Co-002_1D [FP_AW169-100-] Ijken groene dijk-uplift) beschouwd. Het resultaat hiervan is in Figuur 3-26 weergegeven. Hierin is ook zichtbaar dat bij de boorpalenwand opdrijven van het achterland is meegenomen in de stabiliteitsanalyse. Ook hier is de effectieve spanning onder de slootbodem, in de buurt van het uittredepunt van het glijvlak nagenoeg nul.



Figuur 3-26 Opdrijven bij Boorpalenwand bij AW 169-100m

Uit de analyses voor het ontwerp van de grondconstructies en langsconstructies blijkt dat met opdrijven van het achterland rekening is gehouden, zowel uit de tussenzandlaag als uit de onderste zandlaag. Het wel of niet ontstaan van lekkage veroorzaakt door het ‘lekprikken’ van de afsluitende kleilaag tussen het diepe zand en de tussenzandlaag heeft daardoor nauwelijks of geen effect op de stijghoogte in de tussenzandlaag bij hoogwater.

3.3.6 Samenvatting met betrekking tot opdrijven en opbarsten

In het rapport van Van Baars wordt aangegeven dat een zestal ontwerpaspecten zijn gecontroleerd. In deze paragraaf is het aspect II behandeld: Opbarsten Achterland. Zoals Van Baars in zijn rapport aangeeft is er sprake van opdrijven. Dit is een belangrijk aspect bij de analyse van macrostabiliteit van het binnentalud.

Opdrijven levert op zich zelf geen veiligheidsproblemen. Ook al is opbarsten of opdrijven geen zelfstandig mechanisme, de opdrijfveiligheid of opbarstveiligheid heeft wel veel invloed op de macrostabiliteit. Een lagere veiligheid bij opdrijven of opbarsten levert hogere waterdrukken en heeft daardoor een negatieve invloed op de macrostabiliteit. Het is daardoor belangrijk dat deze mechanismen op de juiste wijze worden meegenomen in het ontwerp van de dijk.

Bij de dijkversterking KIS is het opbarsten van het achterland niet actueel vanwege de dikte van de deklaag. Wel is er sprake van opdrijven van het achterland (waar de sterkte langs het glijvlak vrijwel tot nul is gereduceerd aan de bovenkant van de zandlaag, wat het opdrijven veroorzaakt) en daar is rekening mee gehouden. Bij langsconstructies, in geval van het (rekenkundig) bezwijken van het binnentalud/kruin, is het resterende waterkerende systeem zo ontworpen dat de constructie en het resterende deel van het dijklichaam (dat overblijft na een afschuiving) de waterveiligheid kunnen blijven garanderen.

De bewering van Van Baars dat het grondgewicht van de klei- en veenlagen van het achterland altijd zwaarder moet zijn dan de waterdruk in de zandlaag onder het klei-veenpakket, is dus niet juist. Maar het opdrijfmechanisme (of het opbarstmechanisme) dient op de juiste wijze te worden verdisconteerd in het ontwerp, zoals dit ook bij de dijkversterking KIS is gedaan.

Uit de analyses voor het ontwerp van de grondconstructies en langsconstructies blijkt dat voor nagenoeg het gehele dijktraject met volledig opdrijven rekening is gehouden, zowel uit

de tussenzandlaag als uit de onderste zandlaag. In het ontwerp van de constructieve elementen is geen rekening gehouden met het ontstaan van lekkage, veroorzaakt door het 'lekprikken' (sic) van de afsluitende kleilaag tussen het diepe zand en de tussenzandlaag. Dit wordt nader behandeld in paragraaf 3.2.

3.4 Nieuwe normering in relatie tot de ontwerpuitgangspunten

In januari 2017 is voor het ontwerp en de beoordeling van primaire waterkeringen een nieuwe normering bij wet (Waterwet) vastgesteld. Deze nieuwe normering gaat uit van een overstromingskansbenadering en niet meer van een overschrijdingskans van de norm, welke tijdens het ontwerp en de uitvoering van dijkverbetering KIS nog vigerend was.

De overgang naar de nieuwe normering wordt ook wel als "systeemsprong" geduid en houdt niet alleen een getalsmatige wijziging van de norm in, maar ook een geheel gewijzigde veiligheidsbenadering voor de verschillende faalmechanismen. Binnen de oude werkwijze van de overschrijdingskans moest worden aangetoond dat de waterkering een bepaalde waterstand veilig moest kunnen keren bij een waterstand op de rivier met een terugkeertijd behorende bij de norm. Bij de overstromingskans gaat het erom de werkelijke faalkans van de kering goed en betrouwbaar te kunnen bepalen. Hiervoor worden de statistische onzekerheden in sterkte en belasting meegenomen in de beoordeling en kan deze nagenoeg volledig probabilistisch worden uitgevoerd.

Ook zijn er voor de geotechnische mechanismen (piping en macrostabiliteit) andere modellen gehanteerd en is de veiligheidsbenadering veranderd. Zo is voor het mechanismen piping de rekenregel van Sellmeijer aangepast en zijn de veiligheidsfactoren binnen het semi-probabilistische recept voor de deelmechanismen (terugschrijdende erosie, opdrijven en heave) bèta-afhankelijk gemaakt (wanneer niet volledig probabilistisch wordt gerekend). Voor macrostabiliteit geldt dat de overstap is gemaakt van gedraineerd bezwijken volgens het Mohr Coulomb (MC) model naar ongedraineerd bezwijken volgens het Critical State model (CSSM) gecombineerd met SHANSEP. Ook voor macrostabiliteit is het semi-probabilistische recept opnieuw vastgesteld.

Tot slot is voor dit deel van dijktraject 16-2 de norm van een overschrijdingskans van 1:2.000 naar een overstromingskans voor ontwerp van 1:10.000 (maximaal toelaatbare kans) en bij beoordeling van 1:30.000 (signaleringswaarde) veranderd.

Voor het traject 16-2 is door Waterschap Rivierenland al een eerste beoordeling opgesteld (zichtjaar 2023) en op 9 oktober 2020 ingediend bij het ILT. De resultaten van deze beoordeling zijn geplaatst op het zogenaamde waterveiligheidsportaal (https://waterveiligheidsportaal.nl/#/nss/nss/current).

Uit deze beoordeling uitgevoerd door het Waterschap Rivierenland volgt dat het traject 16-2 niet voldoet aan de nieuwe norm t.a.v. sterkte en dat er op enkele locaties een pipingrisico is. Echter, de constructies die zijn aangelegd bij de dijkversterking hebben een faalkans die kleiner is dan de signaleringswaarde en voldoen daarmee ruim. De constructies zijn beoordeeld volgens de eenvoudige beoordeling waarbij het oordeel is geverifieerd middels kwalitatieve analyses op een constructie. Hierbij zjin het semi probabilistische recept en de geotechnische parameters aangepast naar die van de huidige normering. Uit deze verificatie analyse volgt dat, de op basis van de eenvoudige beoordeling toegekende faalkans, niet wordt overschreden.
De grondbermen zonder constructies voldoen in deze beoordeling echter niet aan de signaleringswaarde. In de toelichting voor ILT wordt dit verklaard, met als oorzaak de verhoging van de norm en de gewijzigde rekenregels. Voor de grondbermen wordt door Waterschap Rivierenland ingeschat dat de berekende faalkans mogelijk voldoet aan de

ondergrens. Voor een dijkvak nabij Kinderdijk wordt ingeschat dat deze niet aan de ondergrens voldoet. Dit zou betekenen dat de faalkans ongeveer rond de 1:10.000 per jaar zal liggen en voor het vak nabij Kinderdijk naar verwachting tussen e 1:10.000 en 1:333 jaar. De meest waarschijnlijke waterstand bij falen heeft een overschrijdingskans die getalsmatig groter is dan de berekende faalkans. De minimale faalkans is berekend uitgaande van een buitenwaterstand behorende bij een terugkeertijd van 1:30000. Ter indicatie wordt aangegeven dat bij een terugkeertijd van 1/333 een rivierwaterstand hoort van circa NAP + 3,20 m en bij 1:10.000 een rivierwaterstand van NAP + 3,50 tot NAP + 3,75 m).
De ontwerppeilen die bij het ontwerp van KIS gehanteerd zijn bedragen NAP+ 3,55 m (Kinderdijk) tot NAP + 4,87 (Schoonhovenseveer), uitgaande van een overschrijdingskans van 1:2.000 per jaar, en liggen daarmee hoger en duiden daarmee niet op een acuut waterveiligheidsrisico. Het is niet eenvoudig mogelijk om de overschrijdingskans van 1:2000 welke tijdens het ontwerp is gehanteerd eenvoudig te vertalen in een faalkans van de dijk. Gevoelsmatig is een faalkans van 1:333 hoger dan vanuit de oude ontwerpeisen (<1:2000) zou worden verwacht, zodat het erop lijkt dat analyses (gewijzigde sterkteparameters) uitgevoerd in de beoordeling een lagere veiligheid aangeven dan de ontwerpberekeningen. Beide werkwijzen duiden niet op een acuut waterveiligheidsrisico.

4 Kwantitatieve inschatting

4.1 Algemeen

In dit hoofdstuk zijn aanvullende analyses gedaan met als basis de ontwerpsommen van destijds en de aanvullende inzichten in hoofdstuk 3. Hier wordt ingegaan op de impact van andere waterspanningen en andere uitgangspunten op het toenmalige ontwerp. Daarmee wordt een kwantitatieve inschatting gemaakt op basis van de beschikbare gegevens van de palenwandconstructie.

4.2 Invloed lekkage langs constructie (overlapping met feiten analyse)

4.2.1 **Invloed op macrostabiliteit van de dijk**

4.2.1.1 Invloed door lekkage via de boorpalen

Op basis van de verrichte beschouwingen met betrekking tot het kunnen ontstaan van lekkage langs de boorpalen in paragraaf 3.2.2 wordt het uitgesloten dat er kiervorming is ontstaan langs de palen in het holocene pakket boven de holocene zandlaag tijdens de realisatie van de boorpalen. Wel is er een (kleine) kans dat er kortsluitingen langs de palen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen, waar er verschil is geweest in de potentialen tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt. Dit betekent dat er een kans is, dat de twee zandlagen in verbinding met elkaar staan, maar dat er geen kwel omhoog langs de palen zal optreden.

Tijdens de levensduur is er gesteld dat er op de langere termijn een geringe kans is op het optreden van kieren langs de boorpalen in het holocene slappe lagenpakket, door het deformeren van de grond tussen de palen (‘snijden’). Deze kans wordt gevormd als gevolg van de toenemende belastingen (en vervormingen van de dijk) en de afnemende weerstand van de grond door de autonome bodemdaling van de polder. Wel is het onzeker, in verband met het vervormingsgedrag van de grond of bij het ontstaan van kiervorming langs de boorpalen, ook zou kunnen leiden tot een kortsluiting vanuit de tussenzandlaag, of vanuit beide zandlagen, omhoog langs de paal.

Dit betekent dat er een kleine kans is dat er op dit moment kortsluitingen aanwezig zijn tussen de twee diepere zandlagen langs de boorpalen, maar dat lekkage langs de palen naar het freatisch vlak uitgesloten wordt geacht. Op de langere termijn is er wel een geringe kans dat er kieren kunnen ontstaan door het deformeren van de grond tussen de palen (‘snijden’) als gevolg van de toenemende belastingen en de afnemende weerstand van de grond door de autonome bodemdalingen van de polder.

Gelet op de kans dat er al tijdens de realisatie van de palenwand kortsluitingen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen in, zijn aanvullende analyses uitgevoerd. Daarbij wordt rekening gehouden met het ontstaan van een kortsluiting vanuit het diepe zand omhoog langs de palen via kiervorming naar de tussenzandlaag. Via deze analyses kan bepaald worden wat de eventuele invloed is van deze kortsluitingen. Daarmee wordt de vraag m.b.t. de mogelijk invloed van de door Van Baars veronderstelde lekkages door kieren langs de langsconstructies behandeld.

Er zijn aanvullende analyses gemaakt met als basis de ontwerpberekeningen, die door CDVM zijn gemaakt. In deze analyses is getoetst of een kortsluiting tussen de twee zandlagen, die leidt tot een verhoging van de potentiaallijn in de tussenzandlaag, zou kunnen leiden tot een acuut waterveiligheidsrisico. Hiervoor zijn herberekeningen gemaakt van de boorpalenwand in sectie F1-1 (tussen circa AW 167 en AW 168), waar ook de waterspanningsmetingen van ADCIM zijn uitgevoerd. Deze locatie is gekozen omdat de palenwand hier laag in het talud staat, waar de verwachting is dat de beïnvloeding van de kortsluiting tussen de twee zandlagen op het ontwerp het grootst zal zijn.
Bij deze berekeningen is uitgegaan van de situaties zoals vermeld in de volgende tabel.

Tabel 4-1 Beschouwde situaties in de analyses van de invloed van een kortsluiting langs de boorpalen (hoogwaterstand en het wel/niet meenemen van bodemdaling in de berekening)

	MHW2021	**MHW2065**	**MHW2115**
Rivierwaterstand	NAP+3,30 m	NAP+3,81 m	NAP+4,26 m
Met bodemdaling achterland	X	X	X
Zonder bodemdaling	X		

In de maatgevende hoogwaterstanden van 2065 en van 2115 is zeespiegelrijzing verdisconteerd in de waterstanden. Waar rekening is gehouden met de autonome bodemdaling is het maaiveld (en het polderpeil) in het achterland 0,6 m lager aangehouden dan in het geval dat er geen bodemdaling is meegenomen in de berekening.

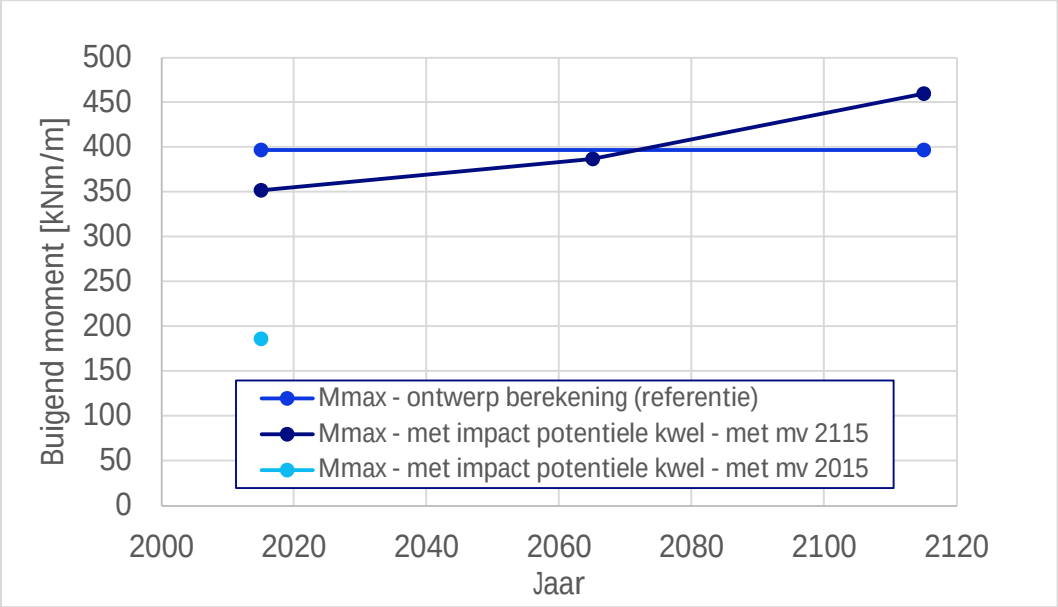
Deze analyses van CDVM zijn uitgevoerd conform de tijdens het ontwerpen vigerende ontwerprichtlijnen (Deltares, 2013). De constructies zijn ontworpen voor een zichtperiode van 100 jaar, dat wil zeggen dat over 100 jaar de constructies nog aan hun ontwerpeisen dienen te voldoen. Hierdoor is er in het ontwerp rekening gehouden met duurzaamheidsaspecten, o.a. autonome bodemdaling van het achterland gedurende de levensduur. Ook in de maatgevende waterstand zit extra robuustheid voor de toekomst. Dit betekent dat er op dit moment, in ieder geval rekentechnisch, een overcapaciteit in sterkte van de constructie aanwezig is. Deze overcapaciteit kan dan eventueel worden benut als de invloed van de verbinding tussen de twee zandlagen op de berekende krachten tegen zal vallen. Daardoor worden aanvullende analyses uitgevoerd, zowel uitgaande van verschillende rivierwaterstanden zoals vermeld in Tabel 4-1, maar zal ook de invloed van het buiten beschouwing laten van de autonome bodemdaling bij MHW2021[10] worden beschouwd in de analyses. In dat geval ligt het achterland 0,6 m hoger dan in het ontwerp werd aangehouden. Dit effect van de nog niet opgetreden bodemdaling kan belangrijk zijn voor de invulling van de vraag of er een acuut veiligheidsprobleem is.

In de berekeningen van CDVM treedt het grenspotentiaal op in de tussenzandlaag ter plaatse van de Bakwetering. Dit leidt tot een bepaald verhang tussen het punt waar de rivier waterstand heerst en het punt waar de grenspotentiaal optreedt. Bij het ontstaan van een kortsluiting tussen de twee zandlagen, zal de potentiaal in de tussenzandlaag, bij de locatie van de palen, hoger worden door de kortsluiting. Zie ook de uitleg in paragraaf 3.1.2. De potentiaallijn zal vanaf de locatie van de palen aflopen naar het punt met de grenspotentiaal bij de Bakwetering. De potentiaallijn in de tussenzandlaag tussen de palen en de Bakwetering is dan hoger geworden dan aangehouden in de berekeningen van CDVM.

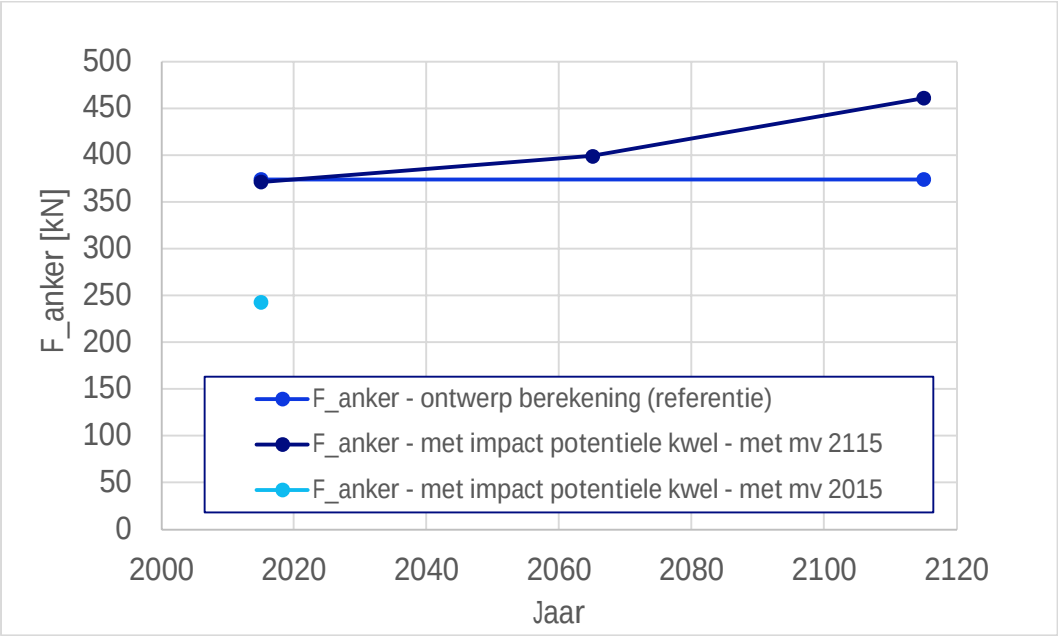
[10] Dit betreft de MHW, behorende bij de destijds geldende normering met een overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar)

De potentialen in de pleistocene zandlaag zijn vastgesteld voor de verschillende waterstanden zoals vermeld in de Tabel 4-1.

In de aanvullende berekeningen, die door Deltares zijn uitgevoerd, is de Plaxis-analyse van het ontwerp van CDVM als uitgangspunt genomen. Hierbij zijn de in de Plaxis-analyse berekende momenten in de palen en ankerkrachten gebruikt als ijkingspunt om een vergelijking te kunnen maken met de berekende krachten in de aanvullende berekeningen. Een en ander uitgaande van de situaties zoals weergegeven in Tabel 4-1. Er is alleen gekeken naar het effect op de berekende momenten en ankerkrachten, zoals deze uit de berekeningen volgen.



Figuur 4-1 Resultaten berekende momenten bij de tijdstippen t = 0 jaar, t=50 jar en t=100 jaar uitgaande van de omstandigheden zoals vermeld in Tabel 4-1



Figuur 4-2 Resultaten berekende ankerkrachten bij de tijdstippen t = 0 jaar, t=50 jar en t=100 jaar uitgaande van de omstandigheden zoals vermeld in Tabel 4-1

Uit deze analyses volgt:

- De invloed van een kortsluiting tussen de twee zandlagen langs de boorpalen en lekkage omhoog langs de boorpalen via kiervorming heeft een negatieve invloed op de sterkte van de constructie. De buigende momenten in de boorpalen alsmede de ankerkrachten kunnen hierdoor aanzienlijk (tot 30 %) toenemen bij de situatie aan het einde van de levensduur.
- Door de duurzaamheidsaspecten, die in het ontwerp zijn verdisconteerd, zit er op dit moment extra robuustheid in het ontwerp. Dit betekent dat de constructie op dit moment een overcapaciteit aan sterkte (ca. 30 - 40%) heeft door dat er nog nauwelijks autonome bodemdaling is opgetreden en doordat er op dit moment bij het toetsen van de sterkte kan worden uitgegaan van een lagere rivierwaterstand (MHW2021). Zoals blijkt uit de twee figuren, zijn dan de berekende momenten en ankerkrachten op dit moment veel lager dan de weergegeven referentielijn die gebaseerd is op het ontwerp van CDVM. Dit betekent dat ook al is er op dit moment een kortsluiting ontstaan tussen de twee zandlagen, zoals Van Baars in zijn rapport aangeeft, dan leidt dit op basis van de beschouwde analyse niet tot een acuut veiligheidsprobleem.
- Op de langere termijn kunnen de negatieve beïnvloeding van eventuele kortsluitingen via kieren langs de palen mogelijk invloed hebben op de levensduur van de constructieve elementen.

4.2.1.2 Invloed door lekkage via de verankering

Op basis van de verrichte beschouwingen met betrekking tot het kunnen ontstaan van lekkage langs de verankering in paragraaf 3.2.3 is er een kans dat de benodigde afdichting langs de verankeringen aan de onderzijde van het holocene slappe lagenpakket niet overal aanwezig is. De inschatting is dat de invloed van lekkage via de ankers op de waterveiligheid van de dijk zeer gering zal zijn. Dit zal hieronder nader worden onderbouwd.

Door de aanwezigheid van de holle ruimte langs de verankeringen, zal er, bij het ontbreken van een afdichting, geohydrologisch gezien een open verbinding zijn omhoog langs de ankers. Tijdens extreme omstandigheden zal dit leiden tot indringing van water vanuit de znndlaag omhoog langs het anker. Ook zal de freatische lijn toenemen als gevolg van eventuele lekkages en kan er kwelwater uit de dijk stromen.
Door de verhoging van het potentiaal langs de ankers, zal er water in de holocene slappe lagen dringen rondom de ankers, dit is vergelijkbaar met de indringing van water aan de onderkant van het holocene slappe lagenpakket. Dit zal leiden tot een afname van de schuifspanning langs het glijvlak. Uit een analyse van een stabiliteitsberekening is D-Stability is vastgesteld dat de totale schuifsterkte langs het glijvlak circa 1% wordt verlaagd.
Uitgaande van het glijvlak bij sectie F1-1, waar de bakwetering (sloot) op grotere afstand (ca. 40 m) van de dijk is gesitueerd, is er sprake van een glijvlak met een lengte van ruim 80 m. Gelet op de betrekkelijke kleine afname van de schuifsterkte langs het glijvlak en gelet op het feit dat het niet waarschijnlijk is dat een goede afdichting van de ankers ontbreekt bij alle ankers over de lengte van een glijvlak, wordt gesteld dat de afname van de stabiliteit als zeer gering wordt ingeschat.

Conclusie:
De inschatting is dat de invloed van lekkage via de ankers op de waterveiligheid van de dijk zeer gering zal zijn. Bij kortere glijvlakken kan het effect wat groter zijn. Gelet op de overmaat aan sterkte, die nu via de constructie aanwezig is, zie ook paragraaf 4.2.1.1, zal ook de lekkage via de verankeringen niet leiden tot een acuut waterveiligheidsprobleem.

Aanbevelingen:

- Het wordt aanbevolen om op basis van de ontwerp- en uitvoeringsgegevens van de palenwanden en het beschikbare grondonderzoek, nader te analyseren in welke secties er kansen zijn op onvoldoende afdichting aan de onderkant van het slappe lagenpakket.

4.2.2 Invloed op piping

4.2.2.1 Langs de boorpalen

Voor de hypothetische situatie dat er aan de polderzijde van de boorpalen over de volle hoogte een holle ruimte/spleet aanwezig is, is in het kader van de analyse vanuit de fact-finding hier onder een beschouwing gegeven waarom piping langs de palen onwaarschijnlijk is.
Voor piping zijn drie deelfaalmechanismen van belang:
1 opbarsten
2 heave
3 terugschrijdende erosie.

Gegeven de hypothese, dat er een holle ruimte/spleet aanwezig is langs de boorpalen, is aan de voorwaarde opbarsten voldaan. Er is een perforatie over de volle hoogte van de deklaag.

De voorwaarde heave werd ten tijde van het ontwerp van de dijkversterking KIS niet getoetst. Deze voorwaarde zat niet in de ontwerpuitgangspunten. Dit wordt in het vervolg gecontroleerd.

De controle op terugschrijdende erosie is uitgevoerd ter plaatse van sectie F1-1 waar de kop van de palen relatief laag in het talud staat, waardoor het verval, de aandrijvende kracht voor piping, het grootst is.
Voor de locatie van de boorpalenwand in sectie F1-1 is de pipingcontrole uitgevoerd conform de ontwerpuitgangspunten van het ontwerp van de gronddijk, zie ook . De controle is uitgevoerd op het gedeelte van de overgangsconstructie omdat daar de bovenkant van de paal het laagst ligt.
De controle is uitgevoerd voor piping via de tussenzandlaag en piping via de diepe zandlaag, zie verder bijlage C.

Uit de controle volgens bijlage C blijkt dat het ontstaan van piping via een kortsluiting tussen het maaiveld en zowel de tussenzandlaag als de diepe zandlaag er geen kans is op het ontstaan van dit faalmechanisme. De veiligheden liggen ruimschoots boven de eis. De controle in bijlage C is verricht uitgaande van de ontwerpwaterstand van het ontwerp van de gronddijk (MHW2065). Gelet op de berekende veiligheidsfactoren is de verwachting dat er ook geen kans is op het ontstaan van piping op de lange duur (uitgaande van levensduur van 100 jaar van de constructieve elementen).

Bij de controle op terugschrijdende erosie is de aanwezige kwellengte bepaald aan de hand van de uitgangspunten uit de geotechnische rapportage “Dijkversterking Kinderdijk Schoonhovenseveer – Projectplan” met referentie TL200-7/tutr/205 d.d. 14 maart 2013, van Witteveen+Bos (Witteveen+Bos, 2013).
Echter: Deze uitgangspunten zijn zeer conservatief.
Kijkend naar de geologie en geohydrologie van dit deel van de Lek, kan geconcludeerd worden dat piping niet kan ontstaan, omdat de Lek niet insnijdt in de watervoerende zandlaag, noch in het diepe zand, noch in de tussenzandlaag. Zie (Deltares, 12 juli 2012).

4.2.2.2 Langs de verankering

Gelet op wat gesteld is in de voorgaande paragraaf bij piping langs de boorpalen, is de kans op het ontstaan van de piping langs de verankeringen, waar onvoldoende afdichting aanwezig is, eveneens nihil.

4.3 Doorkijk: Invloed van vernieuwde fysische inzichten

De invulling van de vraag of er een acuut veiligheidsprobleem is, is uitgevoerd uitgaande van de gerealiseerde ontwerpen van CDVM. Daarbij is gekeken naar de werkwijze, die op dat moment gebruikelijk was in de gangbare praktijk bij dijkversterkingsprojecten. Voor de constructieve elementen is uitgegaan van de werkwijze zoals vastgelegd in de OSPW en in (Deltares, jan 2013). Inmiddels is deze toegepaste ontwerpbenadering bij de dijkversterking verouderd en zijn er nieuwe richtlijnen tot stand gekomen via de POVM die nieuwe publicaties heeft opgesteld, o.a. voor stabiliteitsverhogende constructies in de primaire waterkering. De ontwerpmethode in EEM is aangepast en bij de invulling van de toets op het snijden van de grond tussen de palen conform de nieuwe publicatie POVM Langsconstructies (PPL) is gekozen voor een veiliger aanpak, door rekening te houden met een reductie op de passieve weerstand op de paal in verband met het kunnen ontstaan van kiervorming aan de polderzijde van de paal. Echter, er is in de nieuwe PPL geen rekening gehouden met het kunnen ontstaan van kortsluiting met de diepere zandlagen via de palen, maar is er wel een vervormingstoets opgenomen, die alleen mag worden overschreden als een degelijke risicoanalyse is uitgevoerd op het ontstaan van secondaire mechanismen, die de waterveiligheid negatief zouden kunnen beïnvloeden, zoals kieren, scheuren e.a. Bij verankerde constructieve elementen, zoals de palenwand bij KIS, is dit wel een aspect, dat nader aandacht behoeft om te kunnen bepalen of eventuele kiervorming en kortsluiting tussen het maaiveld en de diepere zandlagen op termijn een negatieve invloed zouden kunnen gaan uitoefenen op de waterveiligheid van de vergelijkbare constructieve elementen in de waterkeringen.

Ook bij het ontwerp van de gronddijk geldt dat deze werkwijze bij de dijkversterking verouderd is. Echter, dit geldt niet voor de aanpak bij het opdrijven of het opbarsten van het achterland bij het aspect macrostabiliteit van de dijk. Deze aanpak wordt nu ingevuld zoals dit nu nog steeds voor waterkeringen in Nederland wordt gehanteerd en is overeenkomstig beschreven in de vigerende technische rapporten en leidraden zoals (TAW, 2001). Omdat er al langer twijfels zijn over de juistheid van de aanpak van het opdrijven en opbarsten van het achterland is enkele jaren geleden in het kader van de Project Overstijgende Verkenning Macrostabiliteit (POVM) gestart met de uitvoering van nader onderzoek naar opbarsten en opdrijven. Dit onderzoek is nog niet afgerond. De vraag is o.a. of de grenspotentiaal bij een dik slappe lagenpakket op de juiste manier wordt geschematiseerd in het geval dat de deklaag niet openscheurt. Een hogere grenspotentiaal zou een negatieve invloed kunnen hebben op de binnenwaartse stabiliteit.

5 Managementsamenvatting: resultaten en conclusie van het spoedadvies

5.1 Aanleiding

Op 14-4-2021 heeft Waterschap Rivierenland het rapport “De Lekdijk is lekgestoken” ontvangen van Prof. dr. ir. Stefan van Baars. Het rapport gaat in op de dijkversterking van Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) dat is uitgevoerd van 2013-2018. In het rapport worden zes kritiekpunten genoemd op hoe de dijversterking technisch is uitgevoerd en waarbij Van Baars de toegepaste technieken ter discussie stelt. Een belangrijk kritiekpunt is dat de waterkering momenteel niet veilig zou zijn. Bij een langdurige buitenwaterstand van NAP + 0,76 m zouden al serieuze waterveiligheids-problemen kunnen ontstaan, waarbij de polder ontruimd zou moeten worden

5.2 Vraagstelling

Het Waterschap Rivierenland heeft aan Deltares, als onafhankelijk kennisinstituut gevraagd om onderzoek te doen en een advies uit te brengen t.a.v. de kritiekpunten in het rapport “De Lekdijk is lekgestoken” van Van Baars. De hoogwaterveiligheid van de dijk op dit moment heeft daarbij de eerste prioriteit De specifieke vraag aan Deltares is, is er acuut waterveiligheidsprobleem of niet. Zo ja, welke maatregelen zouden getroffen kunnen worden om het risico te beperken of te voorkomen. Om snel in een eerste indruk te krijgen of en hoe groot het waterveiligheidsrisico is bij hoogwater is er een spoedadvies aangevraagd bij Deltares.

5.3 Doelstelling

Doel het onderzoek is het op korte termijn in beeld brengen van de standzekerheid van de waterkering en op basis daarvan te beoordelen of er een acuut waterveiligheidsrisico bestaat en hoe dit indien nodig kan worden beheerst. Hiertoe is in dit spoedadvies op onderstaande vragen antwoord gegeven:

1. Voldoet het ontwerp uitgaande van de destijds geldende normen en ontwerpmethoden?
2. Zijn de gemeten waterspanningen en de door van Baars veronderstelde lekkages door kieren langs de langsconstructies aanleiding om de destijds uitgevoerde ontwerpberekeningen aan te scherpen?
3. Voldoet het ontwerp aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek, ook bij eventuele nieuwe inzichten (vanuit de latere metingen) betreffende de waterspanningsuitgangspunten en nieuwe inzichten betreffende het “snijden” van grond bij 3D-constructies bij niet doorgaande langsconstructies, zoals bij KIS toegepast?

5.4 Samenvatting van de antwoorden op de spoedadviesvraag

Op basis van een ‘fact-finding’ en aanvullende analyses komt Deltares tot de volgende antwoorden op de drie vragen uit de doelstelling:

Vraag 1; Voldoet het ontwerp uitgaande van de destijds geldende normen en ontwerpmethoden?

Op basis van de beschouwing wordt geconcludeerd dat de destijds geldende ontwerpleidraden correct zijn toegepast. Deze conclusie is gebaseerd op het volgende:

- In de fact-finding zijn, op basis van de steekproefsgewijs gecontroleerde berekeningen uit het opleverdossier van de dijkversterking (Waterschap Rivierenland, 2018), geen redenen/argumenten gevonden waarom het dijkversterkingsontwerp niet aan de destijds geldende rekenregels en norm met betrekking tot de waterveiligheid zou voldoen. Hierbij is wel in afstemming met het ENW (ENW, 1 feb 2010) gebruik gemaakt van de ontwerpmethodiek uit LOR2, uitgaande van vroeger gangbare celproeven (TAW, 1989).
- Dit geldt ook voor de wijze waarop opdrijven van het achterland in de ontwerpanalyses is meegenomen, waarbij opdrijven is verondersteld op te treden onder normcondities en de waterkering daarop is ontworpen. Van Baars lijkt opdrijven op zich al als falen van de waterkering te zien, ongeacht of de dijk door het opdrijfmechanisme wel of niet bezwijkt. Een dijk heeft tot doel inundatie van het achterland te voorkomen, dus als tijdens hoogwater het achterland opdrijft en/of zelfs het binnentalud bij een langsconstructie afschuift, maar er ontstaat geen bres en geen inundatie van het achterliggende gebied, dan heeft de dijk zijn functie goed vervult. Met andere woorden opdrijven is op zich geen probleem, zolang er geen overstroming plaats vindt.

Vraag 2: zijn de gemeten waterspanningen en de door van Baars veronderstelde lekkages door kieren langs de langsconstructies aanleiding om de destijds uitgevoerde ontwerpberekeningen aan te scherpen?

Voor de beantwoording van deze vraag zijn aanvullende analyses gemaakt met als basis de ontwerpberekeningen. In deze analyses is getoetst is of een verhoogde grondwaterstand als gevolg van lekkage vanuit het diepe zand langs kieren rond de boorpalenwand, zou kunnen leiden tot een acuut waterveiligheidsrisico. Hiervoor zijn herberekeningen gemaakt van de boorpalenwand in sectie F1-1 (tussen circa AW 167 en AW 168), waar ook de waterspanningsmetingen van Adviesbureau ADCIM Geotechniek zijn uitgevoerd. Uit deze berekening volgt dat:

- de invloed van een mogelijke lekkage langs de boorpalen (die zou kunnen leiden tot een hogere freatische lijn in de dijk en hogere potentialen in een tussenzandlaag) een negatieve invloed heeft op de sterkte van de constructie. De buigende momenten in de boorpalen alsmede de ankerkrachten kunnen hierdoor op de langere termijn aanzienlijk (tot 30 %) toenemen ten opzichte van de krachten van het gerealiseerde ontwerp.
- De constructies zijn ontworpen voor een zichtperiode van 100 jaar, dat wil zeggen dat over 100 jaar de constructies nog aan hun ontwerpeisen dienen te voldoen. Hierdoor heeft de constructie op dit moment een overcapaciteit in sterkte (orde 30 – 40%). Dit komt omdat de gehanteerde uitgangspunten met betrekking tot de Maatgevende Hoogwaterstand en de ligging van het maaiveld in de door de aannemerscombinatie uitgevoerde analyses (Waterschap Rivierenland, 2018) ongunstiger zijn dan de uitgangspunten die gelden voor het beoordelen van de vraag of er een acuut waterveiligheidsprobleem is. Deze analyses zijn uitgevoerd conform de tijdens het ontwerpen vigerende ontwerprichtlijnen (Deltares, 2013).
- Wanneer voor de acute waterveiligheidsvraag de constructie wordt geanalyseerd, inclusief verhoogde grondwaterstand als gevolg van een veronderstelde lekkage door kieren, met een ontwerpwaterstand behorende bij de huidige omstandigheden (MHW 2021) en zonder inachtneming van een 100 jaar maaivelddaling, worden buigende momenten en ankerkrachten gevonden die aanmerkelijk kleiner zijn dan waarop de constructie is ontworpen. Dit betekent dat de acute waterveiligheid ruim voldoende is verzekerd en dat een waterstand van NAP 3,30 m (MHW, behorende bij de destijds geldende normering met een overschrijdingsfrequentie van 1:2000 per jaar) momenteel veilig kan worden gekeerd.

Vraag 3; Voldoet het ontwerp aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek, ook bij eventuele nieuwe inzichten (vanuit de latere metingen) betreffende de

waterspanningsuitgangspunten en nieuwe inzichten betreffende het “snijden” van grond bij 3D-constructies bij niet doorgaande langsconstructies, zoals bij KIS toegepast?

Vraag 3 heeft een overlap met vraag 1 en 2. De destijds geldende ontwerpleidraden zijn op correcte wijze toegepast, zie Ad 1. Op basis van de uitgevoerde aanvullende analyse volgt dat ook bij het ontstaan van lekkage door kieren de sterkte van de buispalenwand op dit moment nog steeds aan de gestelde eisen voldoet, zie Ad 2.

Bij de derde vraag horen vervolgens nog de volgende aspecten:

- Worden de waterspanningen die door ADCIM gemeten zijn veroorzaakt door lekkage door kieren langs de boorpalenwand? Bij zo’n lekkage zouden de freatische waterstanden bij de boorpalenwand een respons moeten laten zien op de rivierwaterstand. Een vergelijking tussen de getijdebeweging van de rivierwaterstand en de peilbuismetingen bij de boorpalenwand laat zien dat er nauwelijks of geen correlatie tussen beide waterstanden wordt waargenomen. Wel wordt er een duidelijke correlatie tussen neerslag en de peilbuismetingen gezien. Hieruit wordt op basis van de waarnemingen in de peilbuizen geconcludeerd dat het (momenteel) niet blijkt dat er sprake is van lekkage door kieren is.
- Verder is gecontroleerd of er vanuit de uitvoering argumenten zijn gevonden die er op wijzen dat lekkage door kieren aanwezig zou kunnen zijn. Hierbij is het volgende vastgesteld:
    - Dat de kans wordt uitgesloten dat er kortsluitingen zijn ontstaan langs de palen in het holocene pakket boven de holocene zandlaag. Uit de uitvoeringsrapporten volgt dat er sprake is geweest van een oververbruik van gemiddeld circa 13 - 20 % per boorpaal. Dit betekent dat er 13 - 20 % meer beton in de boorpalen is verwerkt dan vanuit de inhoud van de boorpalen werd verwacht. Dit duidt op het uitzakken van de beton tijdens het trekken van de stalen buizen (casings) waardoor de eventueel aanwezige holle ruimte, die bij het boren van de stalen casings zou zijn ontstaan, wordt opgevuld. Uit het oververbruik blijkt dat de beton de slappe grond zal verdringen, zodat verwacht mag worden dat de beton tijdens de uitvoering goed aansluit op de omringende grond en dat er geen kieren langs de palen achterblijven in het holocene slappe lagenpakket na de realisatie.
    - Dat er een kleine kans is dat er kortsluitingen langs de palen zijn ontstaan tussen de twee zandlagen, waar er verschil is geweest in de potentialen tijdens het trekken van de boorcasing over de zone van de kleilaag, die tussen de twee zandlagen in ligt. Deze kortsluiting is mogelijk veroorzaakt door het toepassen van een boorkroon die een ruimere diameter heeft geboord dan de diameter van de boorbuis zelf. Informatie betreffende de toegepaste boorkroon bij KIS is opgevraagd via CDVM, de invulling van de kans op kortsluitingen tussen de twee zandlagen is nu gebaseerd op foto’s van de uitvoering.
    - Er is een kans op onvoldoende afdichting via een groutprop langs de ankers aan de onderzijde van het slappe lagenpakket; Gelet op de overmaat aan sterkte, die nu via de constructie aanwezig is, zal de lekkage via de verankeringen niet leiden tot een acuut waterveiligheidsprobleem. Een onvoldoende afdichting van de ruimte langs de anker kan wel wateroverlast veroorzaken. Aanbevolen wordt wordt om op basis van de ontwerp- en uitvoeringsgegevens van de palenwanden en het beschikbare grondonderzoek, nader te analyseren in welke secties er kansen zijn op onvoldoende afdichting aan de onderkant van het slappe lagenpakket.
    - Bij stijve constructies in combinatie met zeer slappe grond is het, door bijvoorbeeld 3D- en kruipeffecten, niet ondenkbaar dat de grond tussen de palen meer vervormt dan de palen zelf, wat tot kiervorming achter de palen zou kunnen leiden. Dit is nu het uitgangspunt bij de toets op ‘snijden’ in de nieuwe POVM Publicatie Langsconstructies, waar overigens geen rekening wordt gehouden

met een kortsluiting via kieren langs de boorpalen. Of dit op termijn, zowel het ontstaan van kieren langs de boorpalen als het ontstaan van een kortsluiting vanuit het diepe zand (voor zo ver deze kortsluiting tussen de twee zandlagen niet al aanwezig is) daadwerkelijk ook bij de palenwand zou kunnen gebeuren is onzeker en is een onderzoeksvraag. Hierbij is het mogelijk dat de beschouwde mechanismen (invloed van bodemdalingen en invloed van extreme omstandigheden) niet zo diep zullen optreden dat er daadwerkelijk een kortsluiting zou kunnen optreden vanuit de zandlagen omhoog via kieren langs de boorpalen. Dit risico zou kunnen worden beheerst door het continueren en uitbreiden van de (waterspannings)monitoring. Voor de levensduur van de palenwand is beschouwing van deze kennisvraag relevant, echter niet t.a.v. de korte termijn veiligheid.

5.5 Veranderde ontwerpkaders en impact daarvan

Voorliggend advies is opgesteld met de ontwerpinformatie, die gebaseerd was op de destijds voor KIS vigerende normstelling en ontwerpleidraden. Daarna is middels extra berekeningen, maar met dezelfde berekeningsmethoden en normen gekeken of een veranderd inzicht in de waterspanningen zou leiden tot een acuut waterveiligheidsrisico. Om deze resultaten in perspectief te plaatsen is kort ingegaan op de nieuwe normering die momenteel van kracht is en hoe de oude normstelling en berekeningsmethodiek zich daartoe verhoudt.
In januari 2017 is voor ontwerp en beoordeling van primaire waterkeringen een nieuwe normering bij wet (Waterwet) vastgesteld. Deze nieuwe normering gaat uit van een overstromingskansbenadering en niet meer van een overschrijdingskans van de norm, welke tijdens het ontwerp en de uitvoering van dijkverbetering KIS nog vigerend was. De overgang naar de nieuwe normering wordt ook wel als “systeemsprong” aangeduid en houdt niet alleen een getalsmatige wijziging van de norm in, maar ook een geheel gewijzigde veiligheidsbenadering voor de verschillende faalmechanismen. Ook worden er vanaf januari 2017 voor de geotechnische mechanismen (piping en macrostabiliteit) andere modellen gehanteerd en is de veiligheidsbenadering veranderd. Voor de berekening van constructies in dijken zijn in de POV Macrostabiliteit rapportages gemaakt hoe dit met eindige elementen te kunnen uitvoeren. Deze publicaties zijn in 2020 beschikbaar gekomen. Er is derhalve de afgelopen 4 jaar veel veranderd en er is veel kennis ontwikkeld en specifiek de kennis voor de berekening van de waterveiligheid van constructies in dijken.

Voor dit deel van dijktraject 16-2 is per januari 2017 de norm veranderd van een overschrijdingskans van de norm van 1:2.000 naar een overstromingskans voor ontwerp van 1:10.000 (maximaal toelaatbare kans) en bij beoordeling van 1:30.000 (signaleringswaarde). Voor traject 16-2 is door Waterschap Rivierenland al een eerste beoordeling opgesteld (zichtjaar 2023) en op 9 oktober 2020 ingediend bij het ILT. Uit deze beoordeling volgt dat het traject 16-2 niet voldoet aan de nieuwe norm op sterkte en dat er op enkele locaties een pipingrisico is. Echter, de constructies die zijn aangelegd bij de dijkversterking hebben in deze beoordeling een faalkans die kleiner is dan de signaleringswaarde en voldoen daarmee ruim. Maar de grondbermen zonder constructies voldoen in deze beoordeling niet aan de signaleringswaarde. In de toelichting voor ILT wordt dit verklaard, met als oorzaak de verhoging van de norm en de gewijzigde rekenregels. Voor de grondbermen wordt door Waterschap Rivierenland ingeschat dat de berekende faalkans voor macrostabiliteit binnenwaarts ongeveer rond de 1:10.000 per jaar zal liggen en voor een specifiek vak (nabij Kinderdijk) naar verwachting tussen 1:10.000 en 1:333 per jaar (bepaald bij een buitenwaterstand met een terugkeertijd van 1:30.000). De meest waarschijnlijke waterstand bij falen bezit een overschrijdingskans, die getalsmatig groter is dan de berekende faalkans, echter ter indicatie geldt dat bij een terugkeertijd van 1:333 hoort een rivierwaterstand van circa NAP + 3,20 m en bij 1:10.000 een rivierwaterstand van NAP + 3,50 tot NAP + 3,75 m).

Dit is beduidend hoger dan waterstand van NAP + 0,76 m, die Van Baars noemt in zijn rapport.

De gevonden faalkansen vanuit de door het waterschap uitgevoerde beoordeling voor de binnenwaartse stabiliteit van de gronddijken lijken voor het dijkvak nabij Kinderdijk af te wijken van het oordeel van Deltares in voorliggend rapport (faalkans van ca 1:333). Deltares beveelt aan de stabiliteitsanalyses vanuit beoordeling nader te beschouwen en de berekende faalkansen te duiden.

5.6 Conclusie met betrekking tot de acute waterveiligheidsrisico-vraag

Op basis van de huidige stand van het onderzoek zijn er géén redenen gevonden waarom de dijk tussen Kinderdijk en Schoonhovenseveer niet aan de destijds geldende norm en ontwerpmethodiek met betrekking tot de waterveiligheid zou voldoen en er zijn ook geen feiten geconstateerd die duiden op een acuut veiligheidsrisico t.a.v. de vigerende norm- en regelgeving.

Vervolgstap
Dit rapport gaat in op de vraag of er een acuut waterveiligheidsrisico is. Omdat dit acute veiligheidsrisico niet wordt geconstateerd, lijkt het logisch om in het beheer van dit dijktraject (ten aanzien van calamiteiten situaties of ten aanzien van de beoordeling) de reguliere aanpak te volgen conform de andere dijktrajecten, die eerder dan de dijk bij het traject KIS al versterkt waren met de oude normering.
In de rapportage van Van Baars worden nog een aantal andere kritiekpunten beschreven die niet zozeer een acuut waterveiligheidsrisico betreffen, maar lokaal onvoorziene effecten. Deze kritiekpunten zullen in een vervolgstudie nader worden beschouwd.

6 References

ABT. (6 januari 2014). *Dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer, Uitgangspunten Constructies in dijk v3 code 13013G.*

ADCIM. (2019). *Onderzoek naar wateroverlast lekdijk 385-388 Nieuw Lekkerland (doc 201600016-C-WA-006.pdf).*

Baars, p. d. (2021). *De Lekdijk is lekgestoken.* Van Baars.

CDVM. (04-08-2016). *Afwijking AW00419.*

CDVM. (11-11-2016). *Ontwerpnota UO Constructies tuimelkade DNL - F2-3 P16131475-ONO-OWN-10360.* CDVM.

CDVM. (17 maart 2016). *Berekeningnota UO Constructies binnentalud DNL F1-1 Documentnummer P16131475-BER-OWN-09414.*

CDVM. (20 april 2016). *Werkplan diepwanden Documentnummer P16131475-PLA-VCO-07683 v5.*

CDVM. (2015). *Werkplan boorpalen Documentnummer: P16131475-PLA-VCO-07684 v4.*

CDVM. (26-11-2015). *Afwijking AW-00328 Franki/De Vries Titan.*

CDVM. (27-08-2015). *Werkplan Verankering Doc-nummer: P16131475-PLA-VCO-07685 v2 Definitief.* CDVM.

CDVM. (30-09-2016). *Uitvoeringsnota UO Constructies tuimelkade DNL - F2-1 P16131475-ONO-OWN-10355 .* CDVM.

CDVM. (jan 2016). *Specifikatienota UO Constructies binnentalud DNL-H2 Documentnummer P16131475-SPE-OWN-07327.*

CDVM. (maart 2016). *Uitvoeringsnota UO Constructies binnentalud DNL - F1-1, documentnr.: P16131475-ONO-OWN-09416.*

CDVM. (maart 2016). *Uitvoeringsnota UO Constructies binnentalud DNL - F1-1, documentnr.: P16131475-ONO-OWN-09416.*

Commissie Vrijling. (13 juli 2013). *Behandeling adviesvraag m.b.t. toepassing palenscherm.* Prof, drs. ir. H. Vrijling.

Deltares. (12 juli 2012). *Verkenning beheer bodemligging Lek, bijlagen 1204817-000-ZWS-0044 Definitief.*

Deltares. (2013a). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie), rapport nr. 1205887-000-GEO-0016.*

Deltares. (2018). *Fenomenologische beschrijving faalmechanismen WBI .* Delft: Deltares.

Deltares. (29 januari 2013). *Toetsingskader: Niet bewezen dijkversterkingstechnieken KIS 1205394-001-GEO-0006.*

Deltares. (jan 2013). *Ontwerp zelfstandige waterkerende constructies (type I) dijkversterking KIS 1205887-014-GEO-0002-v2-r.*

Deltares. (juni 2011). *Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen 1201701-005-GEO-001.*

Deltares. (OSPW). *1205887-000 Ontwerprichtlijn stabiliteitschermen in primaire waterkeringen maart 1013.*

Deltares. (OSPW). *Ontwerprichtlijn stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen, Ontwerprichlijn voor WSRL (OSPW) 1205887-000-geo-0016-v6 Maart 2013.*

ENW. (1 feb 2010). *Schuifsterkte parameters en de Leidraad Rivieren.* ENW.

H. Larsen. (April 2014). *Proefpalen.*

Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016a). *Regeling veiligheid primaire waterkeringen 2017, Bijlage I: Procedure beoordeling veiligheid primaire waterkeringen.*

Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2016b). *Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit, WBI 2017, versie 2.1.*

Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017). *Schematiseringshandleiding Macro Stabiliteit; WBI 2017.* ministerie van IenM.

Ministerie van Infrastructuur en Milieu. (2017d). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen, Veiligheidsfactoren en belastingen bij nieuwe overstromingskansnormen, versie OI2014v4.*
POVM. (2018e). *Basisrapport Eindige-elementenmethode (onderdeel 6.2 6A) versie 1.0.*
POVM. (2019c). *POVM Publicatie - Stabiliteitsverhogende Langsconstructies.*
POVM. (2019e). *POVM Publicatie - EEM toepassing binnen het ontwerp, versie 1.1.*
POVM. (PPE). *POVM Publicatie Eeindige elementen methode 2020.*
POVM. (PPL). *POVM Publicatie Langsconstructies 2020.*
Rijkswaterstaat. (2016). *Handreiking ontwerpen met overstromingskansen.* Den Haag.
Rivierenland, Waterschap. (2012 a). *Bind-A Tekeningen Projectplan Waterwet.*
TAW. (1989). *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2, benedenrivieren.*
TAW. (1999). *Technisch rapport Zandmeevoerende wellen .* Technische Adviescommisie voor Waterkeringen.
TAW. (2001). *Waterkerende grondconstructies TR 19.* Den Haag.
Technische adviescommissie Waterkeringen. (1988). *Leidraad voor het ontwerp van rivierdijken deel 2.* Den Haag.
Technische adviescommissie Waterkerkigne. (1988). *Leidraad voor ontwerp van rivierdijken deel 2, benenderrivierdijken.* Den Haag.
Waterschap Rivierenland. (2012). *Bind-B Bindende documenten Tekeningen Projectplan Waterwet.*
Waterschap Rivierenland. (2012). *Nota Technische Uitgangspunten Dijkversterking Kinderdijk -Schoonhovenseveer.*
Waterschap Rivierenland. (2018). *Digitaal opleverdossier dikversterking KIS.* Tiel.
Waterschap Rivierenland. (sd). *Vraagspecificatie Eisen Dijkversterking Kinderdijk-Schoonhovenseveer.*
Witteveen+Bos. (2013). *Geotechnische rapportage dijkversterking Kinderdijk Schoonhovense veer.* Deventer.
Witteveen+Bos. (2013). *Geotechnische rapportage dijkversterking Kinderdijk Schoonhovense veer.* Deventer.

Begrippen, symbolen en afkortingen

Begrippen

Ankerlichaam	Het (grout)lichaam van de verankering dat de uittrekweerstand dient te mobiliseren
Autonome bodemdaling	Doorgaande maaiveldddaling ten opzichte van een referentiepeil als gevolg van het inklinken van slappe lagen door oxidatie en/of verdichting
Barettenwand	Een wand opgebouwd uit diepwandpanelen, die niet met een voegconstructie met elkaar verbonden zijn, maar los van elkaar staan
Belastingen	Op een constructie of waterkering uitgeoefende krachten. Macro-instabiliteit kan worden veroorzaakt door een combinatie van een hydraulische belasting (stijghoogte als functie van buitenwaterstand) en een mechanische belasting (gewicht, versnellingen)
Belastingeffect-factor	Partiële factor op spanningen, krachten en momenten in constructies. Deze is nodig is om voor constructieve integriteit dezelfde doelbetrouwbaarheid te bereiken als voor geotechnische stabiliteit, indien de partiële factoren op de grondsterkte alleen dekkend zijn voor het laatste geval
Betrouwbaarheidseis	Zie “doelbetrouwbaarheid”
Betrouwbaarheidsindex (β)	Waarde die de mate van ’betrouwbaarheid’ van een waterkering weergeeft. Een hoge waarde van de betrouwbaarheidsindex correspondeert met een kleine faalkans
Bezwijken	Het optreden van verlies van inwendig evenwicht (bijvoorbeeld afschuiven) en/of het optreden van verlies van samenhang in materiaal (bijvoorbeeld het verweken) en/of het optreden van ontoelaatbaar grote vervormingen van de waterkering
Buitenwaterstand	De waterstand aan de waterzijde (buitenzijde) van de kering, die direct onder invloed staat van waterstand op zee of de grote rivieren
Continue wanden	Zie ook doorgaande wand
Damwand	Een verticaal in de grond geplaatste wand die wordt gevormd door damwandprofielen
Decimeringshoogte	Absoluut verschil in hoogte tussen een waterstand met een bepaalde overschrijdingsfrequentie en een waterstand met een overschrijdingsfrequentie, die een factor 10 hoger of lager is
Discontinue wanden	Wanden waar de constructieve wandelementen niet aaneengesloten in het verlengde van elkaar worden aangebracht maar wel onderling met elkaar zijn verbonden door middel van een doorlopende gording
D-Geo Stability	Software voor glijvlakberekeningen
Diepwand	Een verticaal in de grond geplaatste doorgaande wand die bestaat uit betonnen gewapende panelen, die tegen elkaar zijn gestort

Dijktraject	Een deel van een primaire waterkering waarvoor in de (Water)wet een toelaatbare overstromingskans is geformuleerd
Dijkvak	Een deel van een dijktraject waarin voor het te toetsen faalmechanisme min of meer gelijke geometrie, dijkopbouw, ondergrond en hydraulische belastingen mogen worden verondersteld
Doelbetrouwbaarheid	De minimaal vereiste betrouwbaarheidsindex bij een bepaalde faalkanseis
Doorgaande wand	Een doorgaande langsconstructie waar de onderlinge elementen aansluitend zijn geplaatst en in zekere mate met elkaar zijn verbonden
Eindige-elementenmethode	(EEM) Numerieke methode voor het bij gegeven belastingen berekenen van spanningen, vervormingen en waterspanningen in grond en/of constructies, door middel van discretisatie in ruimte en tijd
Extreme hydraulische belastingcondities	De omstandigheden waarbij het in rekening te brengen waterspanningsverloop moet worden bepaald. Deze omstandigheden zijn verschillend voor binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit.
Faalmechanisme	De wijze waarop de waterkering zijn kerende functie verliest, bijvoorbeeld door macro-instabiliteit
Falen	Het overschrijden van een grenstoestand.
Freatische vlak	De vrije grondwaterspiegel, waar de waterdruk gelijk is aan nul
Glijvlakmodel	Rekenmodel waarmee de weerstand van een grondmoot tegen afschuiven langs een schuifvlak wordt berekend
Grenstoestand	Toestand waarin de sterkte van een waterkering of een onderdeel daarvan nog juist evenwicht maakt met de daarop werkende belastingen.
Groene dijk	Een dijk die zijn sterkte uitsluitend aan grond ontleent, zonder toepassing van constructieve elementen
Gemiddelde hoog water (GHW)	De gemiddelde hoogte van hoogwater op een locatie over een periode van 19 jaar (in een getijdegebied)
Heave	Situatie waarbij verticale korrelspanningen in een zandlaag wegvallen onder invloed van een verticale grondwaterstroming
Indringingslaag/Indringingszone	De verticale of horizontale afstand waarover in slappe lagen het effect van een hoogwatergolf op de waterspanning in rekening wordt gebracht
Karakteristieke waarde	Waarde van een stochastisch variabele met een voorgeschreven onder- of overschrijdingskans. De karakteristieke sterkte van grond is bijvoorbeeld de sterkte met 5 % onderschrijdingskans
Langsconstructie	Een (stabiliteitsverhogende) langsconstructie bestaat constructieve elementen in de langsrichting van een waterkering, die de weerstand tegen macro-instabiliteit vergroten
Lengte-effect	Invloed van de door ruimtelijke autocorrelatie bepaalde variaties van dijk- en ondergrondeigenschappen binnen een dijktraject op de faalkans van (een faalspoor binnen) dat dijktraject. Wiskundig gezien gelijk is aan de verhouding tussen de faalkans van een ″uniform″

	dijktraject en de faalkans van een dwarsdoorsnede uit dat traject
Macro-instabiliteit	Het afschuiven van grote delen van het grondlichaam van een dijk langs rechte of gebogen glijvlakken, dan wel het evenwichtsverlies ten gevolge van het ontstaan van grote plastische zones
Macrostabiliteit	De weerstand tegen macro-instabiliteit
Materiaalfactor (γ_m)	Partiële factor die op karakteristieke waarden van materiaalsterkte wordt toegepast om onzekerheden bij een referentiewaarde van de doelbetrouwbaarheid te verdisconteren
Modelfactor (γ_d)	Partiële factor die onzekerheden in berekeningsmethodes verdisconteert
Niet-kritische instabiliteit	Een niet kritische (talud)instabiliteit is een afschuiving, die achter de langsconstructie kan optreden, en die niet zal leiden tot een toename van de overstromingskans
Norm (ondergrenswaarde)	De jaarlijks maximaal toelaatbare overstromingskans van een dijktraject
Opbarsten	Scheuren (bezwijken) van de binnendijks gelegen afdekkende laag, die is opgedreven als gevolg van een te grote wateroverspanning in de daaronder gelegen watervoerende laag
Opdrijven	Opdrijven (hydraulische grondbreuk) treedt op als de waterdruk in de bodem groter wordt dan het gewicht van het bovenliggende grondpakket
Overconsolidatiegraad	De mate waarin de grond voorbelast is geweest, uitgedrukt in de grensspanning $\sigma'_{v,y}$ gedeeld door de effectieve verticale spanning σ'_v
Overstromingskans	De kans dat een gebied overstroomt doordat een dijktraject zijn kerende functie verliest
Palenwand	Een wand bestaande uit losstaande boorpalen, waarbij tussen de afzonderlijke palen bewust nog grond zit
Partiële veiligheidsfactor	Factor waarmee de representatieve waarden van sterkte en belasting worden aangepast om zeker te stellen dat gebruik van de resulterende rekenwaarden in een semi-probabilistische analyse leidt tot een faalkans kleiner dan de faalkanseis
PLAXIS	De eindige-elementensoftware die veelal wordt gebruikt voor geotechnische analyse van langsconstructies
Referentiehoogte	de referentiehoogte ofwel peil waaraan hoogtemetingen worden gerelateerd. Het Normaal Amsterdams Peil (meestal afgekort tot NAP) is de referentiehoogte in Nederland
Referentieontwerp	Een constructief ontwerp, dat binnen een bepaald ruimtebeslag mag worden ingewisseld voor een alternatieve techniek, die aan dezelfde functionele eisen als het referentieontwerp dient te voldoen
Representatieve waarde	De waarde die door toepassing van een partiële factor tot een rekenwaarde leidt. Doorgaans gelijk aan de ongunstig gekozen karakteristieke waarde
Rekenwaarde	De rekenwaarde is de representatieve waarde gedeeld door (sterkte) - of vermenigvuldigd met (belasting) - een partiële veiligheidsfactor

Restprofiel	Het in rekening te brengen profiel wanneer in de berekening bij het toepassen van een langsconstructie een niet-kritische taludinstabiliteit optreedt
Schadefactor (γ_n)	De minimaal benodigde stabiliteitsfactor in een semi-probabilistische glijvlakberekening die op conservatieve wijze correspondeert met de maximaal toelaatbare faalkans. De relatie tussen schadefactor en faalkans wordt bepaald door kalibratie op resultaten van semi-probabilistische en probabilistische berekeningen, voor meerdere representatieve gevallen
Schematiseringsfactor	Een partiële factor die op basis van een scenarioanalyse afdekt dat binnen het geschematiseerde dijkvak nog een meer ongunstige situatie kan voorkomen voor de deterministisch aangenomen geometrie, laagliggingen, stijghoogteverlopen en dergelijke.
Semi-probabilistische analyse	Een deterministische analyse waarin conservatieve rekenwaarden voor sterkte en belasting worden toegepast door karakteristieke waarden te combineren met partiële veiligheidsfactoren
Snedekrachten en -momenten	Krachten en momenten in de constructieve onderdelen die samen het spanningsverloop in de doorsnede bepalen
Snijden	Het lokaal bezwijken van grond rond (of tussen) de constructieve elementen
Stabiliteitsfactor	De factor waarin de verhouding tussen sterkte en belasting wordt uitgedrukt voor het mechanisme macrostabiliteit
Stabiliteitswand	Een langsconstructie die tot doel heeft om de weerstand tegen afschuiven te vergroten
Stochastische variabele	Een onzekere grootheid die wordt gekarakteriseerd door een kansverdelingsfunctie
Uiterste grenstoestand (UGT)	Voor een waterkering is dit de overgang naar door hoogwater veroorzaakte instabiliteit, overslag of erosie, als inleidende mechanismen voor overstroming
Uittrekweerstand	De trekweerstand die een ankerlichaam (meestal van grout) kan leveren
Unity Check	De verhouding tussen de rekenwaarde en de maximaal toelaatbare waarde van spanningen, krachten en momenten in constructies
Vak	Zie dijkvak
Variatiecoëfficiënt (V)	Quotiënt van standaardafwijking en verwachtingswaarde van een stochastische variabele. Wordt ook wel relatieve spreiding genoemd
Verankering	De constructie waarmee een langsconstructie aan bovenzijde wordt vastgezet door verbinding met een dieper gelegen ankerlichaam
Wrijvingshoek	De tangens van de wrijvingshoek (of meer formeel: de hoek van inwendige wrijving) beschrijft de verhouding tussen schuifsterkte en effectieve spanning. De waarde uit het laboratorium is afhankelijk van het type proef en van het rekniveau waarbij de verhouding wordt afgelezen

Verwachtingswaarde	Het gewogen gemiddelde van een stochastische variabele
Zelfstandige waterkering	Een wand die zelfstandig de waterkerende rol op zich neemt. Dit betreft zowel de hoogtefunctie als de stabiliteitsfunctie
Zetting	Verticale verplaatsing door inklinking van samendrukbare lagen in de ondergrond, als gevolg van een bovenbelasting, de eigen massa en verdere oorzaken

Voorgaande definities zijn waar mogelijk in lijn met de definities zoals gehanteerd in de wettelijke regeling 'Veiligheid primaire waterkeringen 2017' (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016a).

Symbolen

ΣM_{SF}	Multiplier Stability Factor. De factor waarmee de grondsterkte in *PLAXIS* integraal kan worden verlaagd voordat instabiliteit optreedt
α	Invloedsfactor die de belasting van de grond op het anker bepaald op basis van een ongedraineerde schuifsterkte van de grond
β	Betrouwbaarheidsindex
$\gamma_{...}$	Partiële factor
γ_b	Schematiseringsfactor
γ_d	Modelfactor
γ_m	Materiaalfactor
$\gamma_{n;os}$	Schadefactor voor de dijk met stabiliteitsverhogende langsconstructie t.b.v. de geotechnische stabiltieit
γ_n	Schadefactor voor de dijk met stabiltieitsverhogende langsconstructie t.b.v. de vaststelling van de snedekrachten en de ankerkrachten
γ_{add}	Belastingeffectfactor

Afkortingen

Bind-B	Nota Technische Uitgangspunten, WSRL (Waterschap Rivierenland, 2012)
CDVM	Aannemerscombinatie Dijkversterking Molenwaard
PPE	Basisrapport Eindige-Elementenmethode (EEM), (POVM, 2018e).
EEM	Eindige-elementenmethode
ENW	Expertise Netwerk Waterveiligheid
KPR	Kennisplatform Risicobenadering
LOR2	Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, Benedenrivieren, TAW 1989
MHW	Maatgevend Hoogwater. Tegenwoordig aangeduid met WBN: waterstand bij norm
OI2014v4	Ontwerpinstrumentarium voor primaire keringen, versie 4 (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2017d)
ON	Opdrachtnemer
OG	Opdrachtgever
OSPW	Ontwerprichtlijn Stabiliteitsschermen in Primaire Waterkeringen (Deltares, 2013a)
POVM	Projectoverstijgende Verkenning Macrostabiliteit
PPE	POVM publicatie Eindige Elementen toepassing binnen het ontwerp (POVM, 2019e)
PPL	POVM publicatie Stabiliteitsverhogende Langsconstructies (POVM, 2019c)
SHANSEP	Stress History and Normalized Soil Engineering Properties

SHM	Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit (Ministerie van Infrastructuur en Milieu, 2016b)
STBI	Stabiliteit binnenwaarts
STR	Structural (gebruikt in relatie tot faalmechanismen)
TAW	Technische Adviescommissie Waterkeringen
UGT	Uiterste Grenstoestand
UO	Uitvoeringsontwerp
VSE	Vraagspecificatie Eisen
WBI	Wettelijk BeoordelingsInstrumentarium
WBN	Waterstand bij Norm, met een overschrijdingskans die getalsmatig gelijk is aan de wettelijke norm (voorheen genoemd: MHW, maatgevend hoogwater)