RAPPORT

Veiligheidsanalyse Dijkverbetering IJsseldijk Apeldoorns Kanaal

Klant: Waterschap Vallei en Veluwe

Referentie: WATRC_BE5115_R0006

Versie: 01/Finale versie

Datum: 31-10-2016

Royal HaskoningDHV
Enhancing Society Together

HASKONINGDHV NEDERLAND B.V.

Laan 1914 no.35
3818 EX Amersfoort
Netherlands
Water
Trade register number: 56515154

+31 88 348 20 00 **T**
+31 33 463 36 52 **F**
info@rhdhv.com **E**
royalhaskoningdhv.com **W**

Titel document: Veiligheidsanalyse Dijkverbetering IJsseldijk Apeldoorns Kanaal

Ondertitel:
Referentie: WATRC_BE5115_R0006
Versie: 01/Finale versie
Datum: 31-10-2016
Projectnaam: Dijkversterking IJsseldijk Apeldoorns Kanaal
Projectnummer: BE5115
Auteur(s): Ilse Hergarden, Sytske Stuij

Opgesteld door: Peter van der Scheer, Ilse Hergarden

Gecontroleerd door: Jan Cirkel

Datum/Initialen: 31 oktober 2016

Goedgekeurd door: David Heikens

Datum/Initialen: 31 oktober 2016

Classificatie
Projectgerelateerd

Disclaimer

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

Royal HaskoningDHV

Inhoud

1 Inleiding 1
1.1 Aanleiding en doelstelling 1
1.2 Projectgebied 2
1.3 Generieke beschrijving aanpak en proces 3
2 Normen en instrumentaria 4
2.1 Vigerende en nieuwe norm 4
2.2 Gebruik Ontwerp Instrumentarium 2014 4
2.3 Signaalkans en Maximaal Toelaatbare kans voor dit traject 4
2.4 Referentiejaar 5
2.5 Faalkanseis per faalmechanisme 5
2.5.1 Faalkansruimte en bepaling faalkanseis 5
2.5.2 Macrostabiliteit binnenwaarts en piping 6
2.5.3 Buitenwaartse Macrostabiliteit 6
2.5.4 Opbarsten 7
2.5.5 Overige mechanismen 7
2.5.6 Samenvatting faalmechanismen met gekoppelde faalkans 7
3 Hydraulische Belastingen 8
3.1 Uitgangspunten 8
3.1.1 Hydra Zoet 8
3.1.2 Klimaatscenario's 10
3.1.3 Scenario's rivierverruimende maatregelen 11
3.1.4 Onzekerheidstoeslagen 11
3.1.5 Dijkvakindeling 11
3.2 Hydraulische belasting voor stabiliteit – waterstanden 13
3.2.1 Berekende resultaten Hydra-Zoet voor 2015, 2050 en 2100 14
3.2.2 Vertalen rekenresultaten naar zichtjaren 2035, 2070 en 2120 16
3.3 Hydraulisch belastingniveau Overloop/overslag 17
4 Overloop en golfoverslag 20
4.1 Gedetailleerde toets per dijkvak 21
4.1.1 Dijkvak 1: 52-653.2 – 52.657 21
4.1.2 Dijkvak 2: 52-657 – 52-662 22
4.1.3 Dijkvak 3: 52-662 – 52-666 23
4.1.4 Dijkvak 4: 52-666 – 52-676 24
4.1.5 Dijkvak 5: 52-676 – 52-676.1 25
4.1.6 Dijkvak 6: 52-676.1 – 52-677 26
4.1.7 Dijkvak 7: 52-677 – 52-681 26

5 Geotechnische faalmechanismen 28

5.1 Uitgangspunten 28

5.1.1 Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren 28

5.1.2 Waterspanningsverloop 29

5.1.3 Maatgevende dwarsprofielen en bijbehorende ondergrond 30

5.1.4 Eigenschappen ondergrond 35

5.2 Piping en heave 36

5.3 Macrostabiliteit binnenwaarts 39

5.4 Macrostabiliteit buitenwaarts 41

5.5 Voorlandstabiliteit 42

5.6 Microstabiliteit 43

5.7 Beoordeling constructies 44

5.8 Resumé 44

6 Beschadiging bekledingen en erosie dijklichaam 45

6.1 Selectie bekledingen 45

6.2 Hydraulisch belastingniveau / golfcondities grasbekleding 45

6.3 Beoordeling grasbekleding 45

7 Niet waterkerende objecten 48

7.1 Beoordeling 48

8 Conclusies en aanbevelingen 49

8.1 Conclusies 49

8.2 Aanbevelingen 51

9 Referenties 52

Bijlagen

I. Profielen

II. Grondonderzoek

III. Toetsresultaten Hoogte

IV. Toetsresultaten Piping/Heave en Microstabiliteit

V. Toetsresultaten Macrostabiliteit

VI. Afleiding parameters piping analyse

VII. Kaart met resultaat veiligheidsanalyse

1 Inleiding

Het Waterschap Vallei en Veluwe (WVV) heeft Royal HaskoningDHV de opdracht gegeven voor het uitvoeren van een veiligheidsanalyse voor de versterking van de IJsseldijk langs het Apeldoorns Kanaal (pand 5 en 6) en het opstellen van een voorkeursalternatief.
De veiligheidsanalyse sluit aan bij de nieuwe overstromingskansnormen. Het Wettelijke Beoordelings Instrumentarium waarmee de waterkeringen moeten worden getoetst komt pas in 2017 beschikbaar. Wel is het Ontwerp Instrumentarium 2014 v3 (OI2014.v3) [1] [1] beschikbaar voor de HWBP projecten. Dit OI2014 v3 is gebruikt om bovengenoemd dijktraject te analyseren.

1.1 Aanleiding en doelstelling

In de derde toetsronde is de primaire waterkering langs de IJssel tussen Hattem en Wapenveld grotendeels afgekeurd. Deze waterkering maakt onderdeel uit van dijkring 52 – Oost Veluwe. Met name het traject dat direct langs het Apeldoorns Kanaal (kanaalpand 5 en 6) is gelegen voldoet niet aan de huidige norm. De waterkering is afgekeurd op de faalmechanismen hoogte, piping en stabiliteit van de constructie. De waterkering is opgenomen in het Hoogwaterbeschermingsprogramma.

Echter, sinds het gereedkomen van de derde toetsronde zijn nieuwe normen voor de waterkeringen voorgesteld in het Deltaprogramma 2015. Deze nieuwe normen zijn gebaseerd op een overstromingskans en hebben daarmee een andere veiligheidsfilosofie dan de huidige normen die zijn gebaseerd op een overschrijdingskans van de hydraulische belasting. In het HWBP wordt vooruitgekeken naar de normen die zijn voorgesteld in het Deltaprogramma. De verwachting is dat deze normen in 2017 worden vastgesteld en de versterkingsprojecten dienen hierbij aan te sluiten.

Het doel van deze veiligheidsanalyse is om de scope van het dijkversterkingsproject IJsseldijk Apeldoorns Kanaal te bepalen indien gebruik wordt gemaakt van de nieuwe overstromingskansnormen en de bijbehorende instrumentaria. Deze veiligheidsanalyse kan worden gezien als een voorschot op de vierde toetsronde die in 2017 wordt gestart. Door gebruik te maken van het OI2014 v3 wordt op dit moment zo goed als mogelijk aangesloten bij het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium (WBI2017) dat later pas beschikbaar komt.

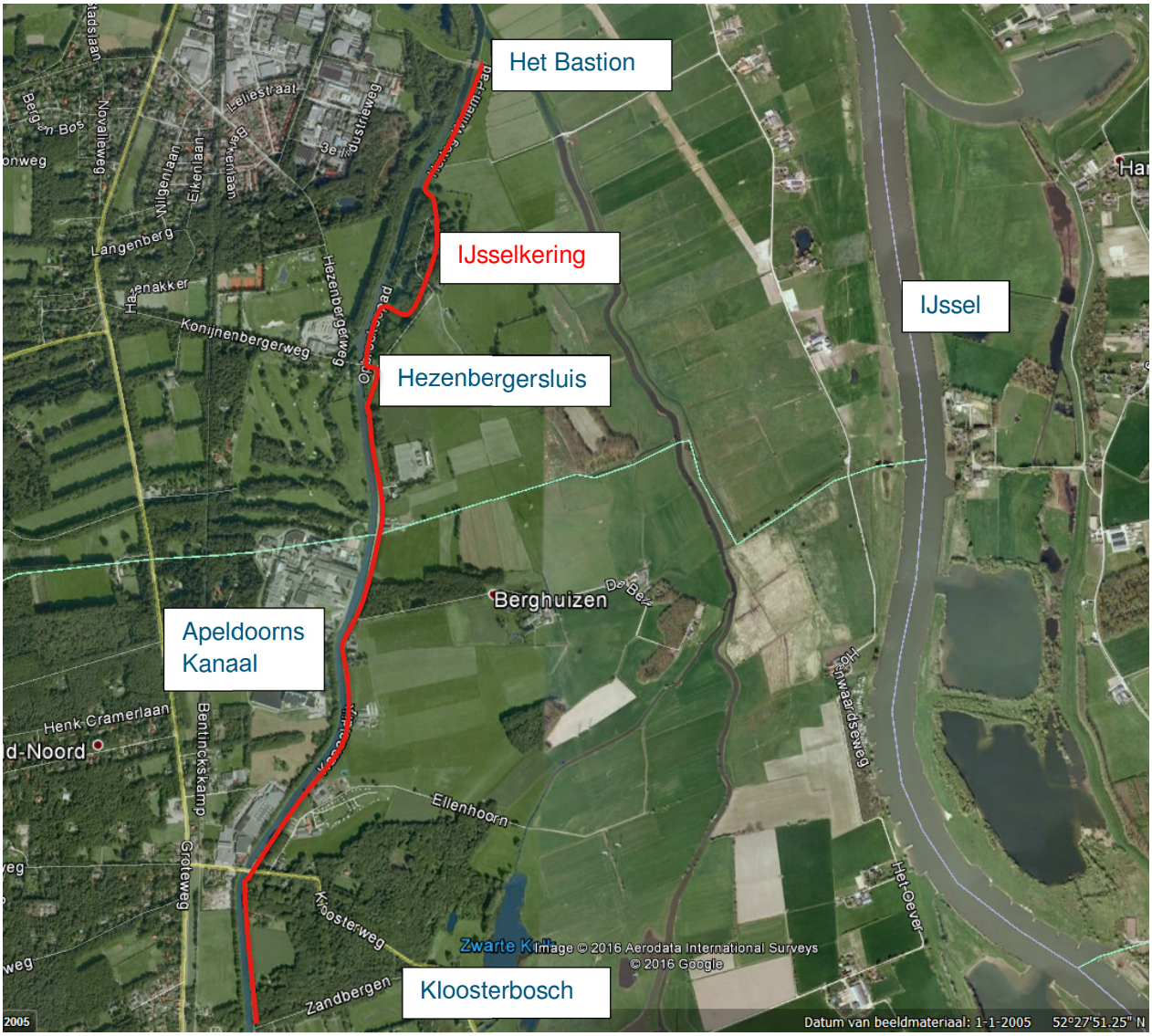
De basis voor de inhoudelijke uitewerking van deze Veiligheidsanalyse wordt gevormd door de eerder opgestelde uitgangspuntennotitie [18] waarin de onderbouwing van gehanteerde uitgangspunten nader is beschreven. Voor de onderbouwing en toelichting wordt in voorliggende rapportage naar deze notitie verwezen. In deze Veiligheidsanalyse wordt de scope van het dijkversterking van de IJsseldijk bij het Apeldoorns Kanaal in meer detail vastgesteld. Deze scope sluit aan bij de nieuwe overstromingskansnormen zoals deze zijn uitgewerkt in het Deltaprogramma (Deltabeslissing Waterveiligheid). Het Wettelijke Beoordelings Instrumentarium waarmee de waterkeringen moeten worden getoetst conform deze nieuwe normen komt pas in 2017 beschikbaar. Wel is het Ontwerp Instrumentarium 2014 (OI2014) beschikbaar gekomen voor lopende HWBP projecten. Het doel van het gebruik van het OI2104 in lopende projecten is om te voorkomen dat waterkeringen die nu worden versterkt in de eerstvolgende toetsronde (waarin wordt getoetst aan de nieuwe normen) als onvoldoende worden beoordeeld. Om de scope van het dijkversterkingsproject verder aan te scherpen wordt in deze Veiligheidsanalyse het Ontwerp Instrumentarium 2014 versie 3 (OI2014 v3) [1] gebruikt. Concreet betekent dit dat de dijktrajecten die in de derde wettelijke toetsronde als onvoldoende zijn getoetst opnieuw beoordeeld worden. Echter nu niet met het vigerende toetsinstrumentarium (VTV2006) [13], maar met de nieuwe rekenregels uit het OI2014. Omdat nog onduidelijkheden zijn omtrent het

[1] *OI2014V4 en een conceptversie van het WBI zullen waarschijnlijk medio december beschikbaar komen. Inmiddels is bekend dat er verschillen zullen zijn tussen V3 en V4. V4 is echter nog niet beschikbaar op dit moment..*

beoordelingscriteria, is de toets zodanig ingestoken dat gebruik wordt gemaakt van bandbreedtes. Op deze manier wordt getracht inzicht te krijgen in de gevoeligheden en onzekerheden van de veiligheid van de waterkering.

1.2 Projectgebied

De te beschouwen kering moet in geval van hoogwater op de IJssel functioneren als primaire waterkering. Direct aan de binnenteen van de kering bevindt zich het Apeldoornskanaal. Het traject loopt van Kloosterbosch, via de Hezenbergersluis naar keersluis Het Bastion. Het zomerbed van de IJssel ligt op 1 à 2 km van de dijk.



Figuur 1-1: Projectgebied met afgekeurde keringen

1.3 Generieke beschrijving aanpak en proces

Het project is grofweg opgedeeld in de volgende fasen:

1 Vaststellen Plan van Aanpak en Technische Uitgangspunten veiligheidsanalyse en alternatievenstudie [18].

2 Uitvoeren verkennende berekening stabiliteit binnenwaarts ter inschatting van effect van ongedraineerd rekenen en onderbouwing aanvullend grondonderzoek.

3 Opstellen grondonderzoeksplan en (laten) uitvoeren van aanvullend grondonderzoek [ref].

4 Uitvoeren veiligheidsanalyse en rapporteren veiligheidsanalyse (voorliggend rapport).

5 Uitvoeren en rapporteren alternatievenstudie en keuze voorkeursalternatief (volgt in latere fase).

2 Normen en instrumentaria

2.1 Vigerende en nieuwe norm

De vigerende overschrijdingskansnorm van dijkring 52 is 1/1.250 per jaar. Deze norm is een overschrijdingskans van de hydraulische belasting vanuit de IJssel.

In het Deltaprogramma 2015 is een nieuwe norm voor afzonderlijke trajecten binnen de dijkringen voorgesteld. Deze norm heeft de vorm van een overstromingskans. De volgende norm is in het Deltaprogramma voorgesteld voor het dijktraject van pand 5 en pand 6 van het Apeldoorns Kanaal:

- Normtraject 52-4: overstromingskans 1/3.000 per jaar (signaalwaarde)
  De lengte van dit normtraject is 4,5 km en het te versterken dijktraject (met een lengte van circa 3,1 km) ligt geheel binnen het normtraject.

Voor dit project geldt de nieuwe norm uit het Deltaprogramma 2015 als uitgangspunt voor zowel de Veiligheidsanalyse als voor de Variantenstudie.

2.2 Gebruik Ontwerp Instrumentarium 2014

Het tijdelijke Ontwerp Instrumentarium 2014 (OI2014 v3) [1] is door RWS opgesteld om, voor de projecten in het Hoogwaterbeschermingsprogramma die van start gaan, aan de hand van de huidige leidraden en technische rapporten te kunnen ontwerpen op basis van een overstromingskans.
Voor het ontwikkelen van het ontwerpinstrumentarium is een doorgroeimodel gehanteerd. Dit betekent dat er regelmatig nieuwe versies worden voorzien waarin de laatste ontwikkelingen zijn meegenomen. In juli 2015 is OI2014 v3 uitgebracht.
Aanvullend op het OI2014 v3 is de rapportage ‘Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden voor HWBP 2015 projecten’ [3] uitgebracht. In overleg met het Kennisplatform Risicobenadering is afgestemd dat de werkwijze voor het project ‘Mastenbroek’ ook voor de Verkenning Apeldoorns Kanaal wordt aangehouden. Aanvullend op de werkwijzer is op donderdag 14 juli een overleg geweest met het Kennisplatform Risicobenadering (KPR). Naar aanleiding van dat overleg is er op 21 juli 2017 een aangepaste werkinstructie verstuurd [16]. Deze werkinstructie is toegepast in de veiligheidsanalyse.

Vanwege het ontbreken van een toets- of beoordelingsinstrumentarium volgens de nieuwe overstromingskansfilosofie wordt in de veiligheidsanalyse het OI2014 v3 toegepast als toetsinstrumentarium. Ten aanzien van de rekenregels wordt opgemerkt dat de rekenregels uit het OI2014 v3 voor zover nu bekend zo goed als mogelijk aansluiten bij de ontwikkeling van het Wettelijk Beoordelingsinstrumentarium 2017. Op deze manier sorteert het project voor op de besluitvorming in 2017.

2.3 Signaalkans en Maximaal Toelaatbare kans voor dit traject

De normen die in het Deltaprogramma zijn afgeleid zijn gedefinieerd als een ‘Signaalkans’ (ook wel Middenkans genoemd). Deze Signaalkans biedt de beheerders de tijd om de waterkering te versterken nadat de Signaalkans is overschreden, maar voordat de ondergrens wordt overschreden.

De huidige leidraden en technische rapporten zijn opgesteld op basis van een ondergrens filosofie. De benodigde veiligheid voor de waterkering gedurende de planperiode wordt immers gerealiseerd door opslagen op de ontwerpwaterstand. In het OI2014 dient de Signaalkans dan ook vertaald te worden naar een ondergrens: de Maximaal Toelaatbare Kans. In het OI2014 v3 wordt gesteld dat de Maximaal

Toelaatbare Kans 3 maal de Signaalkans is. Vervolgens wordt deze kans afgerond naar de veiligheidsklasse volgens het 1-3-10 systeem. In Tabel 2-1 zijn de normen weergegeven zoals die binnen dit project worden gehanteerd.

Tabel 2-1: De faalkansnormen conform het Deltaprogramma en het OI2014 v3 (kansen per jaar)

Kans	Traject 52-4 Apeldoorns Kanaal
Signaalkans	1 / 3.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 1.000

2.4 Referentiejaar

Het referentiejaar 2035 wordt aangehouden voor de Veiligheidsanalyse. De reden hiervoor is dat volgens de nieuwe veiligheidsfilosofie de faalkans van de waterkering nooit groter mag worden dan de maximaal toelaatbare kans. Het jaar 2035 is aangehouden om er voor te zorgen dat de resultaten van de veiligheidsanalyse zoveel mogelijk overeenkomen met de verwachte resultaten van de vierde toetsronde. De vierde toetsronde loopt van 2017 t/m 2023. Bij die toets wordt 12 jaar vooruit gekeken. Indien een waterkering wordt goedgekeurd in de vierde toetsronde moet deze minimaal in 2035 (2023+12 jaar) voldoen aan de Maximaal Toelaatbare Kans.

2.5 Faalkanseis per faalmechanisme

2.5.1 Faalkansruimte en bepaling faalkanseis

De Maximaal Toelaatbare Kans, zoals in Tabel 2-1 is afgeleid, dient te worden uitgesplitst naar verschillende faalmechanismen. Dit resulteert in faalkanseisen per faalmechanisme. In het OI2014 v3 is de onderstaande faalkansruimteverdeling afgegeven.

Tabel 2-2: Standaard faalkansruimteverdeling conform [1]

Type waterkering	Faalmechanisme	Type traject	
		Zandige kust	Overig (dijken)
Dijk	Overloop en golfoverslag[a,b]	0,0	0,24
	Opbarsten en piping	0,0	0,24
	Macrostabiliteit binnenwaarts	0,0	0,04
	Beschadiging bekleding en erosie	0,0	0,10
Kunstwerk	Niet sluiten	0,0	0,04
	Piping	0,0	0,02
	Constructief falen	0,0	0,02
Duin	Duinafslag	0,70	0,0 / 0,10[c]
Overig		0,30	0,30 / 0,20
Totaal		**1,0**	**1,0**

Het OI2014 v3 geeft ruimte om de standaard faalkansverdeling aan te passen om zo de versterkingsopgave voor een project te optimaliseren. Uit de vorige toetsronde blijkt dat de kering op verschillende faalmechanismen is afgekeurd. Op voorhand is geen mechanisme uit te sluiten. Voor de veiligheidsanalyse is daarom de standaard faalkansruimte verdeling aangehouden. Mogelijk dat bij het uitwerken van de varianten de faalkansruimte wordt herverdeeld, indien uit te analyse blijkt dat één (of meerdere) faalmechanisme niet (of minder) relevant zijn.

Royal HaskoningDHV

2.5.2 Macrostabiliteit binnenwaarts en piping

De faalkanseis voor de faalmechanismen 'Opbarsten en piping' en 'Macrostabiliteit binnenwaarts' is bepaald conform:

$$P_{eis.i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{(1 + \frac{a \cdot L_{traject}}{b})}$$

Waarin P_{norm} de Maximaal Toelaatbare Kans voor het dijktraject is, ω de faalkansruimtefactor, a de fractie van de lengte gevoelig voor het mechanisme en b de lengte van onafhankelijke, equivalente vakken. De laatste 2 zijn in het OI2014 v3 vastgelegd, zie onderstaande tabel. Het te beschouwen traject valt in watersysteem Bovenrivieren[2].

Tabel 2-3: Parameters t.b.v.bepalen faalkanseis per faalmechanisme conform [1]

Faalmechanisme	**Watersysteem**	**Parameter a [-]** *fractie van de lengte gevoelig voor faalmechanisme*	**Parameter b [m]** *lengte van onafhankelijke, equivalente vakken*
Opbarsten & piping	Bovenrivieren	0,90	300
	Overig	0,40	300
Macrostabiliteit Binnenwaarts	Alle	0,033	50

In de tabel van de faalkansfactor (zie Tabel 2-2) zijn alleen macrostabiliteit binnenwaarts en piping en opbarsten concreet opgenomen. Alle overige geotechnische faalmechanismen zijn onder 'overige' geschoven. Hierover is nog geen uitspraak gedaan.

De lengte van het dijktraject om tot bovenstaande faalkanseisen te komen is als volgt:

- Dijktraject 52-4: 4.500 m

2.5.3 Buitenwaartse Macrostabiliteit

In OI2014 v3 is geadviseerd om voor de buitenwaartse stabiliteit een faalkanseis vast te stellen die een factor 10 hoger is ten opzichte van de binnenwaartse stabiliteit, omdat buitenwaartse instabiliteit niet gecorreleerd is aan een hoogwater (het gevolg is een lagere betrouwbaarheidsindex en lagere schadefactor). Dit komt overeen met de oude systematiek uit Leidraad Rivieren, zie onderstaand de oude formule uit Leidraad Rivieren.

$$\beta = \Phi^{-1}(P_{loc.toel}) = \Phi^{-1}\left(\frac{f \cdot norm}{\left(1 + \alpha \frac{L}{l}\right) P_{f|inst}}\right)$$

β conform Leidraad Rivieren

$$\beta_{eis;i} = \Phi^{-1}(P_{eis;i}) = \Phi^{-1}\left(\frac{\omega \cdot Pnorm}{(1 + a\frac{L}{b})}\right)$$

β conform OI2014 v3

Kleine letter l is in de nieuwe methode b en α is a. De factor $P_{f|inst}$ is in de nieuwe methode OI2014 v3 vervallen. Dit is de factor waarmee de correlatie met hoogwater werd aangegeven. $P_{f|inst}$ = 1,0 werd

[2] *Conform bijlage A van OI2014 v3. Daarnaast sluit het gebied voor wat betreft kenmerken, functioneren en bodemopbouw beter aan bij Bovenrivieren, dan Benedenrivieren (zandige ondergrond).*

toegepast voor correlatie met hoogwater (en daarmee wordt de nieuwe formule verkregen) en P_{fjinst} = 0,1 werd toegepast voor het mechanisme niet gecorreleerd aan hoogwater, welke het geval is voor Macrostabiliteit Buitenwaarts. Voor de buitenwaartse stabiliteit is deze P_{fjinst} weer geïntroduceerd, deze wordt in dit project ook gehanteerd[3].

2.5.4 Opbarsten

Voor de faalmechanismen piping en opbarsten is een faalkansruimte opgegeven, maar voor de rekenmethode van Opbarsten is in de formules zelf geen koppeling gemaakt aan een faalkans. Daarom wordt er verder geen aandacht besteedt aan de faalkansruimte voor opbarsten. In [18] is ingegaan op de rekenmethode voor opbarsten.

2.5.5 Overige mechanismen

Voor onderstaande geotechnische mechanismen is de rekenmethode niet gekoppeld aan een faalkans.

- Microstabiliteit.
- NWO's.
- Voorlandstabiliteit.
- Aansluitingen op constructie(s).

In de nieuwe normering zijn geen wijzigingen ten opzichte van de vigerende normering voor deze mechanismen opgenomen.

In hoofdstuk 6 is de beschouwing van de dijkbekleding beschreven.

2.5.6 Samenvatting faalmechanismen met gekoppelde faalkans

Bovenstaande resulteert in de faalkanseisen per traject voor macrostabiliteit binnenwaarts, macrostabiliteit buitenwaarts en piping zoals zijn weergegeven in Tabel 2-4, zie ook Tabel 2-5. Voor de overige mechanismen zijn geen specifieke faalkanseisen afgeleid.

Tabel 2-4: Faalkanseisen per faalmechanisme per traject (per jaar)

Faalmechanisme	Nieuwe normering Faalkanseis per faalmechanisme	Nieuwe normering betrouwbaarheidsindex β per faalmechanisme
Macrostabiliteit binnenwaarts	1/99.250	4,26
Macrostabiliteit Buitenwaarts	1/9.925	3,72
Piping	1/60.471	4,15

Tabel 2-5: Afleiding Faalkanseisen per faalmechanisme traject 52-4

Formule	Macrostabiliteit binnenwaarts	Macrostabiliteit buitenwaarts	Piping
$P_{eis.i} = \frac{P_{norm} \cdot \omega}{(1+\frac{a \cdot L_{traject}}{b})}$	P_{norm} = 1/1000 ω = 0,04 a = 0,033 b = 50 m L = 4500 m P_{fjinst} = 1,0	P_{norm} = 1/1000 ω = 0,04 a = 0,033 b = 50 m L = 4500 m P_{fjinst} = 0,1	P_{norm} = 1/1000 ω = 0,24 a = 0,90 b = 300 m L = 4500 m P_{fjinst} = 1,0
	P_{eis} = 1 / 99.250	P_{eis} = 1 / 9.925	P_{eis} = 1 / 60.471

[3] *Vooralsnog wordt voor buitenwaartse stabiliteit P_{fjinst} = 0,1 gehanteerd. Deze factor kan in een latere fase eventueel nog (onderbouwd) worden verlaagd, indien dit nodig blijkt en verantwoord is.*

3 Hydraulische Belastingen

In dit hoofdstuk zijn de hydraulische belastingen voor de Veiligheidsanalyse van de Dijkversterking IJsseldijk Apeldoorns Kanaal afgeleid.

3.1 Uitgangspunten

3.1.1 Hydra Zoet

Door Rijkswaterstaat zijn databases voor Hydra Zoet beschikbaar gesteld voor 2015, 2050 en 2100. Het afleiden van de hydraulische randvoorwaarden gebeurt voor elk van deze databases. In Hydra-Zoet zijn locaties gedefinieerd waarvoor hydraulische belastingen kunnen worden bepaald. Voor deze veiligheidsanalyse betreft het locaties langs de IJssel (Figuur 3-1).

Figuur 3-1: Relevante locaties uit Hydra-Zoet (geel gemarkeerd met label), het dijktraject dat deel uit maakt van de scope is rood gemarkeerd.

Uit Figuur 3-1 blijkt dat er in Hydra-Zoet nauwelijks uitvoerpunten aanwezig zijn in het projectgebied. Het punt 11-1 is beschikbaar aan de noordzijde en de punten 52-15 en 52-16 aan de zuidzijde.

Voor de zichtjaren 2035 en 2070 wordt lineair geïnterpoleerd. Voor het bepalen van de waterstanden wordt gebruik gemaakt van de 'Werkwijze bepaling Hydraulische Ontwerprandvoorwaarden voor HWBP 2015 projecten' [3] en de aanvullende werkinstructie [16]. De aangepaste werkinstructie is door KPR opgesteld naar aanleiding van een analyse van de eerste resultaten. Aanvullend dient er rekening te worden gehouden met de uitgangspunten/aspecten zoals opgesomd in onderstaand kader.

- **Gebruikte model is Hydra-Zoet, versie 1.6.3**
- **Gebruikte database IJssel- en Vechtdelta en de werkinstructie voor het HWBP-project Mastenbroek – IJssel is aangehouden.**
- **De afvoerstatistiek is gebruikt conform GRADE: hiertoe zijn de *.txt bestanden in de installatie map van Hydra-Zoet vervangen.**
- **Er is met 4 verschillende overslagdebieten gerekend, namelijk 0,1; 1,0; 5,0 en 10,0 l/s/m om inzicht te krijgen in het effect op de hoogte opgave.**
- **Het dijktraject overlapt niet met de Hydra-Zoet locaties. Daarom worden de profielen berekend met zowel locatie 11-1 als 52-16. Hierbij worden voor ieder dijkvak de strijklengtes en de bodemhoogten ingevoerd voor beide Hydra-Zoet locaties. Het resultaat van deze beide locaties wordt per profiel geïnterpoleerd naar het desbetreffende dijkvak.**
- **Hydra-Zoet locatie dijkring 52–15 is niet meegenomen. Voor zowel locatie 15 als 16 zijn berekeningen uitgevoerd. De verschillen in de resultaten zijn enkele centimeters, waarbij de resultaten voor locatie 16 iets 'conservatiever' zijn. Daarnaast ligt locatie 16 dichterbij het traject dan 15.**
- **Voor het bepalen van de strijklengtes is gebruik gemaakt van de beschikbare AHN2 bodemdata en worden begrensd waar de bodem hoger is dan NAP +5.0 m. Per dijkvak/berekend profiel zijn de strijklengtes bepaald en handmatig aangepast in Hydra-Zoet, voordat de berekeningen zijn uitgevoerd. Een overzicht van deze strijklengtes per berekend profiel is te vinden in bijlage III.**
- **Bij de interpolatie naar 2035 kan niet direct worden geïnterpoleerd tussen de waterstanden van 2015 en 2050. Dit komt omdat het Reevediep vanaf 2020 in gebruik is. Voor de interpolatie dient gebruik te worden gemaakt van een fictieve situatie waarbij in 2015 het Reevediep ook in gebruik is om te voorkomen dat de waterstand wordt overschat.**
- **Bij de interpolatie naar 2070 kan niet direct worden geïnterpoleerd tussen de waterstanden van 2050 en 2100. Dit komt doordat het IJsselmeerpeil na 2080 niet meer meestijgt met de zeespiegel. Voor de interpolatie moet gebruik worden gemaakt van de situatie in 2100 waarbij het IJsselmeerpeil tot 2100 met de zeespiegel meestijgt omdat anders de waterstand in 2070 wordt onderschat.**

De Maximaal Toelaatbare Kans wordt gebruikt om de hydraulische belastingen te bepalen die het uitgangspunt zijn voor de veiligheidsanalyse en variantenstudie. In het OI2014 v3 wordt hiervoor onderscheid gemaakt in het faalmechanisme Overloop/overslag en de overige faalmechanismen.

Voor Overloop/overslag wordt de volgende formule gegeven:

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

Waarin:

$P_{eis,i}$ de overschrijdingskans van de hydraulische belasting waarbij een kritiek overslagdebiet optreedt en de waterkering faalt. Het kritieke overslagdebiet is hierbij afhankelijk van de kwaliteit van de grasmat op het binnentalud.

P_{norm} de Maximaal Toelaatbare Kans voor de waterkering.

ω de faalkansruimte voor overslag (0,24).

N maat voor het lengte-effect. Voor het dijktraject 52-4 is een N-waarde van 1 afgegeven.

Voor de overige faalmechanismen wordt in het OI2014 v3 aangegeven dat de overschrijdingsfrequentie van de hydraulische belasting voor het ontwerp getalsmatig gelijk is aan de Maximaal Toelaatbare Kans van de waterkering. Deze waterstand wordt ook gebruikt voor de veiligheidsanalyse en variantenstudie. Voor de geotechnische faalmechanismen betekent dit dat een maatgevend hoogwaterstand met een overschrijdingsfrequentie van 1/1.000 per jaar wordt gehanteerd. Voor de grasbekleding op het buitentalud worden golfcondities bepaald met een overschrijdingsfrequentie van 1/1.000 per jaar (Q-variant).

In Tabel 3-1 is de afleiding van de Maximaal Toelaatbare Kans naar de overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingniveaus voor de verschillende faalmechanismen uitgewerkt voor dit project.

Tabel 3-1: Overschrijdingsfrequenties van de hydraulische belastingen conform het OI2014

Kans	Traject 52-4 Apeldoorns Kanaal
Signaalkans	1 / 3.000
Maximaal Toelaatbare kans	1 / 1.000
Hydr. Belasting kruinhoogte[1)]	**1 / 4.170**
Waterstand overige faalmechanismen[1)]	**1 / 1.000**

[1)] De kansen betreffende de hydraulische belasting van de kruinhoogte en de waterstand van de overige mechanismen zijn overschrijdingsfrequenties.

3.1.2 Klimaatscenario's

Bij het ontwerpen van nieuwe waterkeringen wordt rekening gehouden met effecten van klimaatverandering zoals een verhoging van de zeespiegel of een hogere afvoer op de rivier. Door het KNMI zijn verschillende klimaatscenario's uitgewerkt. In dit project wordt, conform het OI2014 v3, het klimaatscenario W+ toegepast.

In de databases die zijn aangeleverd voor Hydra Zoet zijn de hogere afvoeren door klimaatverandering reeds doorgevoerd.

Het IJsselmeerpeil zal door de klimaatverandering ook stijgen. Hierbij wordt uitgegaan dat het peil vanaf 2050 mee stijgt met de zeespiegel. Door het realiseren van extra spui- en pompcapaciteit is het de verwachting dat het IJsselmeerpeil tot 2050 kan blijven gehandhaafd. In de werkinstructie [16] is aangegeven dat er na 2080 geen stijging meer mag worden aangehouden voor het IJsselmeer. Het is de verwachting dat er aanvullende spuicapaciteit wordt gerealiseerd in de Afsluitdijk om te voorkomen dat het meerpeil stijgt. In de veiligheidsanalyse wordt een stijging van het IJsselmeerpeil van 0,30 m aangehouden tussen 2050 en 2080.

Door RHDHV zijn initieel berekeningen gemaakt waarbij de meerpeilstijging tot 2100 is meegenomen. Het verschil tussen het wel of niet meenemen van een meerpeilstijging levert een verschil van gemiddeld 34 mm op de waterstand in het projectgebied in 2100. Voor 2080 betekent dat een verschil van 21 mm in het

projectgebied. Het verschil tussen het meenemen van meerpeilstijging tot 2080 in plaats van 2100 is daarmee 13 mm. Vanwege het kleine verschil in waterstand en de omslachtige werkmethode is er voor gekozen om de initiele berekeningen voor het zichtjaar 2100 te corrigeren met een verlaging van 13 mm. Voor het zichtjaar 2120 betekent dit een correctie van 27 mm conform dezelfde redeneerlijn.

In de veiligheidsanalyse wordt de situatie in 2035 beschouwd. Het waterschap wil ook inzicht in de restlevensduur indien de kering blijkt te voldoen aan de eisen in 2035. Hiervoor wordt gekeken naar de waterstanden en hydraulische belastingen in 2050 en 2100 met een interpolatie naar 2070 (50 jaar horizon).

3.1.3 Scenario's rivierverruimende maatregelen

In de werkwijzer [3] worden er 3 scenario's beschreven voor het Project Mastenbroek voor zichtjaar 2050 en 2100:

- Scenario 1: met de database en GRADE 2050 en 2100.
- Scenario 2: scenario 1 met correctie voor fase 2 van het Reevediep.
- Scenario 3: correctie voor 1 rivier verruimende maatregel, die van invloed is voor het traject.

Binnen het OI wordt de situatie waarin alleen PKB RvdR wordt gerealiseerd (scenario 1) als referentie beschouwd. Andere scenario's met nieuwe ruimtelijke maatregelen t.o.v. de PKB zijn echter gelijkwaardige alternatieven die ook moeten worden geanalyseerd indien deze maatregelen relevant zijn voor het project. In dit geval, voor het traject langs het Apeldoorns kanaal, zijn de volgende rivier verruimende maatregelen van invloed:

- Dijkverlegging Cortenoever.
- Hoogwatergeul Veessen Wapenveld.
- PKB Ruimte voor de Rivier IJsseldelta (zomerbedverlaging).

Deze maatregelen zijn meegenomen in de database en dus in scenario 1. Momenteel zijn er geen plannen bekend voor toekomstige rivierverruimingen langs de IJssel. Derhalve wordt scenario 3 niet beschouwd.

3.1.4 Onzekerheidstoeslagen

In de nieuwe systematiek komt de robuustheidsfactor te vervallen. Deze wordt vervangen door onzekerheidstoeslagen. In onderstaande tabel is dit aangegeven.

Tabel 3-2: Onzekerheidstoeslagen voor de IJssel conform [3]

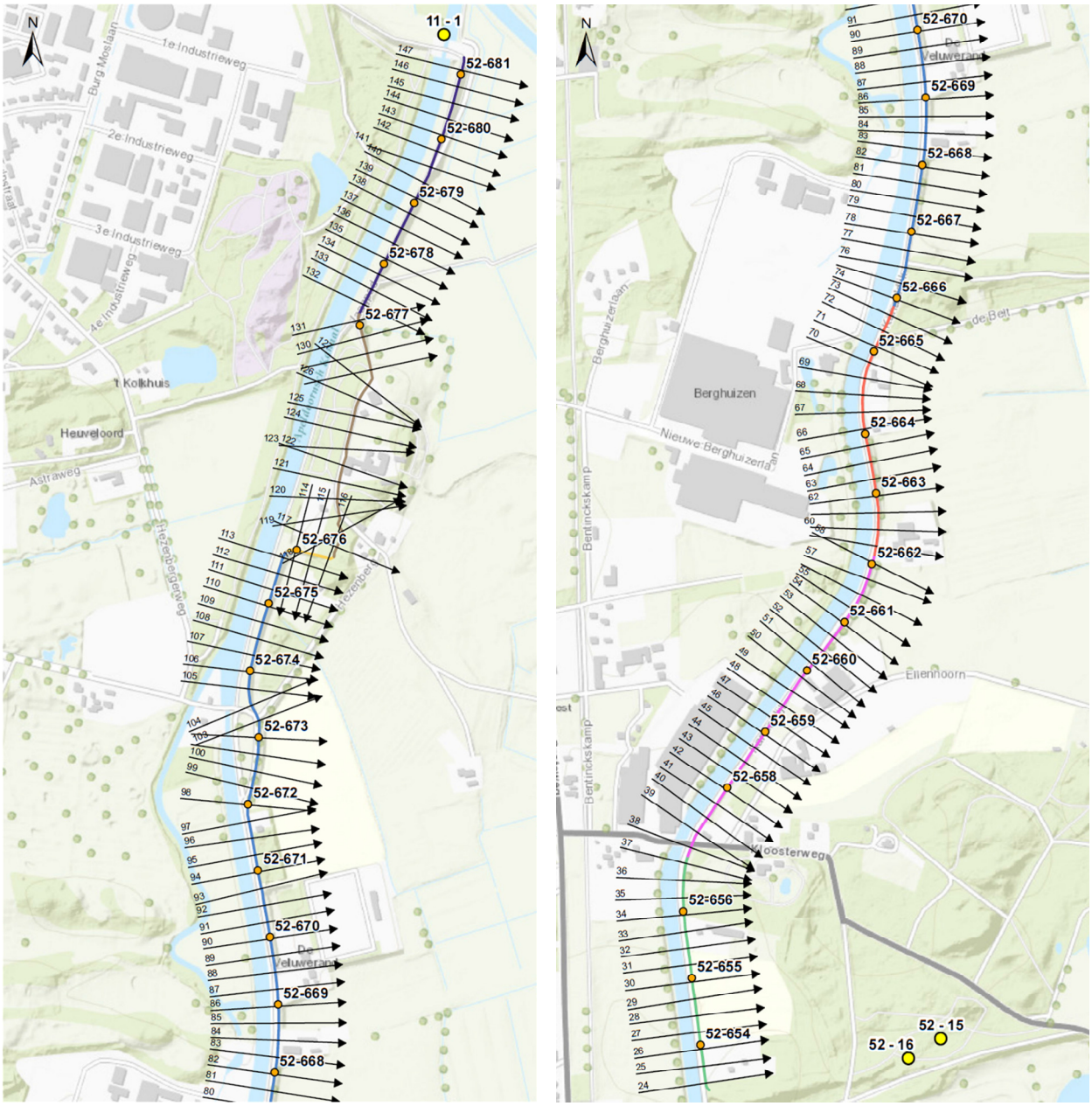
IJssel	Waterstand Golfhoogte ($H_{m,0}$) Golfperiode ($T_{m-1,0}$)	+0,30 m, conform situatie Bovenrivieren - -

3.1.5 Dijkvakindeling

In is een overzicht van de beschouwde dijkvakken met bijhorende dijkpaalnummers en berekende profielen opgenomen.

Tabel 3-3: Overzicht dijkvallen en bijhorende dijkpaalnumermers en berekende profielen

1	52-653.2 – 52.657	24 – 37	27 (hoge grond)	100
2	52-657 – 52-662	38 – 58	57	120
3	52-662 – 52-666	59 – 73	64	80
4	52-666 – 52-676	74 – 113	100	100
5	52-676 – 52-676.1	114 – 116	114	190
6	52-676.1 – 52-677	117 – 131	Geen, voorland is hoger dan dijk	
7	52-677 – 52-681	132 – 147	139	110



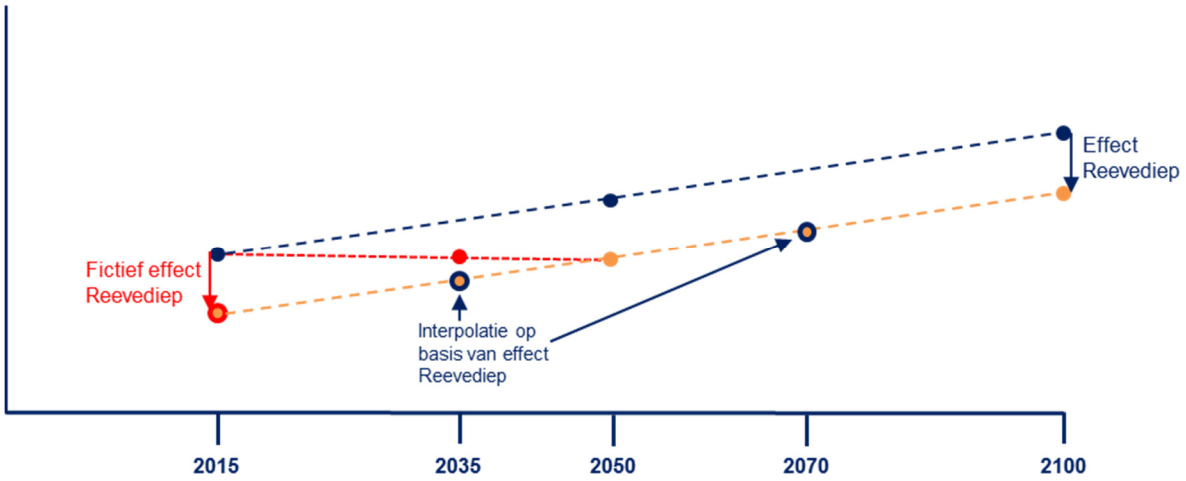
Figuur 3-2: Overzicht dijktraject met aanduiding Hydra-Zoet locaties (geel) en dijkpalen (oranje). Links is de noordzijde en rechts de zuidzijde

3.2 Hydraulische belasting voor stabiliteit – waterstanden

Voor de waterstandsberekeningen is gebruik gemaakt van Hydra-Zoet. De waterstanden voor de zichtjaren 2015, 2050 en 2100 zijn hiermee bepaald voor een overschrijdingskans van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar. De waterstand bij een overschrijdingsfrequentie van 1/1.000 per jaar dient gehanteerd te worden in de toetsing en het ontwerp. De waterstanden bij de overige frequenties zijn bepaald om inzicht te krijgen in de varianties in de waterstand.

De waterstanden zijn berekend voor zichtjaren 2015, 2050 en 2100. Na deze berekeningen is de onzekerheidstoeslag van 30 cm opgeteld, daarnaast is het effect van het Reevediep op de waterstand meegenomen. Voor zichtjaar 2035 en 2070 zijn de waterstanden geïnterpoleerd. Dit is voor 2035 op basis

van een fictief effect van de Reevediep op de waterstand van 2015 gedaan. Immers zal het Reevediep 2020 gereed zijn en dus effect hebben op de waterstand van 2035. Voor 2070 is er geïnterpoleerd tussen 2050 en 2100 (Figuur 3-3).



Figuur 3-3: Visualisatie interpolatie waterstand naar 2035 obv de waterstand van 2050 en 2015 met fictief effect Reevediep. Blauw zijn de berekende waterstanden zonder effect Reevediep, oranje zijn met effect Reevediep. Rood omcirkeld is fictief, blauw omcirkeld is geïnterpoleerd.

De “werkwijzer” [3] geeft een variërende waterstandsdaling voor kilometer 972 – 976. Deze kilometers komen overeen met de Hydra-Zoet locaties 52-16 en 11-1. De waterstandsdaling varieert van 7-10 cm. Omdat het dijktraject tussen deze Hydra-Zoet locaties gelegen is, wordt er uitgegaan van een waterstandsdaling van 8 cm voor het gehele dijktraject.

Scenario 1: Waterstand inclusief onzekerheidstoeslag van 30 cm
Scenario 2: Waterstand inclusief onzekerheidstoeslag van 30 cm + effect Reevediep (8 cm)

De resultaten van deze waterstanden (inclusief de onzekerheidstoeslag van 30 cm en waterstandsdaling van 8 cm) zijn per zichtjaar in de volgende paragrafen gepresenteerd.

In de volgende paragrafen zijn bij de bepaling van de hydraulische belastingen voor de compleetheid beide scenario’s gepresenteerd. De veiligheidsanalyse gaat uit van de situatie dat rekening houdt met het effect van het Reevediep, dat is scenario 2.

3.2.1 Berekende resultaten Hydra-Zoet voor 2015, 2050 en 2100

In deze paragraaf zijn de resultaten gepresenteerd die volgen uit de berekeningen met Hydra Zoet voor de beschikbare databases voor 2015, 2050 en 2100. Deze resultaten vormen de basis voor de interpolatie en extrapolatie van waterstanden (zie volgende paragraaf 3.2.2) die in de veiligheidsanalyse gebruikt worden. Voor de specifieke zichtjaren waarnaar in de veiligheidsanalyse wordt gekeken zijn namelijk geen databases beschikbaar.

Royal HaskoningDHV

*Tabel 3-4: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2015** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2015	Waterstand [m NAP]		
	Scenario 1		
Herhalingstijd [jaar]	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie			
Dkr 11 - 1	5,02	5,18	5,22
Dkr 52 - 16	5,22	5,33	5,37
Dijkvak			
1	5,22	5,33	5,37
2	5,17	5,29	5,33
3	5,16	5,28	5,32
4	5,10	5,23	5,28
5	5,07	5,22	5,26
7	5,03	5,19	5,23

*Tabel 3-5: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2050** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2050	Waterstand [m NAP]					
	Scenario 1			**Scenario 2**		
Herhalingstijd [jaar]	***1.000***	***3.000***	***4.170***	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie						
Dkr 11 - 1	*5,22*	*5,36*	*5,40*	5,14	5,28	5,32
Dkr 52 - 16	*5,37*	*5,50*	*5,54*	5,29	5,42	5,46
Dijkvak						
1	*5,37*	*5,50*	*5,54*	5,29	5,42	5,46
2	*5,33*	*5,46*	*5,50*	5,25	5,38	5,42
3	*5,32*	*5,45*	*5,49*	5,24	5,37	5,41
4	*5,28*	*5,41*	*5,45*	5,20	5,33	5,37
5	*5,26*	*5,40*	*5,43*	5,18	5,32	5,35
7	*5,23*	*5,37*	*5,41*	5,15	5,29	5,33

*Tabel 3-6: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2100** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2100	Waterstand [m NAP]					
	Scenario 1			**Scenario 2**		
Herhalingstijd [jaar]	***1.000***	***3.000***	***4.170***	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie						
Dkr 11 - 1	*5,45*	*5,59*	*5,63*	5,37	5,51	5,55
Dkr 52 - 16	*5,59*	*5,73*	*5,77*	5,51	5,65	5,69
Dijkvak						
1	*5,59*	*5,72*	*5,77*	5,51	5,64	5,69
2	*5,55*	*5,69*	*5,73*	5,47	5,61	5,65
3	*5,55*	*5,68*	*5,72*	5,47	5,60	5,64
4	*5,51*	*5,64*	*5,68*	5,43	5,56	5,60
5	*5,49*	*5,63*	*5,67*	5,41	5,55	5,59
7	*5,46*	*5,60*	*5,64*	5,38	5,52	5,56

3.2.2 Vertalen rekenresultaten naar zichtjaren 2035, 2070 en 2120

In deze paragraaf worden de rekenresultaten uit paragraaf 3.2.1 van de beschikbare databases vertaald naar de zichtjaren die in het project worden beschouwd: 2035 voor de veiligheidsanalyse en 2070 en 2120 voor de ontwerpfase.

*Tabel 3-7: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2035** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2035	Waterstand [m NAP]					
	Scenario 1			**Scenario 2**		
Herhalingstijd [jaar]	***1.000***	***3.000***	***4.170***	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie						
Dkr 11 - 1	*5,13*	*5,28*	*5,32*	5,05	5,20	5,24
Dkr 52 - 16	*5,31*	*5,43*	*5,46*	5,23	5,35	5,38
Dijkvak						
1	*5,30*	*5,43*	*5,46*	5,22	5,35	5,38
2	*5,26*	*5,39*	*5,43*	5,18	5,31	5,35
3	*5,25*	*5,38*	*5,42*	5,17	5,30	5,34
4	*5,20*	*5,34*	*5,38*	5,12	5,26	5,30
5	*5,18*	*5,32*	*5,36*	5,10	5,24	5,28
7	*5,14*	*5,29*	*5,33*	5,06	5,21	5,25

*Tabel 3-8: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2070** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2070	Waterstand [m NAP]					
	Scenario 1			**Scenario 2**		
Herhalingstijd [jaar]	***1.000***	***3.000***	***4.170***	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie						
Dkr 11 - 1	*5,32*	*5,45*	*5,49*	5,24	5,37	5,41
Dkr 52 - 16	*5,46*	*5,59*	*5,63*	5,38	5,51	5,55
Dijkvak						
1	*5,46*	*5,59*	*5,63*	5,38	5,51	5,55
2	*5,42*	*5,56*	*5,60*	5,34	5,48	5,52
3	*5,41*	*5,55*	*5,59*	5,33	5,47	5,51
4	*5,37*	*5,51*	*5,55*	5,29	5,43	5,47
5	*5,36*	*5,49*	*5,53*	5,28	5,41	5,45
7	*5,33*	*5,46*	*5,50*	5,25	5,38	5,42

*Tabel 3-9: Waterstanden (scenario 1 en 2) voor zichtjaar **2120** met overschrijdingskansen van 1/1.000, 1/3.000 en 1/4.170 per jaar.*

2120	Waterstand [m NAP]					
	Scenario 1			**Scenario 2**		
Herhalingstijd [jaar]	***1.000***	***3.000***	***4.170***	**1.000**	**3.000**	**4.170**
Hydra-Zoet locatie						
Dkr 11 - 1	*5,53*	*5,67*	*5,71*	5,45	5,59	5,63
Dkr 52 - 16	*5,67*	*5,80*	*5,84*	5,59	5,72	5,76
Dijkvak						
1	*5,66*	*5,80*	*5,84*	5,58	5,72	5,76
2	*5,63*	*5,76*	*5,81*	5,55	5,68	5,73
3	*5,62*	*5,76*	*5,80*	5,54	5,68	5,72
4	*5,58*	*5,72*	*5,76*	5,50	5,64	5,68
5	*5,57*	*5,70*	*5,74*	5,49	5,62	5,66
7	*5,54*	*5,68*	*5,72*	5,46	5,60	5,64

3.3 Hydraulisch belastingniveau Overloop/overslag

Voor de beoordeling of de dijk voldoende bestand is tegen overloop/overslag zijn de hydraulische belastingniveaus bepaald voor vier verschillende overslagdebieten (0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m). Deze zijn met Hydra Zoet berekend voor de basisjaren 2015, 2050 en 2100, de jaren waarvoor een HR database beschikbaar is. Hierbij is de frequentie 1/4.170 per jaar aangehouden. Vervolgens zijn deze berekende waarden gebruikt om het hydraulisch belastingniveau te bepalen voor de zichtjaren 2035 (toets) en 2070 (doorkijk versterking) door middel van interpolatie (zie ook Figuur 3-3). Er is in deze golfoploopberekening geen extrapolatie gemaakt naar 2120 aangezien voor de hoogte van dijklichamen niet 100 jaar vooruit wordt gekeken. Voor constructies die ook de kerende hoogte vormen dient een andere benadering te

worden gevolgd. Aangezien op de huidige dijk dergelijke constructies niet aanwezig zijn is dit voor deze veiligheidsanalyse niet bepaald.
De gepresenteerde belasting niveaus zijn de resultaten van de berekeningen inclusief de onzekerheidstoeslag van 30 cm en het effect van de Reevediep (scenario 1 en 2). Zichtjaar 2015 is gepresenteerd in Tabel 3-10, waarbij scenario 2 fictief is en alleen dient voor de interpolatie naar 2035 en 2070. Voor zichtjaar 2050 en 2100 zie Tabel 3-11 en Tabel 3-12. De geïnterpoleerde belastingniveaus voor zichtjaar 2035 en 2070 zijn in Tabel 3-13 en Tabel 3-14 gepresenteerd.

*Tabel 3-10: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar **2015** met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar. (Scenario 2 is fictief voor 2015 en dient alleen voor de interpolatie naar 2035)*

2015		*Toetshoogte – scenario 1 [m NAP]* *Bij overslagdebiet [l/s/m]*					Toetshoogte – scenario 2 [m NAP] *Bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Profiel ID**	***0,1***	***1,0***	***5,0***	***10,0***		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	25	*5,37*	*5,37*	*5,37*	*5,37*		5,29	5,29	5,29	5,29
2	57	*5,51*	*5,42*	*5,37*	*5,36*		5,43	5,34	5,29	5,28
3	64	*5,60*	*5,46*	*5,39*	*5,36*		5,52	5,38	5,31	5,28
4	100	*5,91*	*5,66*	*5,49*	*5,43*		5,83	5,58	5,41	5,35
5	114	*5,41*	*5,33*	*5,29*	*5,28*		5,33	5,25	5,21	5,20
7	139	*5,78*	*5,56*	*5,42*	*5,37*		5,70	5,48	5,34	5,29

*Tabel 3-11: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar **2050** met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar.*

2050		*Toetshoogte – scenario 1 [m NAP]* *Bij overslagdebiet [l/s/m]*					Toetshoogte – scenario 2 [m NAP] *Bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Profiel ID**	**0,1**	***1,0***	***5,0***	***10,0***		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	25	*5,55*	*5,54*	*5,54*	*5,54*		5,47	5,46	5,46	5,46
2	57	*5,70*	*5,60*	*5,55*	*5,53*		5,62	5,52	5,47	5,45
3	64	*5,77*	*5,63*	*5,56*	*5,53*		5,69	5,55	5,48	5,45
4	100	*6,15*	*5,87*	*5,69*	*5,62*		6,07	5,79	5,61	5,54
5	114	*5,61*	*5,52*	*5,47*	*5,46*		5,53	5,44	5,39	5,38
7	139	*5,98*	*5,75*	*5,61*	*5,55*		5,90	5,67	5,53	5,47

*Tabel 3-12: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar **2100** met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar.*

2100		*Toetshoogte – scenario 1 [m NAP]* *Bij overslagdebiet [l/s/m]*					Toetshoogte – scenario 2 [m NAP] *Bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Profiel ID**	***0,1***	***1,0***	***5,0***	***10,0***		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	25	*5,77*	*5,75*	*5,75*	*5,75*		5,69	5,67	5,67	5,67
2	57	*5,92*	*5,82*	*5,76*	*5,75*		5,84	5,74	5,68	5,67
3	64	*5,98*	*5,85*	*5,77*	*5,75*		5,90	5,77	5,69	5,67
4	100	*6,38*	*6,09*	*5,90*	*5,83*		6,30	6,01	5,82	5,75
5	114	*5,83*	*5,73*	*5,68*	*5,67*		5,75	5,65	5,60	5,59
7	139	*6,20*	*5,96*	*5,82*	*5,76*		6,12	5,88	5,74	5,68

*Tabel 3-13: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar **2035** met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar.*

2035		*Toetshoogte – scenario 1 [m NAP] Bij overslagdebiet [l/s/m]*					Toetshoogte – scenario 2 [m NAP] *Bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Profiel ID**	***0,1***	***1,0***	***5,0***	***10,0***		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	25	*5,47*	*5,47*	*5,47*	*5,46*		5,39	5,39	5,39	5,38
2	57	*5,62*	*5,52*	*5,47*	*5,46*		5,54	5,44	5,39	5,38
3	64	*5,70*	*5,56*	*5,49*	*5,46*		5,62	5,48	5,41	5,38
4	100	*6,05*	*5,78*	*5,60*	*5,54*		5,97	5,70	5,52	5,46
5	114	*5,53*	*5,44*	*5,40*	*5,38*		5,45	5,36	5,32	5,30
7	139	*5,89*	*5,67*	*5,53*	*5,47*		5,81	5,59	5,45	5,39

*Tabel 3-14: Hydraulisch belastingniveau voor zichtjaar **2070** met overslagdebieten 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m voor een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar.*

2070		*Toetshoogte – scenario 1 [m NAP] Bij overslagdebiet [l/s/m]*					Toetshoogte – scenario 2 [m NAP] *Bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Profiel ID**	***0,1***	***1,0***	***5,0***	***10,0***		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	25	*5,65*	*5,64*	*5,64*	*5,63*		5,57	5,56	5,56	5,55
2	57	*5,80*	*5,70*	*5,65*	*5,63*		5,72	5,62	5,57	5,55
3	64	*5,87*	*5,73*	*5,66*	*5,63*		5,79	5,65	5,58	5,55
4	100	*6,25*	*5,97*	*5,78*	*5,71*		6,17	5,89	5,70	5,63
5	114	*5,71*	*5,62*	*5,57*	*5,55*		5,63	5,54	5,49	5,47
7	139	*6,08*	*5,85*	*5,70*	*5,65*		6,00	5,77	5,62	5,57

4 Overloop en golfoverslag

De kerende hoogte wordt beoordeeld aan de hand van het faalmechanisme overloop en overslag. Daarbij worden verschillende herhalingstijden meegenomen in de berekening. In dit hoofdstuk zijn in paragraaf 4.1 deze berekeningen samen met de maximale kruinhoogtes per profiel gevisualiseerd. De volgende figuren geven de maximale dijkhoogtes[4] van de profielen per dijkvak weer. Er is voor dit traject geen sprake van zettingen/zakkingen ten gevolge van de bodemsamenstelling; het betreft hier zandige grond. De maximale profielhoogte zal hierdoor nauwelijks veranderen in de (nabije) toekomst.

Naast de profielhoogtes zijn ook de toetshoogtes in de figuren weergegeven. Deze zijn gepresenteerd voor het zichtjaar 2035 en 2070 met een overschrijdingsfrequentie van 1/4.170 per jaar. De toetshoogtes horen bij de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m. Alle vier de overslagdebieten zijn gepresenteerd. Daarbij zijn de hydraulische randvoorwaarden gehanteerd die horen bij 2035.
Voor het veiligheidsoordeel wordt een kritiek overslagdebiet van 1,0 l/s/m aangehouden. De huidige grasbekeding is namelijk van een matige kwaliteit en uit het grondonderzoek [17] blijkt dat er op het binnentalud vaak een erosiebestendige kleilaag ontbreekt. De samenstelling van het binnentalud is heterogeen waarbij enkele boringen wel een kleilaag laten zien maar het merendeel niet. Ook is er een grote ruimtelijke spreiding. Hierdoor wordt een kritiek overslagdebiet van 1,0 l/s/m aangehouden, de bekleding zal geen groter overslagdebiet kunnen weerstaan.

Aan de hand van deze figuren in paragraaf 4.1 is bepaald hoeveel profielen wordt afgekeurd. De profielen zijn om de 25 meter genomen, waardoor de hoeveelheid dijklengte kan worden bepaald. Omdat het afkeurcriterium nog niet is vastgesteld, is voor de vier verschillende overslagdebieten de hoeveelheid afgekeurde dijklengte gepresenteerd. De afgekeurde meters dijk zijn per dijkvak in aangegeven.

Uitgaande van een afkeurcriterium van 1 l/m/s golfoverslag o.b.v. de kwaliteit van de huidige grasbekleding (zie hoofdstuk 6) en toetsjaar 2035 geeft de gemarkeerde kolom in onderstaande *Tabel 4-1* het toetsoordeel op hoogte. In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore op aspect hoogte is opgenomen met daarin tevens cijfermatig aangegeven wat het verschil is tussen de huidige hoogte en de benodigde hoogte.

[4] *De maximale profielhoogtes zijn ter plaatse van de kruin; de dijk en niet het voor- of achterland.*

Tabel 4-1: Resultaat hoogtetoets met afgekeurde meters per dijkvak

		Zichtjaar 2035 *Afgekeurde dijklengte [m]* *bij overslagdebiet [l/s/m]*					Zichtjaar 2070 *Afgekeurde dijklengte [m]* *bij overslagdebiet [l/s/m]*			
Dijkvak	**Dijkpaal nummer**	**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**		**0,1**	**1,0**	**5,0**	**10,0**
1	52-653.2 – 52.657	0	**0**	0	0		0	**0**	0	0
2	52-657 – 52-662	300	**0**	0	0		500	**475**	325	300
3	52-662 – 52-666	375	**0**	0	0		375	**375**	375	350
4	52-666 – 52-676	975	**825**	350	25		975	**975**	825	800
5	52-676 – 52-676.1	0	**0**	0	0		25	**0**	0	0
6	52-676.1 – 52-677	-	**-**	-	-		-	**-**	-	-
7	52-677 – 52-681	400	**125**	25	0		400	**400**	350	75
Totaal		**2050**	**950**	**375**	**25**		**2275**	**2225**	**1875**	**1525**

4.1 Gedetailleerde toets per dijkvak

4.1.1 Dijkvak 1: 52-653.2 – 52.657

Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-1) en 2070 (Figuur 4-2) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven. Dit dijkvak voldoet aan de hoogte voor zowel zichtjaar 2035 als 2070. Zoals ook te zien is in Bijlage I (geotechnisch dijkvak 5A) heeft dit dijkvak hoge grond in het voorland en zal er naar verwachting geen golfaanval mogelijk zijn. Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak voldoet geheel.

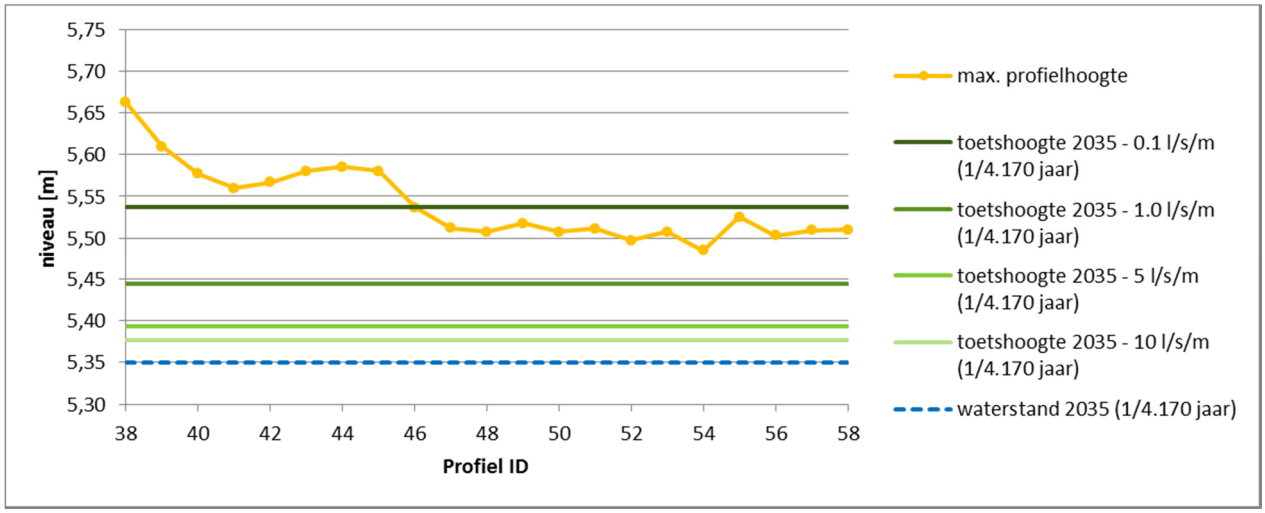
Figuur 4-1: Toets voor 2035

Figuur 4-2: Toets voor 2070

4.1.2 Dijkvak 2: 52-657 – 52-662

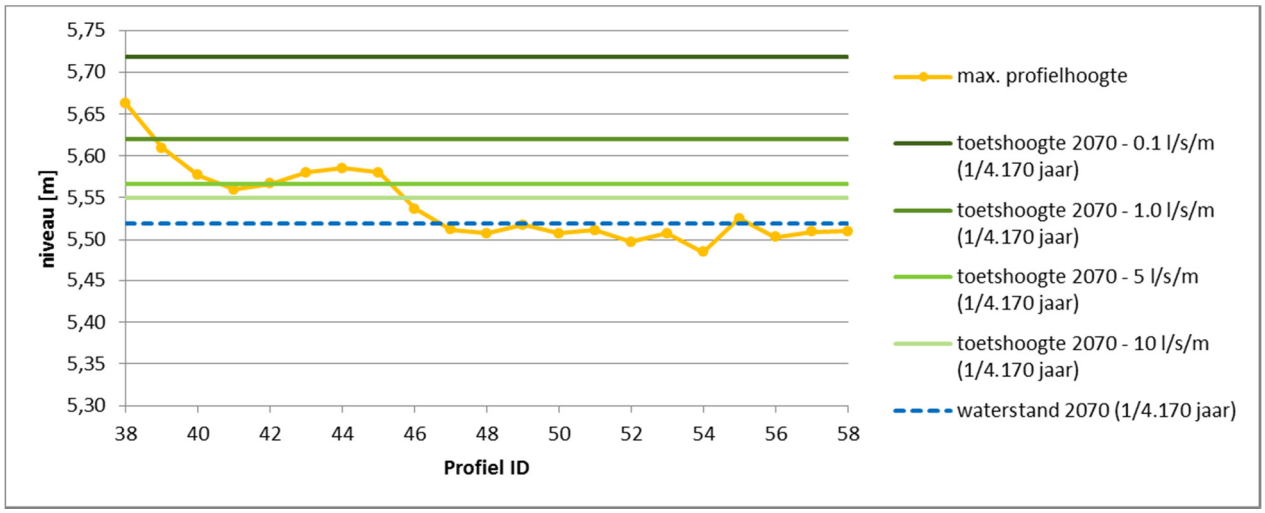
Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-3) en 2070 (Figuur 4-4) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer. Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven.

Voor zichtjaar 2035 zal alleen voor een afkeurcriterium van een overslagdebiet van 0,1 l/s/m 300 m dijk worden afgekeurd. Voor de andere criteria voldoet het dijkvak.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak voldoet geheel.



Figuur 4-3: Toets voor 2035

Voor zichtjaar 2070 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m respectievelijk 500, 475, 325 en 300 meter dijk worden afgekeurd.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak over 475 m afgekeurd.

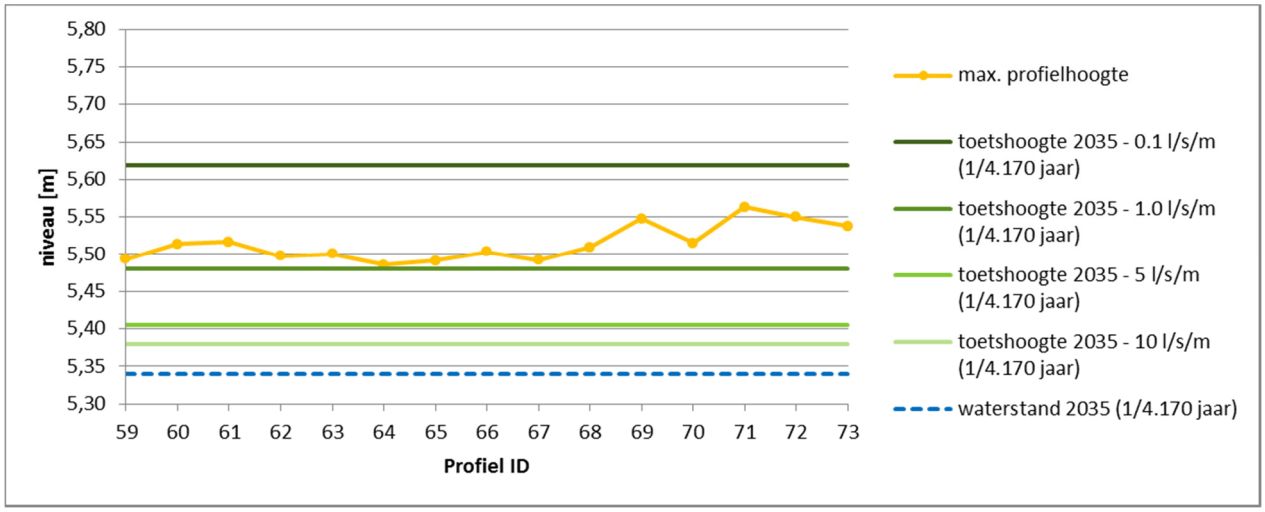


Figuur 4-4: Toets voor 2070

4.1.3 Dijkvak 3: 52-662 – 52-666

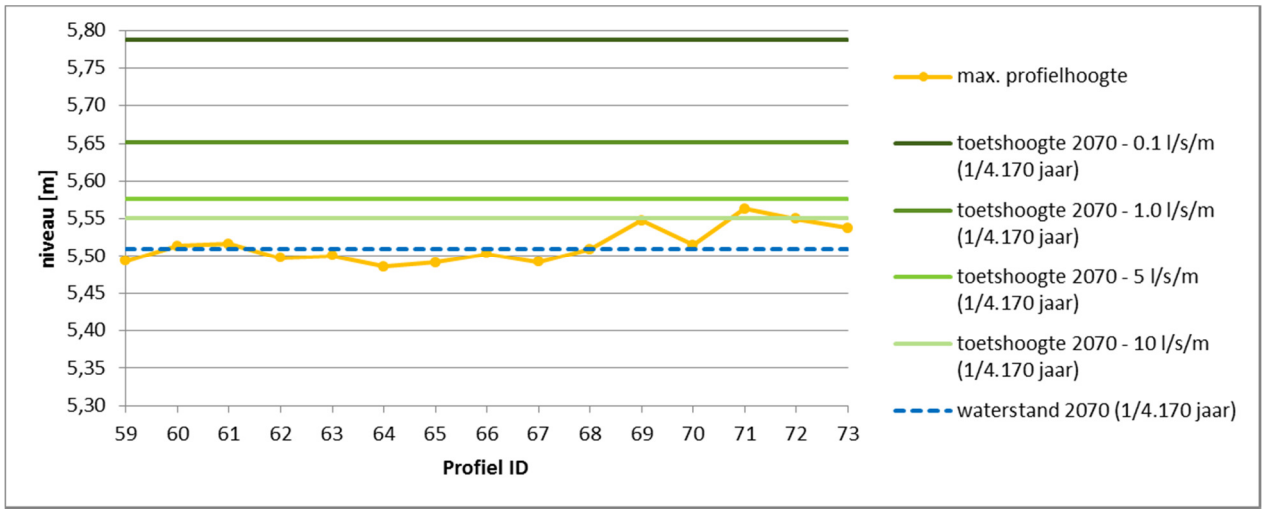
Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-5) en 2070 (Figuur 4-6) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer. Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven.

Voor zichtjaar 2035 zal alleen voor een afkeurcriterium van een overslagdebiet van 0,1 l/s/m het gehele dijkvak worden afgekeurd. Voor de andere criteria voldoet het dijkvak.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak voldoet geheel.



Figuur 4-5: Toets voor 2035

Voor zichtjaar 2070 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 l/s/m het gehele dijkvak worden afgekeurd. Voor een overslag debiet van 10 l/s/m zal 350 meter dijk worden afgekeurd.

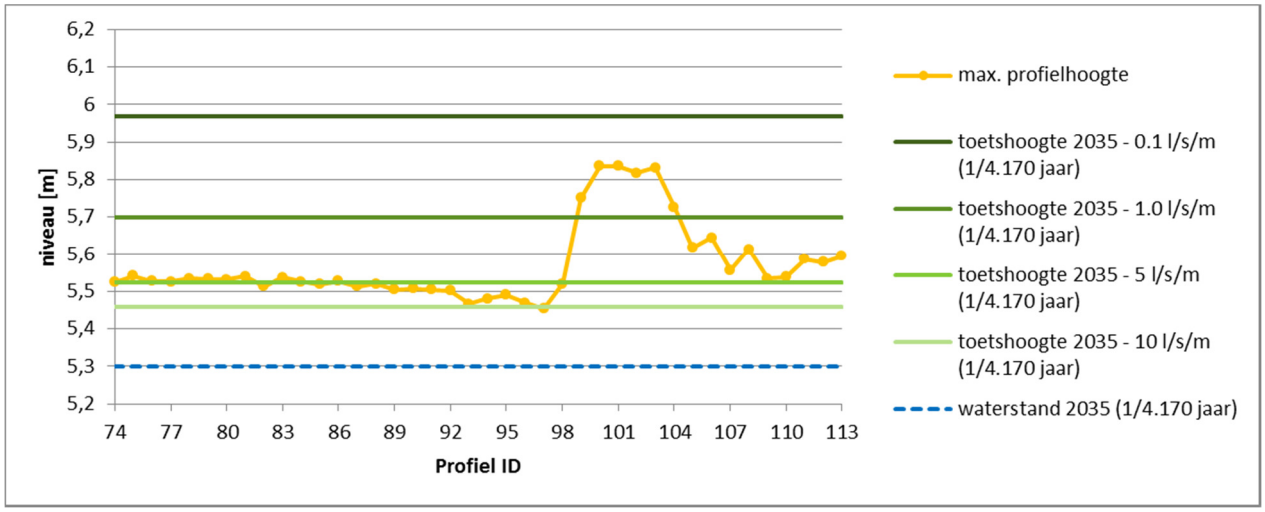


Figuur 4-6: Toets voor 2070

4.1.4 Dijkvak 4: 52-666 – 52-676

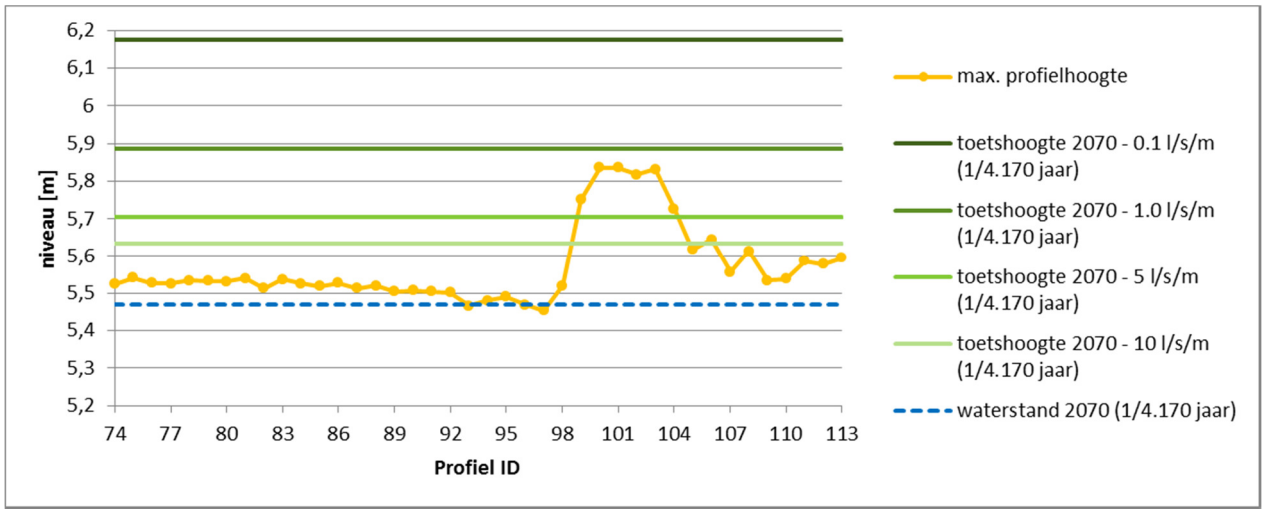
Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-7) en 2070 (Figuur 4-8) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer. Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven.

Voor zichtjaar 2035 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m respectievelijk 975, 825, 350 en 25 meter dijk worden afgekeurd.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak over 825 m afgekeurd.



Figuur 4-7: Toets voor 2035

Voor zichtjaar 2070 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m respectievelijk 975, 975, 825 en 800 meter dijk worden afgekeurd.

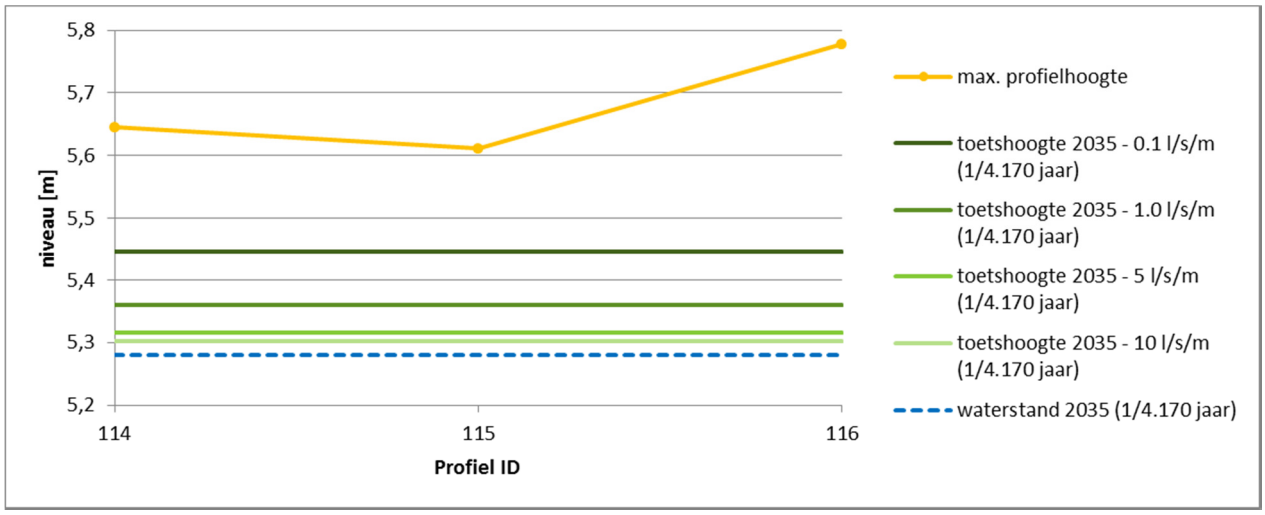


Figuur 4-8: Toets voor 2070

4.1.5 Dijkvak 5: 52-676 – 52-676.1

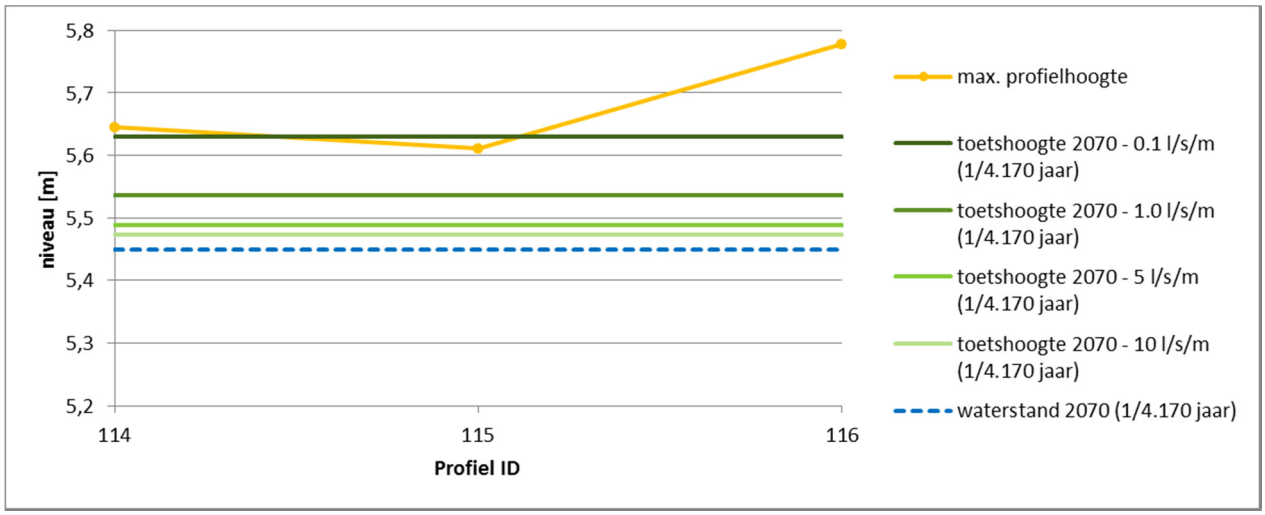
Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-9) en 2070 (Figuur 4-10) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer. Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven.

Voor zichtjaar 2035 zal het dijkvak voor elk afkeurcriterium voldoen.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak voldoet geheel



Figuur 4-9: Toets voor 2035

Voor zichtjaar 2070 zal het dijkvak alleen voor een overslag debiet van 0,1 l/s/m voor 25 meter worden afgekeurd. Voor de andere criteria zal het dijkvak voldoen. Reden daarvoor is dat het dijkvak deels hoge grond in het voorland heeft (zie ook bijlage III-A) wat de belasting op de dijk reduceert.



Figuur 4-10: Toets voor 2070

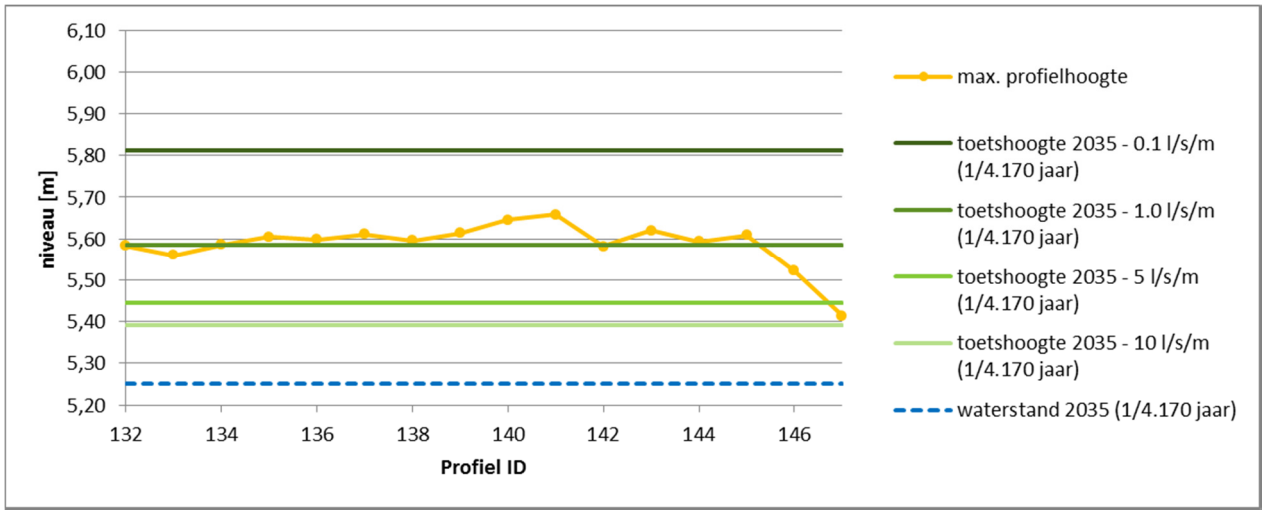
4.1.6 Dijkvak 6: 52-676.1 – 52-677

Voor dit dijkvak (landgoed De Hezenberg) zijn geen berekeningen uitgevoerd. De dijk is lager dan het gebied voor de dijk, zoals te zien is in bijlage III-A.

4.1.7 Dijkvak 7: 52-677 – 52-681

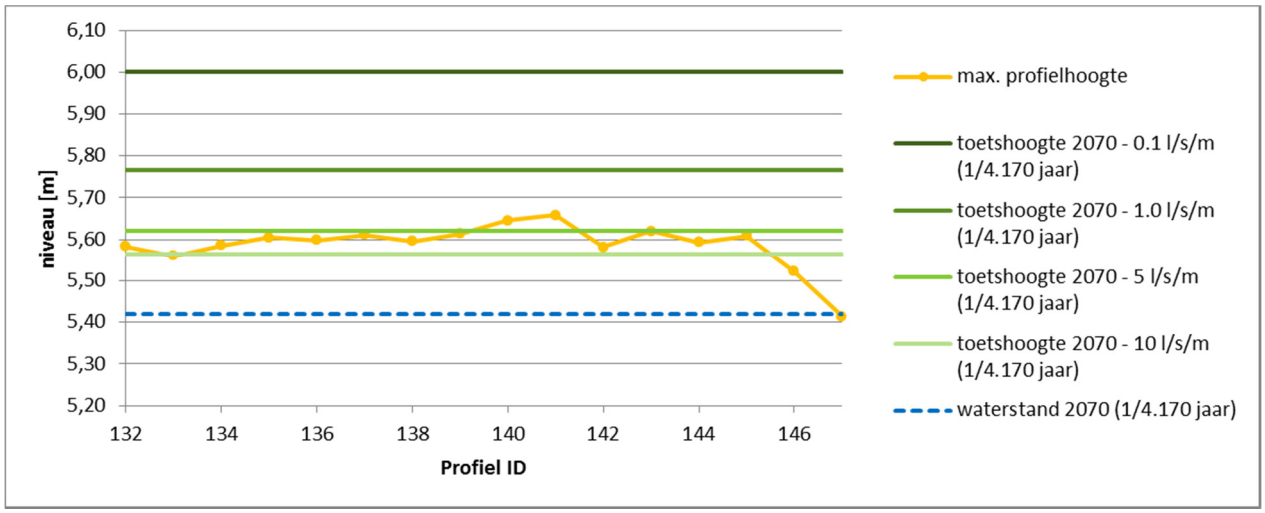
Onderstaande figuur geeft de maximale profielhoogtes en de toetshoogtes voor 2035 (Figuur 4-11) en 2070 (Figuur 4-12) bij een overschrijdingskans van 1/4.170 per jaar weer. Hierbij zijn de afzonderlijke toetshoogtes voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m weergegeven.

Voor zichtjaar 2035 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m respectievelijk 400 (gehele dijkvak), 125, 25 en 0 meter dijk worden afgekeurd.
Conclusie toetsjaar 2035 en criterium 1 l/m/s: Dijkvak over 125 m afgekeurd



Figuur 4-11: Toets voor 2035

Voor zichtjaar 2070 zal voor de overslagdebieten van 0,1; 1,0; 5,0 en 10 l/s/m respectievelijk 400, 400, 350 en 75 meter dijk worden afgekeurd.



Figuur 4-12: Toets voor 2070

5 Geotechnische faalmechanismen

In dit hoofdstuk zijn de analyses en resultaten gepresenteerd voor de geotechnische faalmechanismen. In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore op de verschillende aspecten langs de dijk is weergegeven.

5.1 Uitgangspunten

In deze paragraaf zijn de belangrijkste uitgangspunten voor de berekeningen met betrekking tot de geotechnische faalmechanismen samengevat. Dit betreft de volgende uitgangspunten:

- Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren.
- Waterstanden en waterspanningsverloop.
- Keuze van maatgevende profielen en bijbehorende ondergrond.
- Grondeigenschappen.

Voor uitgebreide toelichting wordt verwezen naar de Technische Uitgangspuntennotitie [18].

5.1.1 Veiligheidsniveau en afgeleide veiligheidsfactoren

In onderstaande tabellen zijn de afgeleide veiligheidsfactoren samengevat. Onderbouwing hiervan is te vinden in [18].

Tabel 5-1: Veiligheidsfactoren Macrostabiliteit Binnenwaarts zonder damwand

	CSSM model		MC model	
	Bishop γ_r	UplifVan γ_r	Bishop γ_r	UplifVan γ_r
	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja
Met schematiseringsfactor 1,2	1,32	1,26	1,24/1,36	1,17/1,30
Met schematiseringsfactor 1,0	1,10	1,05	1,03/1,13	0,98/1,08

Tabel 5-2: Veiligheidsfactoren Macrostabiliteit Buitenwaarts zonder damwand

	CSSM model		MC model	
	Bishop γ_r	UplifVan γ_r	Bishop γ_r	UplifVan γ_r
	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja	opdrijven nee / ja
Met schematiseringsfactor 1,2	1,17	1,12	1,15/1,27	1,09/1,21
Met schematiseringsfactor 1,0	0,98	0,93	0,96/1,06	0,91/1,01

Tabel 5-3: Veiligheidsfactoren Macrostabiliteit Binnenwaarts onder de damwand door

	CSSM model	MC model wel opdrijven/opbarsten	MC model geen opdrijven/opbarsten
Met schematiseringsfactor 1,2	1,39	1,41	1,28
Met schematiseringsfactor 1,0	1,15	1,18	1,07

Tabel 5-4: Veiligheidsfactoren Macrostabiliteit Buitenwaarts onder de damwand door

	CSSM model	MC model wel opdrijven/opbarsten	MC model geen opdrijven/opbarsten
Met schematiseringsfactor 1,2	1,25	1,32	1,20
Met schematiseringsfactor 1,0	1,04	1,10	1,00

Tabel 5-5: Totale veiligheidsfactor Piping

Nieuwe normering γ_{mo} *γ_{mp}
1,1 * 1,2 = 1,32 (in bijlage IV zijn tevens berekeningen gemaakt met schematiseringsfactor van 1,0 en 1,2)

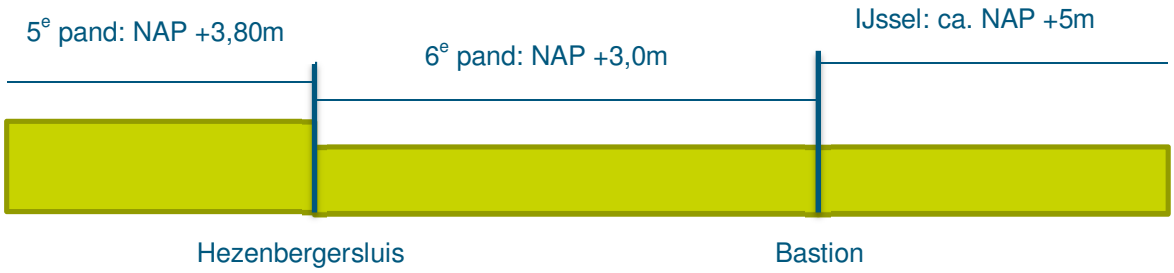
5.1.2 Waterspanningsverloop

Buitenwaterstand

Voor de geotechnische berekeningen in de veiligheidsanalyse is uitgegaan van een maatgevende waterstand zoals opgenomen in Tabel 3-7 (scenario 2, 1/1000 per jaar). Per geotechnisch dijkvak is de waterstand bepaald, waarbij geïnterpoleerd is tussen de opgegeven waarden en de hoogste waarde per dijkvak is aangehouden.

Kanaalpeil

Het 5^{e} Pand heeft een streefpeil van NAP + 3,80 m. In de praktijk staat het peil vaak een paar cm hoger. Toch is in de berekeningen vastgehouden aan het streefpeil omdat een hoger peilniveau altijd resulteert in een hogere veiligheid. Het 6^{e} kanaalpand staat in verbinding met de IJssel, en volgt dat peil. Kanttekening daarbij is dat bij een peil van NAP +3,0 m de keersluis Bastion sluit, waardoor het pand de stijging niet verder volgt. Onder maatgevende omstandigheden is het verloop van de waterstand in het kanaal en de IJssel als volgt (schematisch):



Figuur 5-1 Schematisatie kanaalpeilen onder maatgevende omstandigheden

Macrostabiliteit binnenwaarts
Voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts (STBI) is er van uit gegaan dat de freatische waterstand onder maatgevende omstandigheden verloopt van de buitenwaterstand naar het binnentalud/kanaalpeil conform TRWD [19] en engineering judgement. Hierbij is uitgegaan van een maximaal, vanuit bekleding toelaatbaar, overslagdebiet van 1 l/s/m. Er is geen extra opbolling van de freatische lijn meegenomen als gevolg van dit overslagdebiet.

Voor de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket is aan de buitenteen de buitenwaterstand aangehouden (geen intreeweerstand) en het verloop onder de kering op basis van TRWD [19] bepaald. Aangehouden waarden zijn opgenomen in de rekensheets in Bijlage IV.

Macrostabiliteit buitenwaarts
Voor het faalmechanisme macrostabiliteit buitenwaarts (STBU) is uitgegaan van een val van de buitenwaterstand naar de gemiddeld hoogwaterstand (NAP +2,9 à +3,15 m), maar nooit lager dan 0,2 m onder maaiveld (voorland). Het verloop van de freatische lijn in de dijk in deze situatie is geschematiseerd conform TRWD. Voor de stijghoogte in de watervoerende zandlagen is aangehouden dat deze mee zakken met de daling van de buitenwaterstand.

Piping
Voor het faalmechanisme piping is aan de binnenzijde een waterstand gelijk aan kanaalpeil aangehouden. De aangehouden waarden zijn aangegeven in Bijlage IV. Voor de bepaling van het niveau van de stijghoogte ter plaatse van de binnenteen is eveneens TRWD [19] aangehouden.

Microstabiliteit
Voor controle van opdrukken en afschuiven van de bekleding aan het binnentalud is de stijghoogte in de dijk bepaald volgens TRWD [19].

5.1.3 Maatgevende dwarsprofielen en bijbehorende ondergrond

Profielen
Op basis van AHN2 zijn langs het gehele traject dwarsprofielen van de kering en de directe omgeving opgesteld (zie locaties van deze profielen in Figuur 3-2). Per (geotechnisch) dijkvak (zie *Tabel 5-6*) zijn deze profielen vergeleken met elkaar en met de legger, en is het representatieve maatgevende profiel per dijkvak geselecteerd. Deze zijn in bijlage I gepresenteerd.
Voor de kanaalbodem is gebruikt gemaakt van ingemeten profielen waarbij de “vaste ondergrond” als horizontale lijn is opgenomen in het profiel. Eventueel aanwezige slib en/of zandige steunbermen zijn niet meegenomen in de berekeningen.

Dijkvakindeling geotechniek

Tabel 5-6: Dijkvakindeling en kenmerken

dijkvak	hm	Lengte [m]	Type constructie	Schematische bodemopbouw*	Kenmerk
6D	677-681	412	Stalen damwand	Zand met dunne kleilaag en veen (1,3 m)	Laag voorland en maaiveld achter de binnenteen, steile dijk, hoogspanningsmast nabij buitenteen
6C	676-677	446	-	Zand met dunne kleilaag	Natuurlijke hoogte bij landgoed De Hezenberg
6B	673,5-676	250	Houten damwand	Zand met dunne kleilaag	Dijk ligt naast fietspad
5C	672-673,5	100	damwand	Zand met dunne kleilaag	Dijklichaam op afstand van de damwand
5B	661-672	1135	Stalen damwand	Zand met dunne kleilaag	Voorlandland landelijk met enkele woningen (op terpen)
5A	653-661	757	Stalen damwand	Zand met dunne kleilaag	Voorland ligt in zuidelijk deel redelijk hoog, na Kloosterweg woningen nabij dijk

**Zie onderstaande dwarsprofielen voor de uitgebreide bodemschematisatie.*

In het volgende figuur is de indeling van de dijkvakken aangegeven.

Figuur 5-2 Indeling dijkvakken

Ondergrond

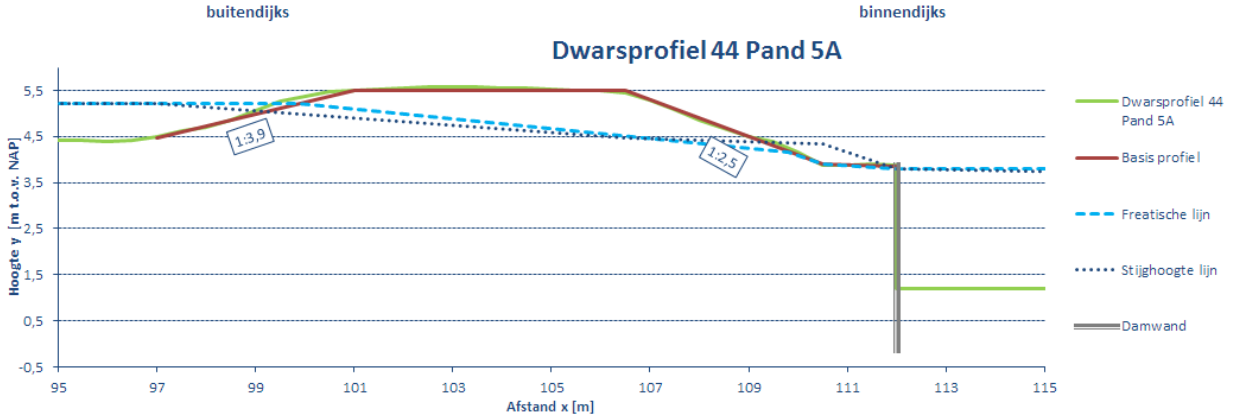
Door Fugro is in juli/augustus 2016 geotechnisch onderzoek uitgevoerd, bestaande uit sonderingen, boringen en laboratoriumonderzoek. Resultaten hiervan zijn opgenomen in bijlage **II**.
Op basis van de resultaten van dit en voorgaand onderzoek door Wiertsema [4] is de bodemopbouw per dijkvak geschematiseerd.
Over het algemeen bestaat de ondergrond uit zand met op verschillende niveaus (dunne) kleilagen. Een enkele keer is (in vak 6D) veen aangetroffen. In de volgende figuren (Figuur 5-3, Figuur 5-4, Figuur 5-5, Figuur 5-6, Figuur 5-7, Figuur 5-8) is de geschematiseerde bodemopbouw omschreven. In de bijlagen (IV en V) is de aangehouden bodemopbouw in meer detail terug te vinden.

Damwanden[5]

De damwanden aan de binnenteen (rand van kanaal) zijn in 1996 geplaatst en hebben in het 5e pand een lengte van 4 m. In het 6e pand is de lengte van de damwanden 5,5 m. De damwanden in 5A, 5B en 6D zijn van staal. De damwand in 6B is van hout. In 5C is ook een damwand aanwezig, deze staat echter op grote afstand van de dijk. Ten noorden van de sluis is op een deel van het traject een kwelscherm aanwezig met een lengte van 3,5 m, geplaatst in de buitenteen[6].
Ter plaatse van Kanaaldijk huisnummer 85 is in de buitenkruin, naast het asfalt, een damwand aanwezig. Deze damwand is (ook) eind jaren 90 geplaatst. Kenmerken hiervan zijn (nog) niet bekend.

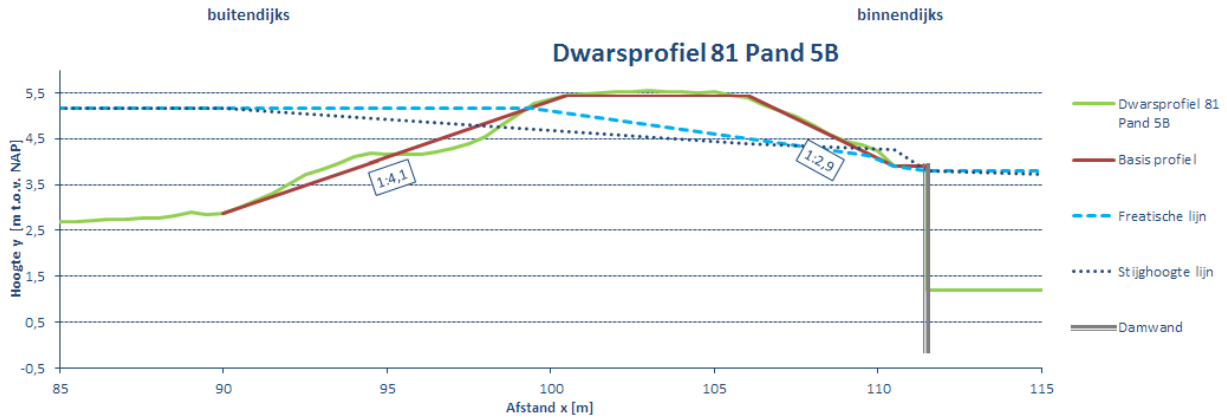
Schematisatie voor berekeningen

In de volgende figuren is per dijkvak de schematisatie per dijkvak aangegeven. Voor dijkvak 6C geldt dat deze bestaat uit “hoge grond” en als zodanig is geanalyseerd.

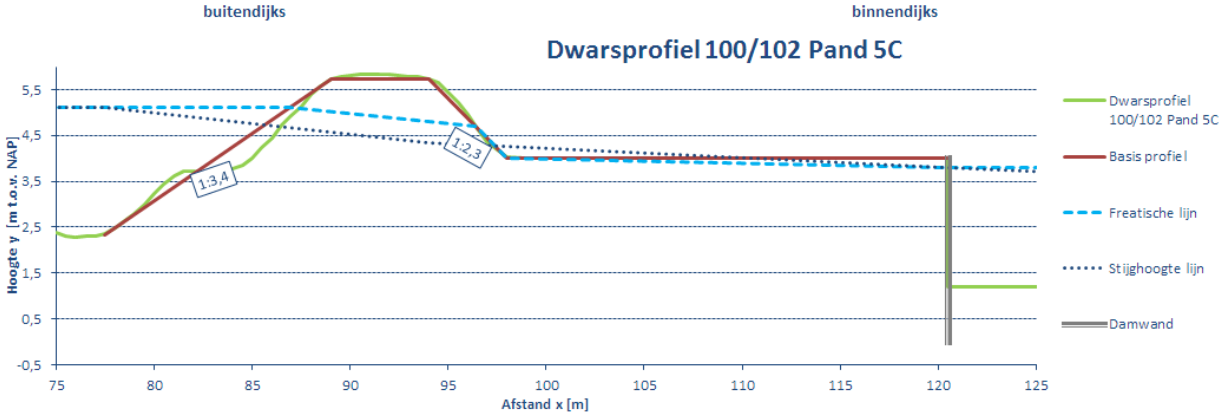


Figuur 5-3 Dijkvak 5A
Ter plaatse van het buitentalud is een kleibekleding variërend in dikte van 1,5 m tot 1,0 m aangetroffen. Aan de binnenzijde is soms klei (0,6 m) aangetroffen. In de berekeningen zijn 2 situaties beschouwd:
sit 1: kleibekleding buitentalud 1,6 m, kleibekleding binnentalud 0,6 m. Zanddijk op zandondergrond met kleilaag van NAP +3,4 m tot +2,8 m en van +1,2 m tot +0,8 m.
sit 2: kleibekleding buitentalud 1,0 m, geen klei aan binnentalud. Zanddijk op zandondergrond met kleilaag van NAP +2,8 m tot +1,5 m.

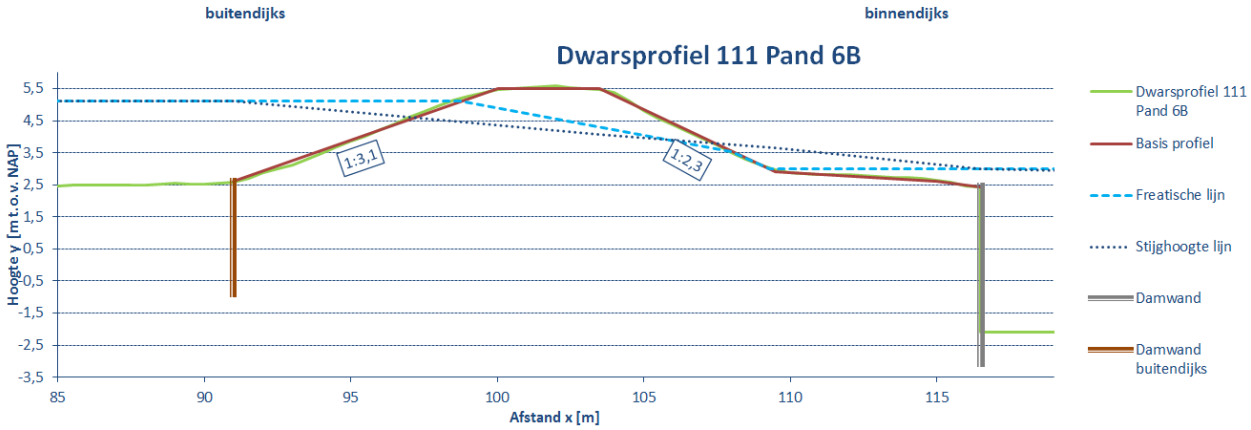
[5] *Gegevens ten aanzien van de damwand zoals onderstaand opgenomen zijn aangeleverd door WVV. Onderbouwing hiervan dmv tekeningen, besteksgegevens, etc is (nog) niet gevonden. In de volgende fase dient dit te worden geverifieerd.*
[6] *De veronderstelde aanwezigheid van het kwelscherm is gebaseerd op ontwerpinformatie. Onduidelijk is of deze ook daadwerkelijk gerealiseerd is. Vooralsnog wordt uitgegaan van de aanwezigheid van het kwelscherm. In de komende periode wordt d.m.v. veldonderzoek nagegaan of het kwelscherm daadwerkelijk aanwezig is.*



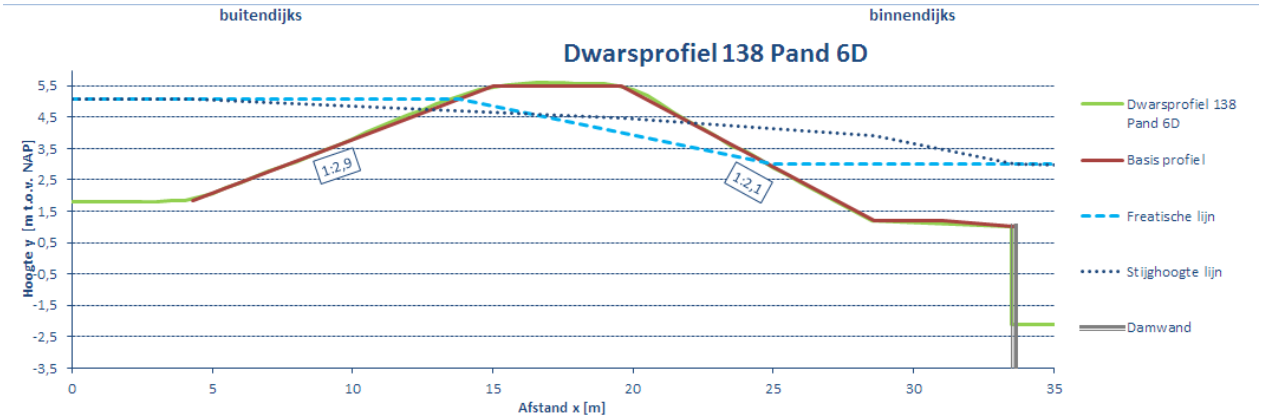
Figuur 5-4 Dijkvak 5B
Op basis van de resultaten van het grondonderzoek 2 situaties gemodelleerd:
Sit 1: Het dijklichaam is vrij kleiig, met kleibekleding aan zowel buitentalud (0,5 m) als binnentalud (0,5 m). Vanaf NAP +2,5 m zandondergrond met op grotere diepte (NAP -19.5 tot -25 m) een kleilaag.
Sit 2: zanddijk op zandondergrond met kleibekleding aan het buitentalud (2 m). Kleilagen op NAP +3 m tot +2 m, op -0,5 m tot -1,5 m, op -11 tot -16 m en op -18 tot -21,5 m.



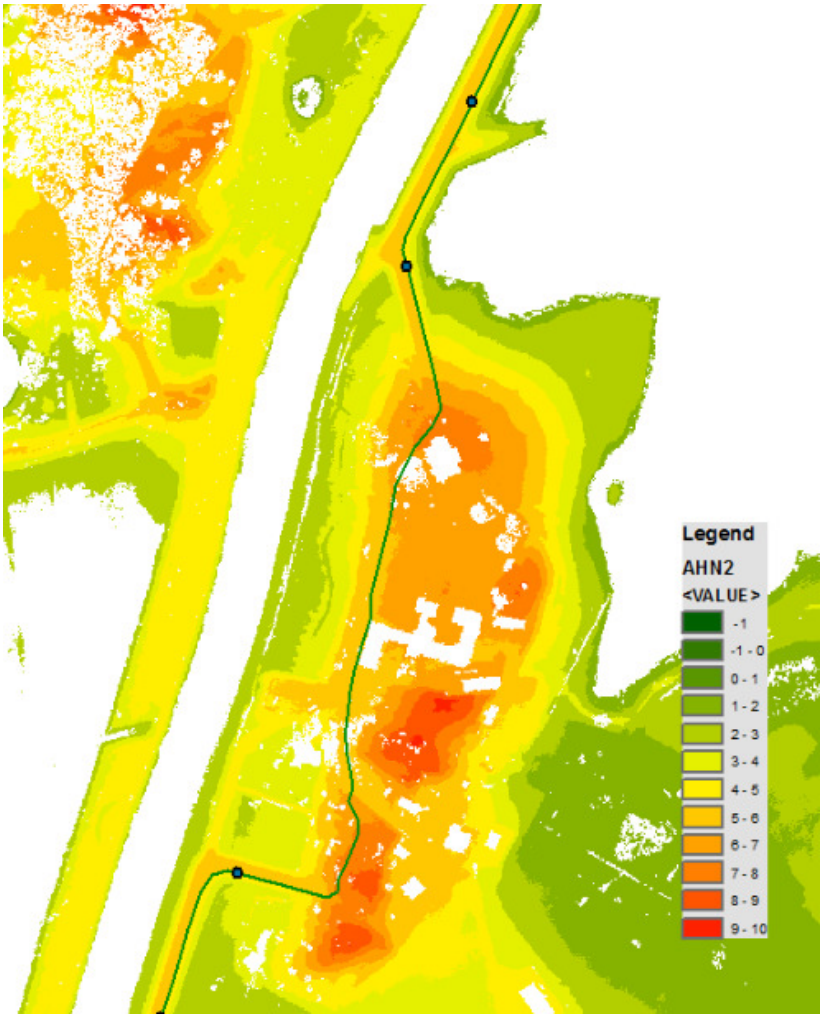
Figuur 5-5 Dijkvak 5C
Zanddijk op zandondergrond. Kleiige lagen op binnentalud (0,6 m) en buitentalud (1,2 m) aangetroffen. Kleilagen op NAP+1,8 tot +1,4 m, op -0,2 tot -0,7 m en op -6,0 tot -8,5 m.



Figuur 5-6 Dijkvak 6B
Over een gedeelte van dit dijkvak is een damwand aanwezig in de buitenteen. Er zijn profielen doorgerekend waarbij deze damwand wel en niet aanwezig is. Zanddijk met klebekleding aan zowel binnen- als buitentalud op een zandondergrond met kleilagen op NAP +2,5 m tot +1,8 m en van +0,9 m tot +0,4 m.



Figuur 5-7 Dijkvak 6D
Sit 1:zanddijk met kleibekleding op ondergrond van zand, klei (NAP +0,5 tot 0 m), veen (NAP -1,7 m tot -3 m) en wederom klei (NAP -5 tot -6,5 m).
Sit 2: zanddijk zonder kleibekleding op een zandondergrond met een kleilaag op NAP +1,5 m tot +0,5 m.



Figuur 5-8 Dijkvak 6C
Dijkvak sluit aan op dijklichamen van 6B en 6D. Bestaat uit hooggelegen terrein (natuurlijke hoogte). Ondergrond is veelal zandig. Groene lijn in figuur geeft locatie van de waterkering conform legger aan.

Royal HaskoningDHV

5.1.4 Eigenschappen ondergrond

Macrostabiliteit

Op basis van het uitgevoerde laboratoriumonderzoek, EC7 en eerdere analyses zijn karakteristieke en rekenwaarden van de grondparameters bepaald.

Tabel 5-7: Karakteristieke waarden grondparameters

Grondsoort	Volumieke massa [kN/m^3]		MC-model		CSSM-model	
	Verzadigd	Droog	Φ [°]	c' [kN/m^2]	Φ [°]	Su [kN/m^2]
KLEI, dijks	17,5	17,5	22,5	2,5	n.v.t	0,28
KLEI	17	17	17,5	2,5	n.v.t	0,25
KLEI, zandig	18	18	22,5	5	n.v.t	0,25
VEEN	10,5	10,5	15	2,5	n.v.t	0,38
ZAND los	19	17	30	-	36*	n.v.t
ZAND matig	20	18	32,5	-	37,5*	n.v.t
ZAND vast	21	19	35	-	40*	n.v.t
ZAND kleiig	18	18	27	-	35*	n.v.t

*Voor zand in CSSM-model zijn direct rekenwaarden afgeleid

Tabel 5-8: Rekenwaarden grondparameters (D-Geo Stability)

Grondsoort	Volumieke massa [kN/m^3]		MC-model		CSSM-model	
	Verzadigd	Droog	Φ [°]	c' [kN/m^2]	Φ [°]	Su [kN/m^2]
KLEI, dijks	17,5	17,5	17,7	1,6	n.v.t	0,26
KLEI	17	17	13,6	1,6	n.v.t	0,24
KLEI, zandig	18	18	17,7	3,1	n.v.t	0,23
VEEN	10,5	10,5	11,6	1,6	n.v.t	0,36
ZAND los	19	17	23,9	-	36	n.v.t
ZAND matig	20	18	26,1	-	37,5	n.v.t
ZAND vast	21	19	28,3	-	40	n.v.t
ZAND kleiig	18	18	21,4	-	35	n.v.t

Piping

Ten behoeve van de piping berekening zijn in totaal 28 korrelverdelingen uitgevoerd. Op deze waarnemingen is een statistische analyse uitgevoerd ter bepaling van enkele karakteristieke parameters. De volgende parameters zijn afgeleid:

- Hoog gemiddelde (95% bovengrens) d_{10} en d_{60} waarde, ter bepaling van de doorlatendheid in de piping gevoelige zandlaag.
- Laag gemiddelde (95% ondergrens) d_{50} waarde, ter bepaling van de $C_{w,creep}$ waarde welke gebruikt wordt als input in de formule van Lane (piping inclusief damwand).

- Laag gemiddelde d_{70} waarde, als input in de formule van Sellmeijer (piping bij enkel een horizontale kwelweg).

De doorlatendheid is geschat doormiddel van onderstaande formule uit Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen (2012).

$$k = c_0 - 1{,}83 \ln(U)\, d_{10}^2$$

Hier is c_0 1,5*10^4 m/s uitgaande van een losse pakking.

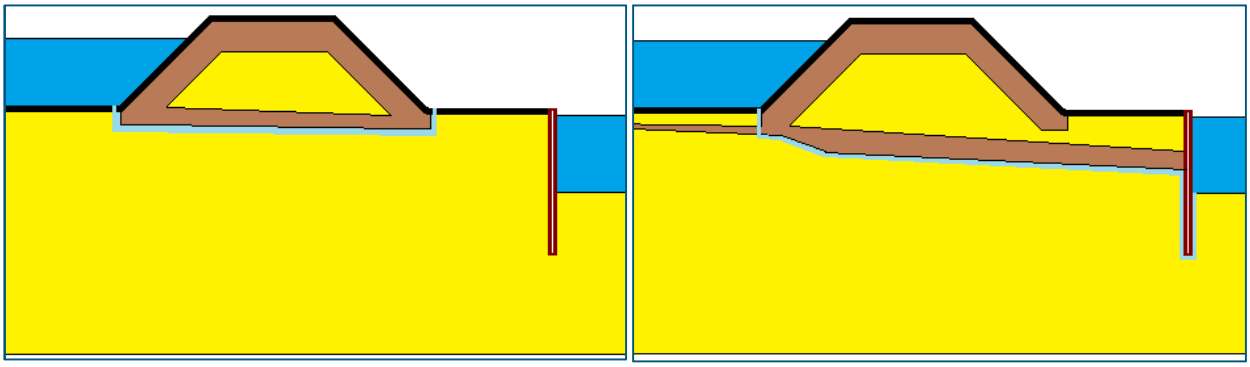
Dit leidt tot een d_{70} van 304 µm en een doorlatendheid van 17,3 m/dag (d_{10}=123 µm en d_{60}= 317 µm).
De d_{50} heeft een waarde van 209 µm. De bij deze d_{50} behorende $C_{w,creep}$ factor is 7 (grens met factor 6 ligt bij d_{50} van 210 µm, invloed hiervan is in gevoeligheidsanalyse onderzocht).

Zie bijlage IV voor uitgebreide onderbouwing.

5.2 Piping en heave

Uit de resultaten van het uitgevoerd geotechnisch onderzoek blijkt dat de kern van de *dijk* vaak zandig is, maar kleilagen komen ook veelvuldig in of direct onder de kern voor. Op voorhand is niet uit te sluiten dat piping kan optreden. In de veiligheidsanalyse is er daarom vanuit gegaan dat de dijk piping gevoelig is.

Uit het onderzoek blijkt tevens dat de *ondergrond* veelal zandig is. Kleilagen komen voor, maar bevinden zich niet altijd direct aan het maaiveld. Daarnaast varieert de dikte van deze lagen nogal. Voor analyse van het faalmechanisme piping is er daarom vanuit gegaan dat het intredepunt zich altijd ter plaatse van de buitenteen bevindt en dat het uittredepunt ter plaatse van de binnenteen of de damwand. De kleiige laag waaronder de pipe zich eventueel kan vormen, bevindt zich dan alleen direct onder de dijk(zate) of loopt door tot aan de damwand. Er zijn twee verschillende kwelweglengtes gehanteerd welke in onderstaande figuren schematisch zijn weergegeven.



Figuur 5-9:Schematische weergave van een situatie met het uittredepunt ter plaatse van de binnenteen (links, zonder damwand) en een situatie met het uittredepunt vlak achter de damwand (rechts, piping inclusief damwand).De bodemopbouw verschilt sterkt binnen beide situaties.

Voor alle profielen is evenwel een opbarst- en heaveberekening uitgevoerd voor de situatie dat er een doorlopende kleilaag aanwezig is in het achterland en piping optreedt in de zone tussen de binnenteen en de damwand. Vervolgens is ook piping/heave onderlangs de damwand gecontroleerd.
De piping berekeningen zijn weergegeven in Bijlage IV. De resultaten van de berekeningen zijn samengevat in de volgende tabellen. Het veiligheidsoordeel is samengevat in Tabel 5-15.

Royal HaskoningDHV

Analyse piping dijklichaam (zonder damwand)

Tabel 5-9 Resultaten berekening opbarsten voor zichtjaar 2035

Dijkvak	Stijghoogte [m NAP]	Polderpeil [m NAP]	Dikte deklaag [m]	Gronddruk [kN/m^3]	Waterdruk [kN/m^3]	Unity Check*	Opbarsten ja/nee
P5-A	4,6	3,8	1,0	6,66	12,00	1,80	ja
P5-B	4,6	3,8	1,4	10,08	12,00	1,19	ja
P5-C	Er is geen deklaag aanwezig, berekening op opbarsten niet uitgevoerd						n.v.t.
P6-B	3,96	3,00	1,1	6,93	14,40	2,08	ja
P6-D	4,00	3,00	0,7	4,41	15,00	3,40	ja

*vergelijking belasting met weerstand (inclusief alle partiële factoren), <1 voldoet.

Tabel 5-10 Resultaten berekening heave voor zichtjaar 2035

Dijkvak	Dikte deklaag [m]	i;optr [-]	i;crit [-]	Unity Check	Heave ja/nee
P5-A	1,0	0,8	0,5	1,60	ja
P5-B	1,4	0,57	0,5	1,14	ja
P5-C	Er is geen deklaag aanwezig				n.v.t.
P6-B	1,1	0,87	0,5	1,75	ja
P6-D	0,7	1,43	0,5	2,86	ja

Met:
i;optr = optredend verhang over de dikte van de deklaag ter plaatse van het uittredepunt
i;crit = kritiek verhang waarbij de zandkorrels zich verticaal kunnen verplaatsen

Tabel 5-11 Resultaten controle piping volgens Sellmeijer voor zichtjaar 2035

Dijkvak	MHW [m NAP]	Dikte deklaag* [m]	Kwelweglengte aanwezig [m]	ΔH optredend [m]	ΔH kritiek [m]	UC	Oordeel	Kwelweglengte benodigd / tekort
P5-A	5,22	0	13,5	1,42	1,01	1,41	Voldoet niet	22,6 / 9,1
P5-B	5,17	0	20,5	1,37	1,33	1,03	Voldoet niet	21,4 / 3,8
P5-C	5,11	0	20,5	1,31	1,33	0,99	Voldoet	20,1 / 0
P6-B	5,10	0	18,5	2,10	1,24	1,96	Voldoet niet	39,4 / 20,9
P6-D	5,09	0	24,3	2,09	1,49	1,40	Voldoet niet	33,8 / 9,5

* In de maatgevende situatie is er aan binnendijkse zijde geen kleilaag aanwezig. De deklaag zorgt namelijk voor een extra weerstand ter plaatse van het uittredepunt waardoor ΔH kritiek groter wordt.

Analyse piping bij damwand

Als uitgangspunt van de piping analyse inclusief damwand bevindt het intredepunt zich bij de buitenteen en het uittredepunt zich vlak achter de damwand in het kanaal. Omdat de kanaalbodem uit zand bestaat kan de bodem niet opbarsten. Er is immers geen kleilaag aanwezig waaronder druk kan opbouwen. Om deze reden is enkel getoetst op heave en piping.

Tabel 5-12 Resultaten berekening heave bij damwand voor zichtjaar 2035

Dijkvak	ΔH t.p.v. damwand [m]	Kwelweglengte verticaal [m]	i;optr [-]	i;crit [-]	Unity Check	Heave ja/nee
P5-A	0,8	1,34	0,60	0,5	1,19	ja
P5-B	0,8	1,31	0,61	0,5	1,22	ja
P5-C	0,45	1,2	0,38	0,5	0,75	nee
P6-B	0,66	0,96	0,69	0,5	1,38	ja
P6-D	1,00	2,4	0,42	0,5	0,83	nee

Tabel 5-13 Resultaten controle piping volgens Lane voor zichtjaar 2035

Dijkvak	MHW [m NAP]	Kwelweglengte horizontaal / verticaal	ΔH optredend [m]	ΔH kritiek [m]	Unity Check	Oordeel
P5-A	5,22	15,1 / 2,98	1,42	1,14	1,24	Voldoet niet
P5-B	5,17	21,6 / 3,42	1,37	1,52	0,90	Voldoet
P5-C	Er treedt geen heave op waardoor piping is uitgesloten					Voldoet
P6-B	5,10	25,6 / 5,82	2,10	2,05	1,02	Voldoet niet
P6-D	Er treedt geen heave op waardoor piping is uitgesloten					Voldoet

Tabel 5-14 Resultaten berekening benodigde kwelweglengte volgens Lane voor zichtjaar 2035

Dijkvak	Kwelweglengte horizontaal tekort [m]	Kwelweglengte verticaal tekort [m]	Damwandlengte tekort [m]
P5-A	5,78	1,93	0,96
P5-B	0	0	0
P5-C	Er treedt geen heave op waardoor piping is uitgesloten		
P6-B	1,04	0,35	0,17
P6-D	Er treedt geen heave op waardoor piping is uitgesloten		

Conclusie piping

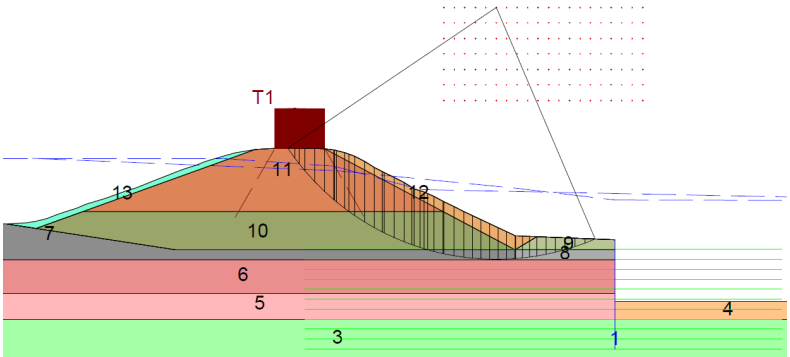
In onderstaande tabel zijn de resultaten van de veiligheidsanalyse piping weergegeven. De conclusie is dat 2 van de beschouwde dijkvakken (5C en 6C) voldoen voor het mechanisme piping. De overige vakken voldoen niet, de aanwezige kwelweglengte is onvoldoende. Het tekort aan kwelweglengte varieert tussen enkele meters en circa 20 m.
De damwand voldoet in 3 vakken. In 2 vakken is de lengte in beperkte mate onvoldoende, tekort van 1 m in 5A en 0,2 m in 6B. Er is echter alleen een kwelweg via de damwand mogelijk, indien tussen de binnenteen en de damwand een kleilaag aanwezig is die niet opbarst (en dat is hier *niet* het geval).
In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore langs de dijk is weergegeven.

Tabel 5-15: Resultaten veiligheidsanalyse piping voor jaar 2035

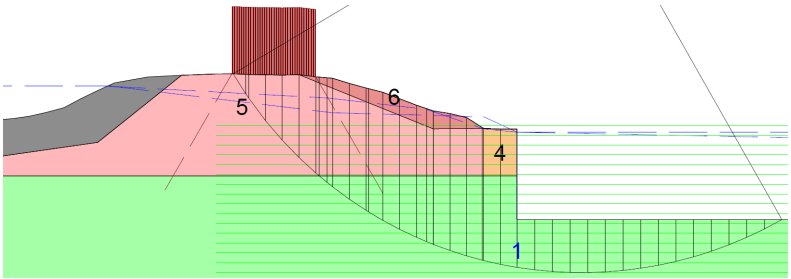
Dijkvak	Opbarsten ja/nee	Heave tpv binnenteen Ja/nee	Piping Oordeel Sellmeijer	Heave tpv kanaalbodem Ja/nee	Piping oordeel Lane	Piping oordeel totaal
5A	ja	ja	Voldoet niet	Ja	Voldoet niet	**Voldoet niet**
5B	ja	ja	Voldoet niet	Ja	Voldoet	**Voldoet niet**
5C	n.v.t.	n.v.t.	Voldoet	Nee	Voldoet	**Voldoet**
6B	ja	ja	Voldoet niet	Ja	Voldoet niet	**Voldoet niet**
6C	Hoge grond, voldoende breed, piping n.v.t.					**Voldoet**
6D	ja	ja	Voldoet niet	Nee	Voldoet	**Voldoet niet**

5.3 Macrostabiliteit binnenwaarts

De resultaten van de berekeningen voor macrostabiliteit binnenwaarts zijn samengevat inTabel 5-16. De maatgevende glijcirkel kan zowel voor de damwand eindigen (Figuur 5-10) als onder de damwand door gaan (Figuur 5-11). In Bijlage V zijn alle maatgevende glijcirkels opgenomen.

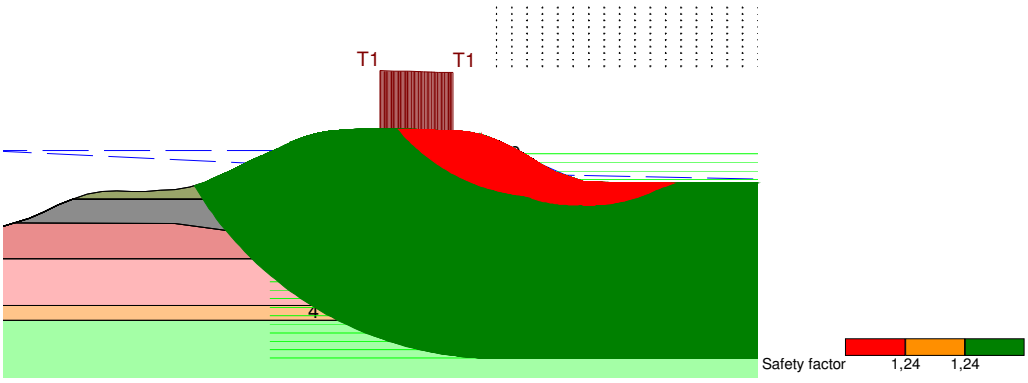


Figuur 5-10: Dijkvak 6 (situatie 1), het maatgevende glijvlak eindigt voor de damwand.

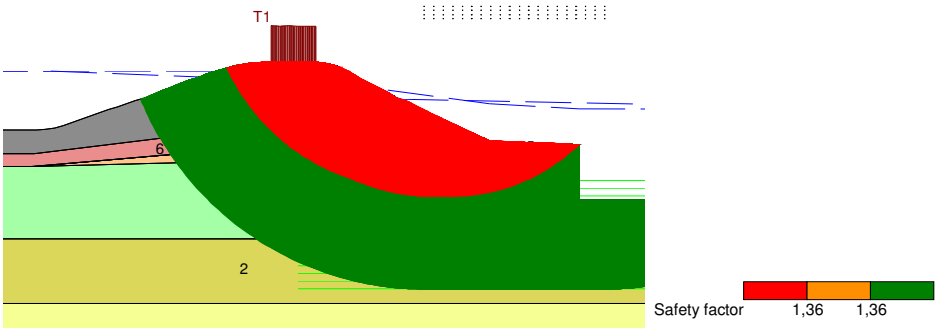


Figuur 5-11: Dijkvak 5B (situatie 1), het maatgevende glijvlak gaat onder de damwand door.

Sommige maatgevende glijcirkels zijn relatief ondiep. Bij ondiepe glijcirkels is niet meteen duidelijk of een dergelijke instabiliteit zal leiden tot instabiliteit van de hele waterkering. Voor deze glijcirkels zijn onderstaande de normcirkels opgenomen. De normcirkels laten de cirkel zien welke hoort bij het vereiste veiligheidsniveau.



Figuur 5-12: Dijkvak 5C (situatie 1), normglijcirkel bij een veiligheidsfactor van 1,24.



Figuur 5-13: Dijkvak 6D (situatie 2, met opbarsten), normglijcirkel bij een veiligheidsfactor van 1,36.

Tabel 5-16: Resultaten macrostabiliteit binnenwaarts

Dijkvak	Sit	Veiligheidsfactor			Vereiste veiligheidsfactor[1] zonder / met opdrijven	Vereiste veiligheidsfactor[2] bij damwand zonder / met opdrijven	Oordeel
		Met verkeer	Zonder verkeer	Bij opbarsten			
5A	1	0,91	0,98	0,90	1,24 / 1,36	1,28 / 1,41	Voldoet niet
	2	0,89	0,99	Nvt			Voldoet niet
5B	1	1,12	1,24	1,15			Voldoet niet
	2	0,93	0,97	Nvt			Voldoet niet
5C	1	0,87	0,87	Nvt			Voldoet niet
6B	1	0,73	0,71	0,60			Voldoet niet
6C	1	Hoge grond, voldoende breed en hoog, geen berekening uitgevoerd					voldoet
6D	1	0,76	0,78	0,70			Voldoet niet
	2	0,67	0,66	0,70			Voldoet niet

[1] Vereiste veiligheidsfactor met schematiseringsfactor 1,2 bij een glijcirkel die voor de damwand eindigt (dus “zonder damwand”).
[2] Vereiste veiligheidsfactor met schematiseringsfactor 1,2 bij cirkel onder damwand door

Conclusie macrostabiliteit binnenwaarts

De belangrijkste conclusies met betrekking tot ***macrostabiliteit binnenwaarts*** op basis van de uitgevoerde berekeningen zijn:

- De 5 berekende profielen voldoen allemaal niet aan de gestelde eis;

- Vak 6C met de hoge grond voldoet wel;
- Er is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door de schematiseringsfactor aan te passen van 1,2 naar 1,0. Het aanscherpen van de schematiseringsfactor resulteert niet in het goedkeuren van profiel/dijkvakken.

Dat er ter plaatse van alle dijkvakken (met uitzondering van 6C) sprake is van onvoldoende veiligheid tegen macrostabiliteit binnenwaarts heeft verschillende oorzaken. Indien het maatgevende glijvlak zich boven de damwand bevindt is het instabiele talud vaak het gevolg van een steile taludhelling (1:2 tot 1:2,5) soms in combinatie met een waterdruk onder de deklaag achter de binnenteen. In het geval van een maatgevend glijvlak onder de damwand door is er sprak van instabiliteit door een te korte damwand. In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore langs de dijk is weergegeven.

5.4 Macrostabiliteit buitenwaarts

De resultaten van de berekeningen voor macrostabiliteit buitenwaarts zijn samengevat in Tabel 5-17. In Bijlage V zijn de maatgevende glijcirkels opgenomen. Ter plaatse van dijkvak 6B is buitendijks over een gedeelte van het dijkvak een damwand aanwezig met een lengte van 3,5 meter. Deze damwand heeft geen invloed op de macrostabiliteit buitenwaarts omdat de glijcirkel het maaiveld boven de bovenkant van de damwand doorsnijd. De berekening is tevens opgenomen in de hiervoor genoemde bijlage.

Tabel 5-17: Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts

Dijkvak	Sit	Veiligheidsfactor		Vereiste veiligheidsfactor[1] zonder damwand	Vereiste veiligheidsfactor[2] bij damwand	Oordeel
		Met verkeer	Zonder verkeer			
5A	1	1,36	1,64	1,15	1,20	Voldoet
	2	1,83	2,66			Voldoet
5B	1	1,22	1,22			Voldoet
	2	1,05	1,05			Voldoet niet
5C	1	1,30	1,27			Voldoet
6B	1	0,79[3]	0,79[3]			Voldoet niet
6C	1	Hoge grond, voldoende breed en hoog, geen berekening uitgevoerd				Voldoet
6D	1	0,86	0,86			Voldoet niet
	2	0,82	0,83			Voldoet niet

[1] Vereiste veiligheidsfactor met schematiseringsfactor 1,2 bij een glijcirkel die voor de damwand eindigt (dus “zonder damwand”).
[2] Vereiste veiligheidsfactor met schematiseringsfactor 1,2 bij cirkel onder damwand door
[3] met of zonder damwand

Conclusie macrostabiliteit buitenwaarts

De belangrijkste conclusies met betrekking tot ***macrostabiliteit buitenwaarts*** op basis van de uitgevoerde berekeningen zijn:

- Drie (3) vakken voldoen aan de gestelde eis (5A, 5C en 6C). Voor vak 5B geldt dat voor bodemopbouw conform situatie 1 de veiligheid wel voldoende is, voor situatie 2 niet.
- De overige vakken voldoen niet aan de gestelde eis.
- Er is een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd door de schematiseringsfactor aan te passen van 1,2 naar 1,0. Door het aanscherpen van de schematiseringsfactor zou vak 5B situatie 2 ook voldoen, de overige vakken blijven niet voldoen.

Dat er ter plaatse van sommige dijkvakken sprake is van onvoldoende veiligheid tegen macrostabiliteit buitenwaarts is het gevolg van een groot hoogteverschil tussen buitendijks maaiveld en de kruin van de dijk in combinatie met een steile taludhelling.
In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore langs de dijk is weergegeven.

5.5 Voorlandstabiliteit

Conform eerdere toetsrondes is eerst de toets op basis van vuistregels uitgevoerd. Hierbij geldt dat als het voorland is ontstaan door natuurlijke processen (dat is hier het geval) én de fictieve geuldiepte is <9 m (hier ook het geval), dat dan wordt voldaan aan de vuistregel voor Afschuiving en Zettingsvloeiing. Vervolgens wordt getoetst aan het bestortingscriterium, waarbij geldt dat aan de buitenteen van de kering het profiel niet doorsnede mag worden door een lijn met helling 1:2,5. Dat is hier niet het geval, het profiel voldoet.

Tabel 5-18 Resultaten stabiliteit voorland

Dijkvak	Vuistregel	bestortingscriterium	Oordeel STMI
P5-A	10,26	0	Voldoet
P5-B	8,86	0	Voldoet
P5-C	9,3	0	Voldoet
P6-B	23,47	2,23	Voldoet
P6-C	Hoge grond		voldoet
P6-D	5,19	4,57	Voldoet

5.6 Microstabiliteit

Het faalmechanisme microstabiliteit kan in het geval een dijk volledig is opgebouwd uit cohesief materiaal worden uitgesloten. Echter, in dit geval is in de dijk wisselend klei en zand aangetroffen. Wanneer de zandige delen van de dijkkern niet goed kunnen draineren tijdens en na een hoogwatersituatie kan in deze lagen een wateroverdruk ontstaan. Een dergelijke wateroverdruk kan in het meest ongunstige geval leiden tot opdrukken of afschuiven van de binnendijkse bekleding. Of de ondergrond bij de binnenteen van de dijk voldoende drainerend werkt is niet met zekerheid te zeggen, daarom is er nu vanuit gegaan dat dit niet het geval is.
De resultaten van de berekeningen van microstabiliteit zijn in Tabel 5-19 en Tabel 5-20 samengevat.

Tabel 5-19: Resultaten microstabiliteit – Opdrukken

Dijkvak	Talud	Stijghoogte kernzone [m NAP]	Freatische lijn binnenteen [m NAP]	Dikte deklaag loodrecht op talud [m]	Gronddruk [kN/m^3]	Waterdruk [kN/m^3]	Unity Check	Opdrukken ja/nee
P5-A	1:2,5	4,7	3,9	0,56	10,21	10,04	0,98	nee
P5-B	1:2,9	4,5	3,90	0,47	8,66	6,76	0,84	nee
P5-C	1:2,3	4,43	4,00	0,55	7,24	3,24	0,45	nee
P6-B	1:2,3	4,26	3,00	1,1	24,15	20,49	0,85	nee
P6-C	Hoge grond, geen toets op microstabiliteit							
P6-D	1:2,1	4,47	3,00	0,41	9,20	25,03	2,72	ja

Tabel 5-20 Resultaten microstabiliteit - Afschuiven

Dijkvak	Gronddruk [kN/m^3]	Waterdruk [kN/m^3]	Unity Check	Afschuiven ja/nee	Oordeel STMI	Oordeel STMI indien geen deklaag aanwezig en onvoldoende drainerende ondergrond
P5-A	10,26	0	0,00	nee	Voldoet	Voldoet niet
P5-B	8,86	0	0,00	nee	Voldoet	Voldoet niet
P5-C	9,3	0	0,00	nee	Voldoet	Voldoet niet
P6-B	32,46	2,42	0,07	nee	Voldoet	Voldoet niet
P6-C	Hoge grond				Voldoet	Voldoet
P6-D	5,19	4,57	0,88	nee	Voldoet niet	Voldoet niet

Conclusie microstabiliteit

De belangrijkste conclusies met betrekking tot ***microstabiliteit*** op basis van de uitgevoerde berekeningen zijn:

- De aangetroffen dikte van de deklaag op het binnentalud is ter plaatse van dijkvak 6Donvoldoende, daar kan opdrukken optreden. Op de andere locaties treedt geen opdrukken op.
- De kering voldoet op afschuiven.
- In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore langs de dijk is weergegeven.

5.7 Beoordeling constructies

In de stabiliteitsberekeningen zijn de damwanden als “forbidden line” gemodelleerd. De glijcirkel kan in de berekening niet door deze lijn, maar moet er boven of onderlangs.
De resultaten van deze berekening laten zien dat de kering op alle locaties niet voldoet, zelfs met de damwand.
De sterkte van de damwand is daarom in deze veiligheidsanalyse niet verder onderzocht.

5.8 Resumé

In voorliggende veiligheidsanalyse zijn de volgende geotechnische beoordelingssporen beoordeeld:

- Piping en heave (STPH)
- Macrostabiliteit binnenwaarts (STBI)
- Macrostabiliteit buitenwaarts (STBU)
- Voorlandstabiliteit (STVL)
- Microstabiliteit (STMI)

Het eindoordeel per dijkvak voor de betreffende beoordelingssporen is onderstaand samengevat.

Tabel 5-21: samenvatting resultaten veiligheidsanalyse geotechniek

Dijkvak	STPH	STBI	STBU	STVL	STMI
5A	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
5B	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
5C	Voldoet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet	Voldoet
6B	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet
6C	Voldoet	Voldoet	Voldoet t	Voldoet	Voldoet
6D	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet niet	Voldoet	Voldoet niet

In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore langs de dijk is weergegeven.

6 Beschadiging bekledingen en erosie dijklichaam

In dit hoofdstuk zijn de analyses en resultaten gepresenteerd voor het faalmechanisme *beschadiging bekleding en erosie dijklichaam* (bekleding). In deze veiligheidsanalyse zijn deze dijktrajecten tegen het licht gehouden met de nieuwe rekenregels uit het OI2014. Uitgangspunt voor deze analyses zijn het OI2014 v3 [1] en de werkwijzer voor de bepaling van de hydraulische ontwerprandvoorwaarden [3].

6.1 Selectie bekledingen

De bekleding op de waterkeringen in het projectgebied bestaat grofweg uit twee delen: een grasbekleding op het buitentalud en het binnentalud en een asfaltweg op de kruin. In de veiligheidsabeoordeling wordt alleen gekeken naar de grasbekleding. De asfaltweg is niet aangelegd als dijkbekleding en kan derhalve ook niet als dusdanig beoordeeld worden. Wel mag verwacht worden dat het weglichaam een grotere erosiebestendigheid heeft dan de grasbekleding. Om deze redenen wordt alleen gekeken naar de grasbekleding.

In de beoordeling wordt alleen gekeken naar de grasbekleding op het buitentalud. Het oordeel van de grasbekleding op het binnentalud hangt samen met de hoogte van de waterkering en is in de beoordeling van het kritieke overslagdebiet (zie hoofdstuk 0) meegenomen.

Grasbekleding op het buitentalud

Ten aanzien van grasbekledingen is nog veel onderzoek gaande. Dit heeft echter nog niet geleid tot nieuwe toets- en ontwerpregels. Zo is in het OI2014 v3 niet aangegeven hoe om te gaan met grasbekledingen. In deze veiligheidsanalyse zijn de grasbekledingen derhalve beoordeeld conform de VTV2006 [13] en de Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde [14]. Hierbij zijn wel de aangepaste hydraulische belastingen conform [3] meegenomen.

De grasbekleding op de dijk is in de derde toetsronde goedgekeurd op basis van het beheerdersoordeel. De kwaliteit van de grasmat is matig en wordt gekwalificeerd als open. Het grondonderzoek laat zien dat er op het buitentalud een kleilaag aanwezig is van minimaal 1 m dik. Uit het laboratoriumonderzoek blijkt dat de klei een in de categorie C1 – zeer erosiebestendig valt.

6.2 Hydraulisch belastingniveau / golfcondities grasbekleding

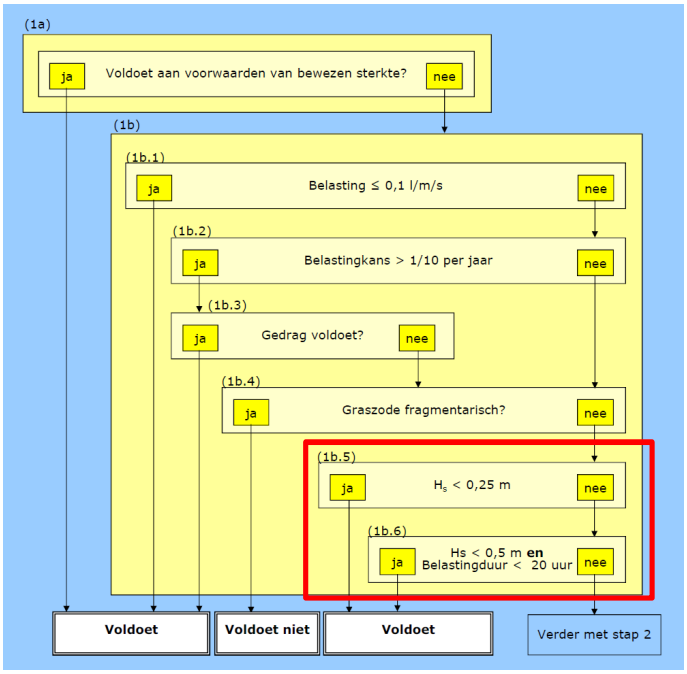
Met Hydra-Zoet zijn de hydraulische belastingen bepaald voor de grasbekleding. Uit deze analyse blijkt dat de golfbelasting zeer gering is. De golven hebben een significante golfhoogte van ca 0,3 tot 0,4 m en een piekperiode van ca 2,5 s. Door de oostelijke oriëntatie van de dijk is de golfbelasting relatief klein.

6.3 Beoordeling grasbekleding

De grasbekleding op de waterkeringen in het projectgebied ligt op het deel van het talud dat onder maatgevende omstandigheden wordt belast. De grasbekleding is beoordeeld op erosie van de grasmat en afschuiving van de grasmat. De Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken ten behoeve van het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde [14] biedt vervolgens handzame handvatten om de bekledingen te beoordelen.

Erosie buitentalud

Op basis van de handreiking is de erosie op het buitentalud beoordeeld. In Figuur 6-1 is het gehanteerde schema met eenvoudige toetsregels voor erosie buitentalud weergegeven. Daarbij is de beoordeling gericht op de stappen 1b.5 en 1b.6 (rood kader) waarin de mogelijkheid wordt geboden om op basis van alleen de significante golfhoogte en de belastingduur een oordeel te vormen.



Figuur 6-1:. Schema eenvoudige toetsregels op Erosie buitentalud [14]

De grasbekleding op het buitentalud van de IJsseldijken bij het Apeldoorns Kanaal kunnen op basis van stap 1b.6 als voldoende worden beoordeeld. De significante golfhoogte H_s is kleiner dan 0,5 m en de belastingduur is kleiner dan 20 uur. De maatgevende golfbelasting ontstaat bij een wind uit oostelijke richting met windkracht 7. Het is niet aannemelijk dat deze condities langer dan 20 uur aanhouden.

In [14] wordt aangegeven dat gebruik kan worden gemaakt van het gegeven dat als een grasbekleding voldoet aan de eisen van golfklap, deze ook in de golfoploopzone voldoet mits de sterkte niet significant afneemt met de hoogte van het talud. Van dit laatste is geen sprake. Daarom wordt voor de beoordeling van golfoploop hetzelfde oordeel als voor golfklap aangehouden.

Afschuiving grasbekleding buitentalud

Voor de beoordeling van de grasbekleding buitentalud wordt het stappenschema van [13] doorlopen. Op basis van de eenvoudige beoordeling wordt geconcludeerd dat de bekleding voldoet voor dit deelfaalmechanisme:

- Stap 1.1: De dijken zijn heterogeen van samenstelling. Niet overal is sprake van een kleikern.
- Stap 1.2: Er zijn geen zandscheggen aanwezig.
- Stap 1.3: De golfhoogte is kleiner dan de dikte van de kleilaag, dus de bekleding voldoet.

Erosie kruin en binnentalud

De grasbekleding op heb binnentalud is in deze consequentieanalyse niet gedetailleerd beschouwd. Voor de hoogteanalyse is een kritiek overslagdebiet aangehouden van 1,0 l/s/m. Dit kan gezien worden als een ondergrens voor een matige grasbekleding met een open zode waarbij de grasbekleding het overslagdebiet nog kan weerstaan. Daar waar in de hoogte analyse is geconcludeerd dat de dijk

voldoende hoog is en er geen overslagdebiet groter dan 1,0 l/s/m optreedt voldoet de grasbekleding ook. Omdat hoogte en bekledingsterkte zo met elkaar samenhangen voldoet de bekleding niet op die trajecten die in de hoogteanalyse 2035 (zie hoofdstuk 4.1) een groter overslagdebiet kennen dan 1 l/m/s

7 Niet waterkerende objecten

In dit hoofdstuk zijn de niet-waterkerende objecten beschouwd. Binnen het projectgebied liggen diverse niet-waterkerende objecten op, in of direct naast de waterkering, zoals bebouwing, kabels & leidingen en begroeiing. Dergelijke objecten hebben geen waterkerende functie, maar kunnen door hun ligging wel (onbedoeld) onderdeel zijn geworden van de sterkte van de waterkering. In principe zijn dergelijke objecten vergunningplichtig en worden deze zo aangelegd dat ze geen ongewenste bijdrage leveren aan de veiligheid van de waterkering.

In het OI2014 v3 worden geen eisen ten aanzien van de niet-waterkerende objecten geformuleerd. De niet-waterkerende objecten zijn echter niet maatgevend voor de scope van de dijkversterking. Dergelijke objecten zullen indien nodig moeten worden ingepast, aangepast of verwijderd.

7.1 Beoordeling

In het kader van de inpassing, aanpassing of verwijdering in de dijkverbetering is het van belang te weten welke objecten aanwezig zijn in de keringen in het projectgebied.

Begroeiing

Aan de buitenzijde van de dijk zijn bomen aanwezig.
Het omvallen van bomen kan potentieel negatief zijn voor piping aangezien er kortsluiting kan ontstaan door de wortels of door het omvallen van de boom. Echter de waterkeringen zijn reeds afgekeurd op piping en daarom hebben de bomen geen effect op de uitkomst van de veiligheidsanalyse.

Indien bomen op of dicht bij het buitentalud staat kunnen deze een negatief effect hebben op de macrostabiliteit berekening buitenwaarts. Als de bomen omvallen is er namelijk minder passieve weerstand aanwezig binnen de glijcirkel. Omdat dit slechts zeer lokale verschijnselen zijn is aangenomen dat de bomen geen effect hebben op de uitkomst van de veiligheidsanalyse.

Bebouwing

Op verschillende plaatsen langs de dijk is bebouwing aanwezig in of nabij het buitentalud. In eerdere toetsrondes is beoordeeld dat deze bebouwing buiten het beoordelingsprofiel ligt.
De dijk is op basis van andere faalmechanismen afgekeurd, een nadere beschouwing van de bebouwing gaat de uitkomst van de veiligheidsanalyse niet wijzigen.

Kabels en leidingen

- Uit de vorige toetsronde blijkt dat een tweetal leidingen onvoldoende scoort:
- Gasleiding (914,4 mm) bij dp 668+60
- Riool (250 mm) bij dp 676a+40 – 676b+89

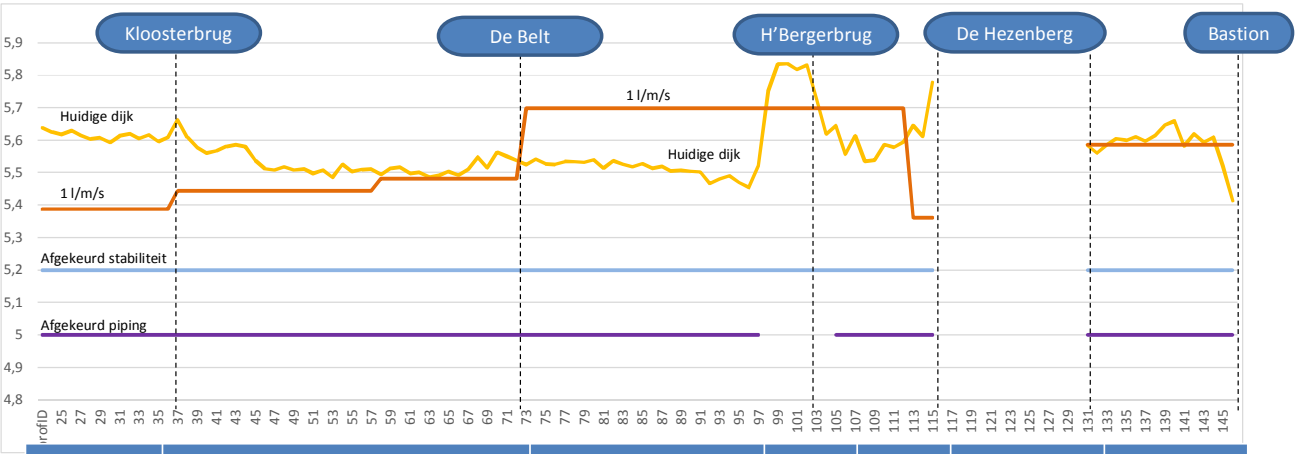
Overige leidingen zijn goedgekeurd

8 Conclusies en aanbevelingen

In dit hoofdstuk zijn de conclusies en aanbevelingen gegeven van de veiligheidsanalyse van het project IJsselkering Apeldoorns Kanaal. In deze analyse zijn de dijken in het projectgebied beoordeeld aan de hand van het OI2014 v3. Het doel van deze studie is om de effecten van de nieuwe norm en het bijbehorende instrumentarium te bepalen en de scope voor het dijkversterkingsproject vast te stellen. In de veiligheidsanalyse is gekeken naar het zichtjaar 2035.

8.1 Conclusies

De veiligheidsanalyse heeft niet geleid tot een bijstelling van de scope van het dijkversterkingsproject IJsseldijk Apeldoorns Kanaal ten opzichte van de eerder uitgevoerde toets. De dijk voldoet niet aan de eisen van het OI2014 v3. De resultaten zijn visueel langs het traject gepresenteerd in onderstaande Figuur 8-1. Meer in detail zijn de toetsscores opgenomen in de daarop volgende Tabel 8-1.
In bijlage VII is een kaart opgenomen waarin de toetsscore voor de verschillende faalmechanismen langs de dijk is weergegeven.



1	2	3	4	5		6
hoogte	hoogte	hoogte	hoogte	hoogte		hoogte
piping	piping	piping	piping	piping		piping
stabiliteit binnenwaarts	stabiliteit binnenwaarts	stabiliteit binnenwaarts	stabili-teit binnen-waarts	stabili-teit binnen-waarts		stabiliteit binnenwaarts
stabiliteit buitenwaarts	stabiliteit buitenwaarts	stabiliteit buitenwaarts	stabili-teit buiten-waarts	stabili-teit buiten-waarts		stabiliteit buitenwaarts
micro-stabiliteit	micro-stabiliteit	micro-stabiliteit	micro-stabiliteit	micro-stabiliteit		micro-stabiliteit

Figuur 8-1:. Resultaten veiligheidsanalyse IJsseldijk Apeldoorns Kanaal 2035 gepresenteerd langs de dijk

Tabel 8-1: Samenvatting resultaten veiligheidsanalyse IJsseldijk Apeldoorns Kanaal 2035

HMP	Dijkvak	Overloop en overslag (hoogte) HT	Opbarsten en piping STPH	Macrostabiliteit binnenwaarts STBI	Macrostabiliteit buitenwaarts STBU	Stabiliteit Voorland STVL	Microstabiliteit STMI	Bekleding - Gras STBK	Totaal
653	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
654	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
655	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
656	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
657	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
658	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
659	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
660	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
661	5A	G	O	O	G	G	G	G	O
662	5B	G	O	O	G	G	G	G	O
663	5B	G	O	O	G	G	G	G	O
664	5B	G	O	O	G	G	G	G	O
665	5B	G	O	O	G	G	G	G	O
666	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
667	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
668	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
669	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
670	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
671	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
672	5B	O	O	O	G	G	G	G	O
673	5C	G	G	O	G	G	G	G	O
674	6B	O	O	O	O	G	G	G	O
675	6B	O	O	O	O	G	G	G	O
676	6B	G	O	O	O	G	G	G	O
677	6C	G	G	G	G	G	G	G	G
678	6D	O	O	O	O	G	O	G	O
679	6D	G	O	O	O	G	O	G	O
680	6D	G	O	O	O	G	O	G	O
681	6D	O	O	O	O	G	O	G	O

Overloop en overslag (hoogte)– HT

Voor de beschouwde dijken geldt dat de grasbekleding op het binnentalud slecht tot matig is. Daardoor is in de veiligheidsanalyse een maximaal toelaatbaar overslagdebiet van 1,0 l/s/m aangehouden. In 2035 heeft circa 950 m dijk onvoldoende hoogte om dit overslagdebiet tegen te gaan. Bij de definitie van de opgave voor de dijkversterking wordt uitgegaan van de verwachte hydraulische belasting voor een langere termijn, bijvoorbeeld tot zichtjaar 2070.

Opbarsten en piping – STPH

Vier (4) van de zes (6) dijkvakken zijn afgekeurd op opbarsten en piping. De kwelwegtekorten kunnen oplopen tot circa 20 m. Deze tekorten worden vooral veroorzaakt door nieuwe inzichten sinds het gereedkomen van de derde toetsronde en hebben geleid tot het toepassen van een nieuwe toetsregel van Sellmeijer.

Macrostabiliteit – STBI en STBU
Voor het faalmechanisme macrostabiliteit is de dijk gecontroleerd op het afschuiven van het binnen- en buitentalud. Het binnen- en buitentalud van de dijk is vrij steil, op sommige dijkvakken 1:2 à 1:2,5. De dijk voldoet dan veelal niet.

Stabiliteit Voorland – STVL
De dijk voldoet op dit mechanisme, op basis van vuistregel en bestortingscriterium.

Microstabiliteit – STMI
Het grondonderzoek toont aan dat de dijkopbouw vrij heterogeen is. Ter plaatse van vak 6D kan niet worden uitgesloten dat micro-instabiliteit optreedt.

Beschadiging bekleding en erosie dijklichaam – STBK
De grasbekleding van de waterkering voldoet. De golfcondities zijn hier beperkt. Uit een eenvoudige toets aan de hand van de significante golfhoogtes en belastingduur kan de grasbekleding op het buitentalud van deze waterkering als voldoende worden beoordeeld.
De grasbekleding het binnentalud voldoet niet overal aan de eisen. Het beoordelen van het binnentalud hangt samen met de hoogte van de kering. De grasbekleding op het binnentalud voldoet niet indien het overslagdebiet groter is dan het kritieke overslagdebiet.

Niet waterkerende objecten – NWO's
Een tweetal leidingen voldoet niet, overige leidingen wel. Voor de overige NWO's geldt dat de score van de 3^{e} toetsronde is overgenomen (voldoende) of dat de score de beoordeling niet beïnvloedt (bomen).

8.2 Aanbevelingen

Waterstandstatistiek
- De waterstandstatistiek is in het projectgebied zeer complex. Dit komt doordat het in de benedenloop van de IJssel ligt en dus ook invloeden vanuit het IJsselmeer meespelen. Daarnaast zijn er twee grote rivierverruimingsprojecten in uitvoering die invloed hebben op het project. In deze studie is de meest recente kennis meegenomen. Echter doordat de benodigde kerende hoogte belangrijk is voor de veiligheidsopgave wordt aanbevolen om de ontwikkelingen op de waterstandstatistiek goed te blijven volgen.

Geotechnische faalmechanismen
- In de volgende fase dienen de kenmerken van de damwand (locatie, type, diepte) te worden bevestigd. Deze informatie beïnvloedt de veiligheidsanalyse niet, maar is wel belangrijk voor het ontwerp.
- De drainerende werking van de ondergrond nabij de binnenteen (tussen damwand en binnenteen) dient nader te worden onderzocht om micro-instabiliteit al dan niet uit te sluiten.

9 Referenties

[1] Rijkswaterstaat, “OI2014v3 - Handreiking ontwerpen met overstromingskansen”, juli 2015

[2] Witteveen en Bos: Notitie “Analyse Veiligheidsopgave”, project “Verbetering waterkering 5e en 6e pand Apeldoorns Kanaal”, referentie AP 539-9/14-019.494. Status Definitief 02. Datum 16 oktober 2014 en “VKA ontwerp (concept versie) verbetering waterkering 5e en 6e pand Apeldoorns kanaal”, datum 5 november 2014.

[3] Deltares, “Werkwijze bepaling hydraulische ontwerprandvoorwaarden – OI2014 versie 3 voor HWBP 2015 projecten”, Memo 1210420-000-HYE-0007, 3 juli 2015

[4] Wiertsema & Partners, “Geotechnisch onderzoek verbetering waterkering Apeldoorns Kanaal, Dijkring 52 te Hattem” en “Geotechnisch laboratoriumonderzoek verbetering waterkering Apeldoorns Kanaal, Dijkring 52”, november 2014.

[5] Ministerie van Verkeer en Waterstaat and ENW, “Leidraad Rivieren”, 2007.

[6] TAW, “Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies”, 2001.

[7] Rijkswaterstaat and Deltares, “Onderzoeksrapport Zandmeevoerende Wellen”, 2012.

[8] ENW, “Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken”, 2012.

[9] Deltares, “Handreiking voor het bepalen van schuifsterkte parameters”, 2014.

[10] Deltares, “Schematiseringshandleiding Macrostabiliteit”, maart 2016

[11] ENW, “Technisch Rapport Grondmechanisch Schematiseren bij Dijken”, oktober 2012

[12] TAW, Leidraad Kunstwerken, mei 2003.

[13] Ministerie van Verkeer en Waterstaat, “Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen,” september. 2007.

[14] Rijkswaterstaat, “Handreiking Toetsen Grasbekledingen op Dijken t.b.v. het opstellen van het beheerdersoordeel (BO) in de verlengde derde toetsronde”, oktober 2012

[15] Wittenveen + Bos, “K&L dossier”, memo AP539-9/14-017.611, 17 september 2014

[16] KPR, Email ‘Beantwoording vragen naar aanleding van overleg hydraulische Apeldoorns Kanaal’, 21 juli 2016.

[17] Fugro, rapportage geotechnisch onderzoek betreffende Verbetering IJsseldijk Apeldoornskanaal, opdrachtnummer 1316-0208-000 d.d. 23 augustus 2016.

[18] RHDHV, Technische Uitgangspuntennotitie Verbetering IJsseldijk Apeldoorns Kanaal pand 5 en 6, document nummer WATBE5115R001D01 d.d. 18 augustus 2016.

[19] TAW, Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken, september 2004.

Bijlage

I. Profielen

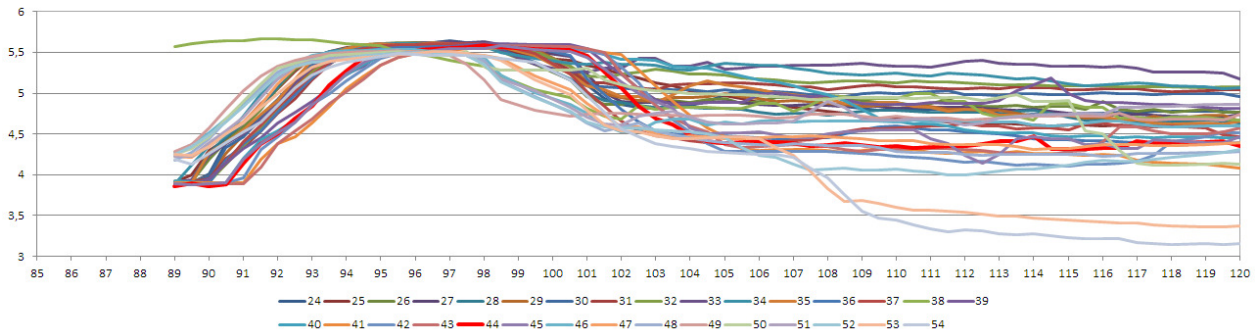
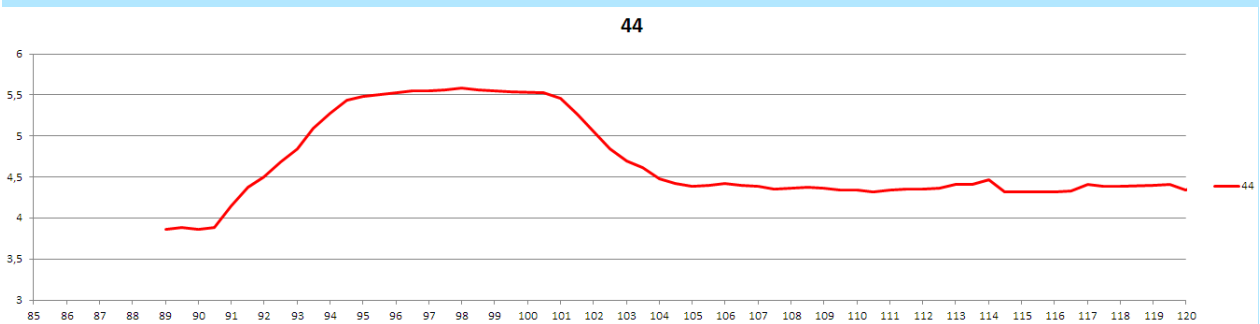
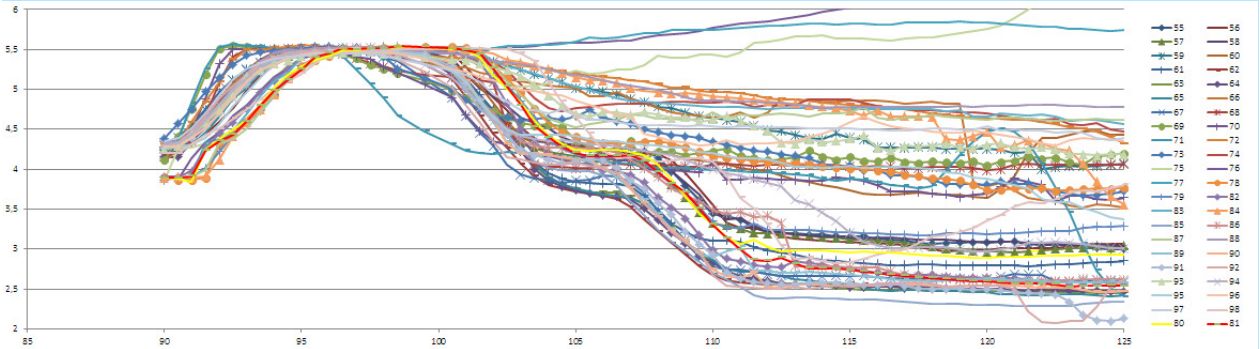
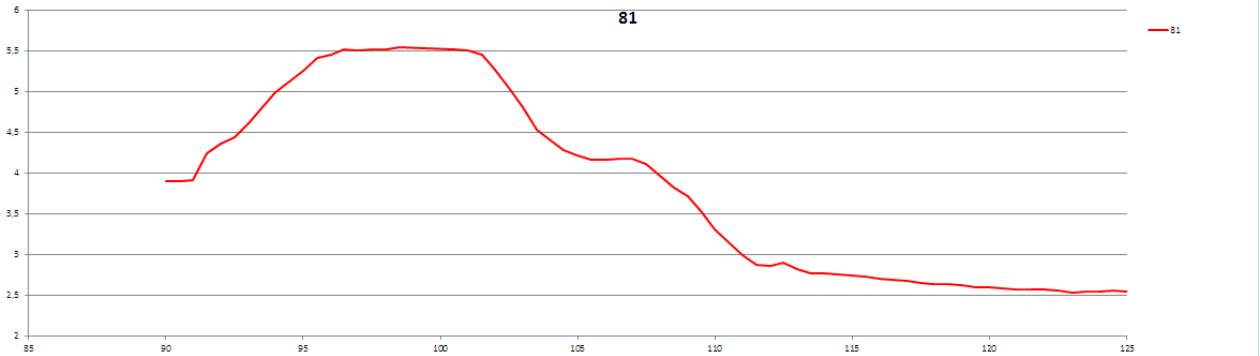
Gebruikte AHN-profiel tbv analyses

Royal HaskoningDHV

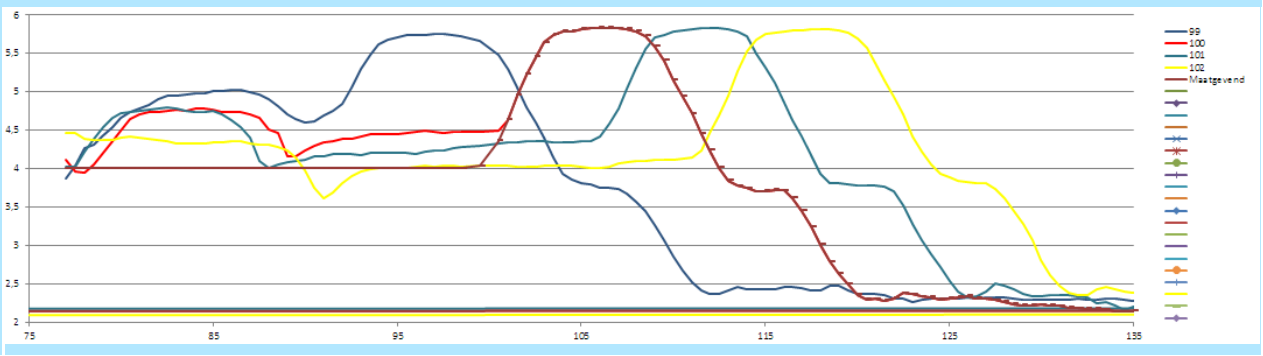
Royal HaskoningDHV

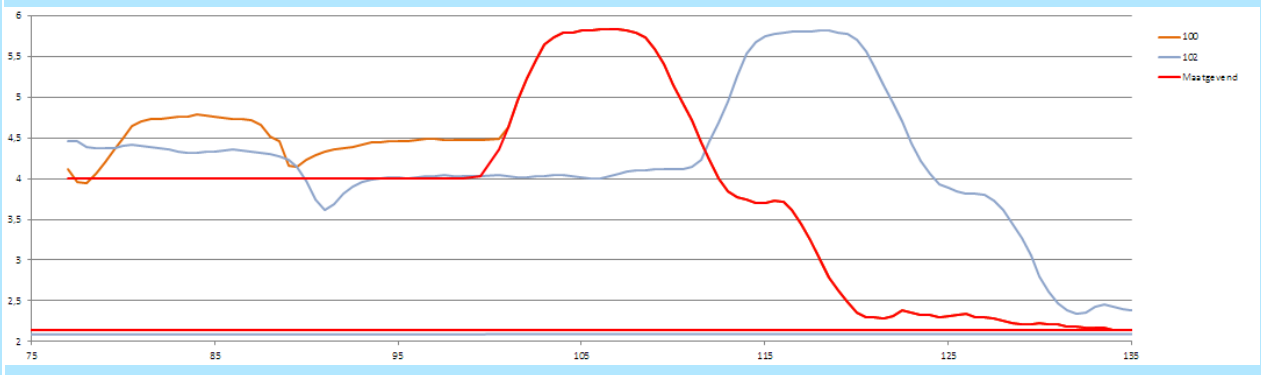
Gebruikte AHN-profielen t.b.v. geotechnische schematisatie

Per dijkvak zijn eerst alle gemeten profielen gepresenteerd. In de volgende regel is het geselecteerde profiel aangegeven.

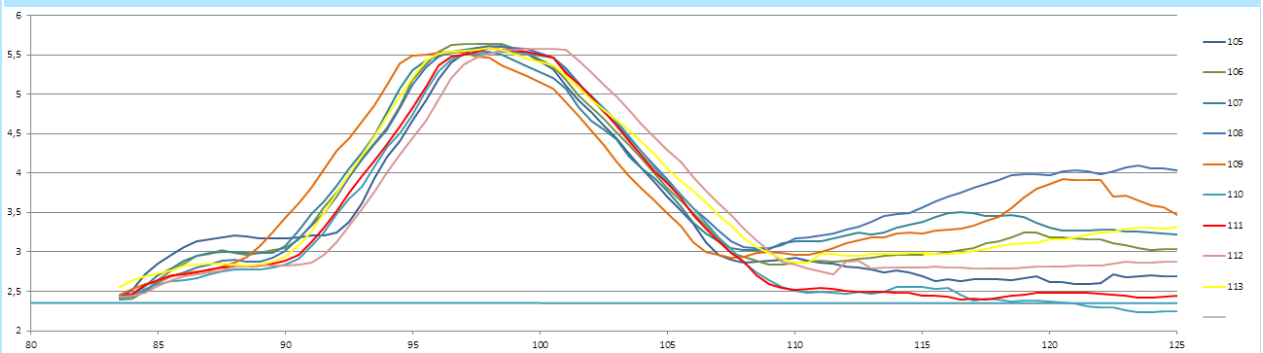
Dijkvak	AHN profielen
5A	
	
5B	
	

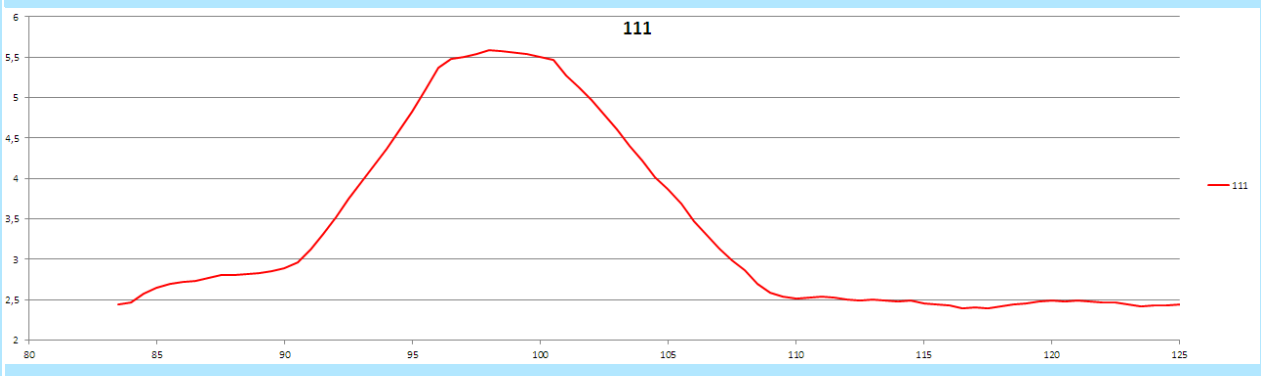
5C


99
100
101
102
Maatgevend

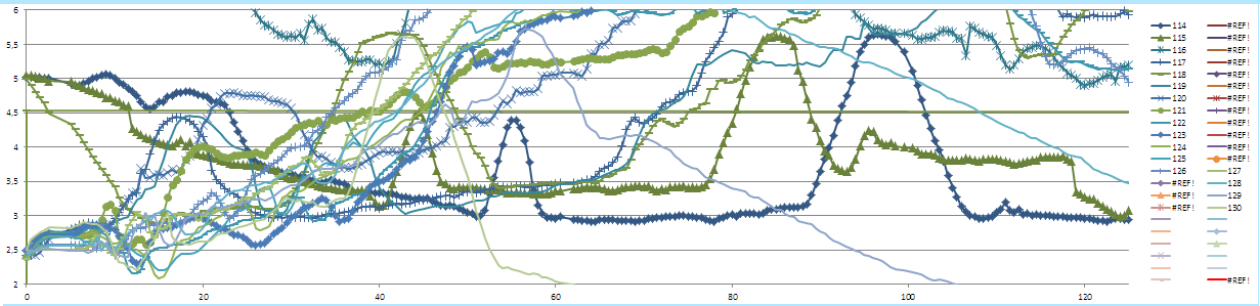

100
102
Maatgevend

6B

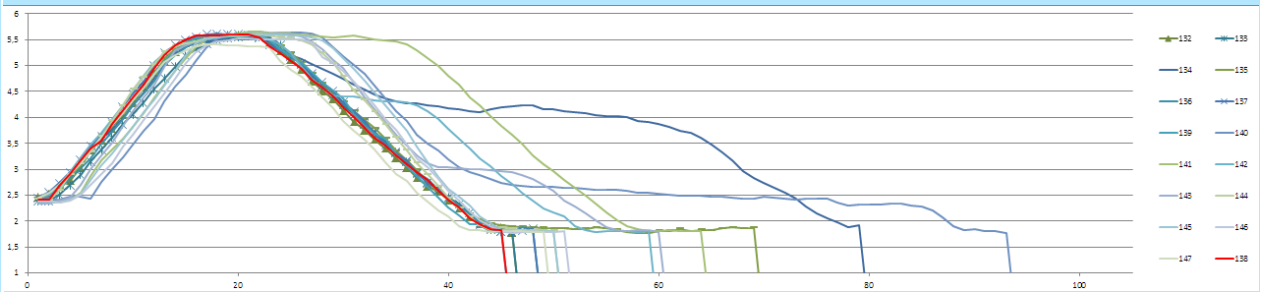

105
106
107
108
109
110
111
112
113

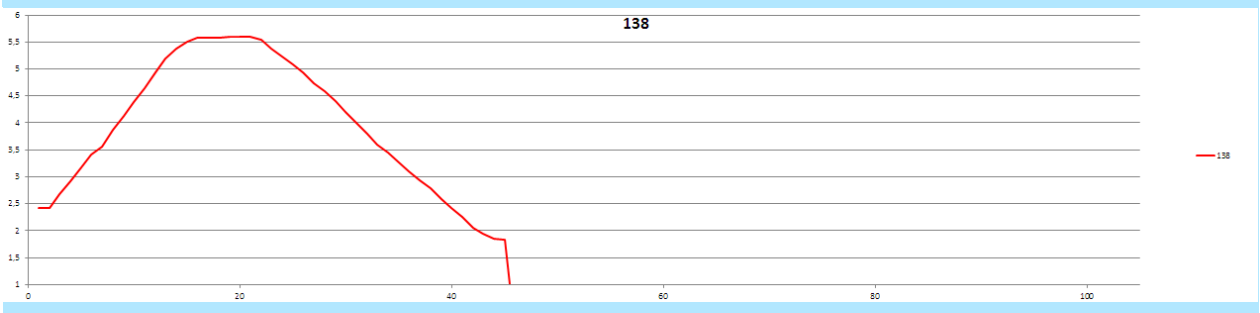

111
111

6C



6D





Bijlage

II. Grondonderzoek

Resultaten geotechnische onderzoek Fugro 2016

Royal HaskoningDHV

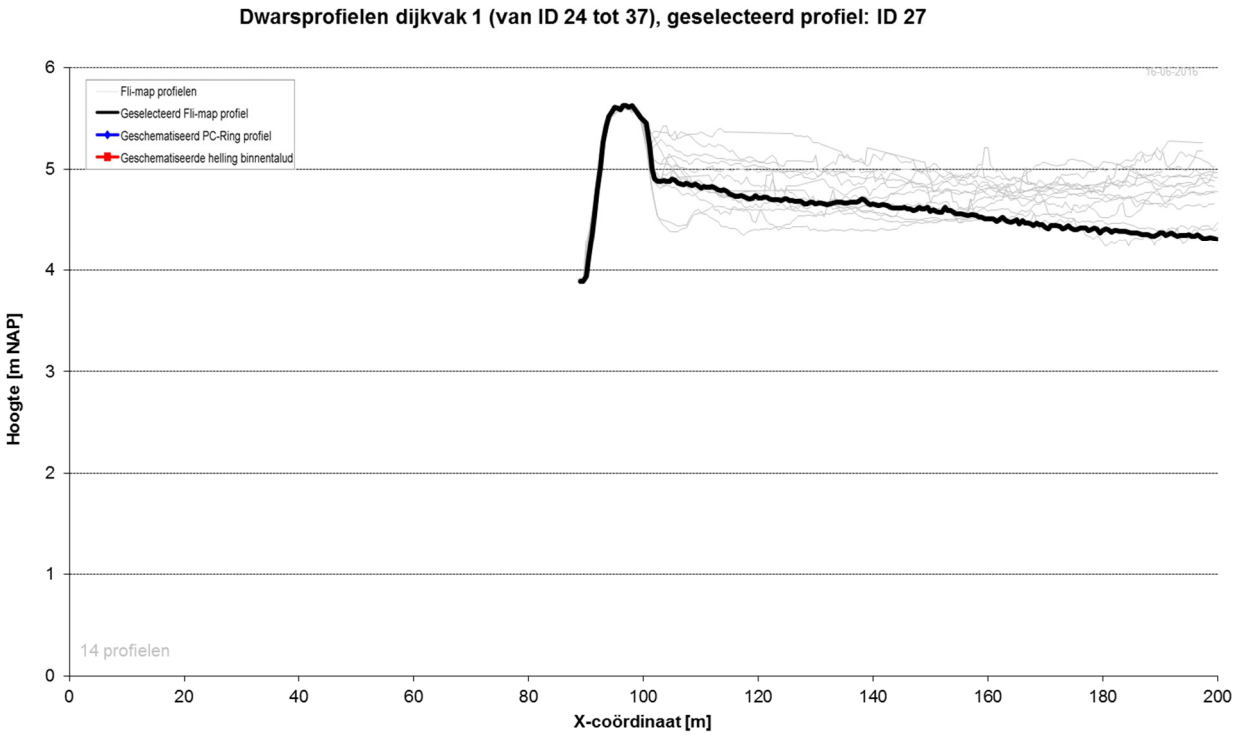
Bijlage

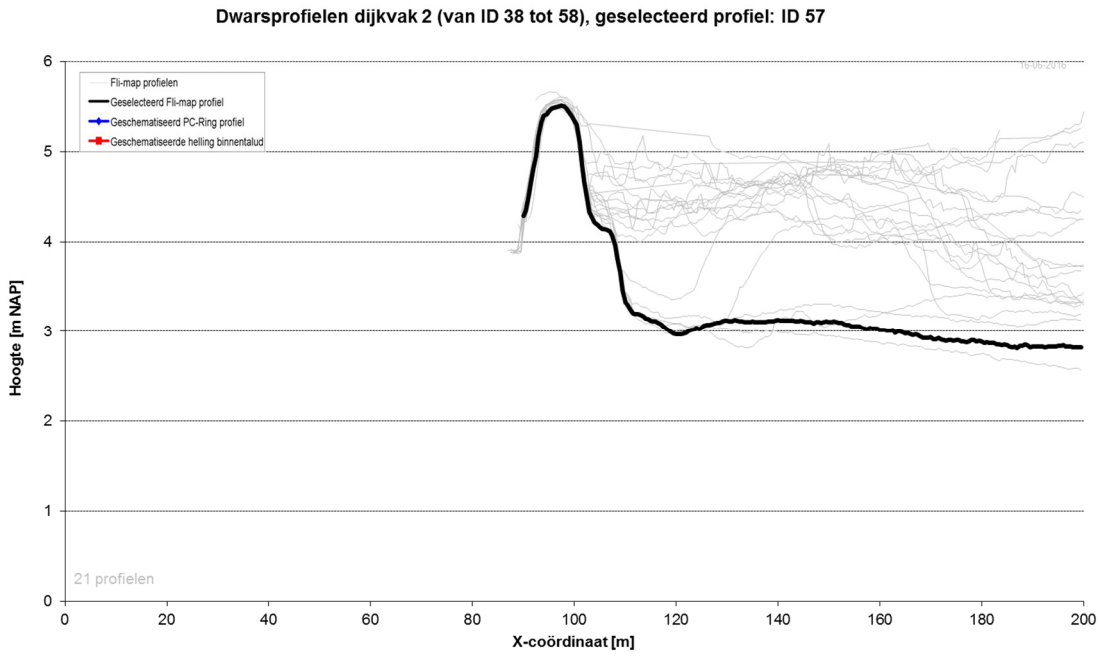
III. Toetsresultaten Hoogte

Weergave van de toetsresultaten voor faalmechanisme Hoogte

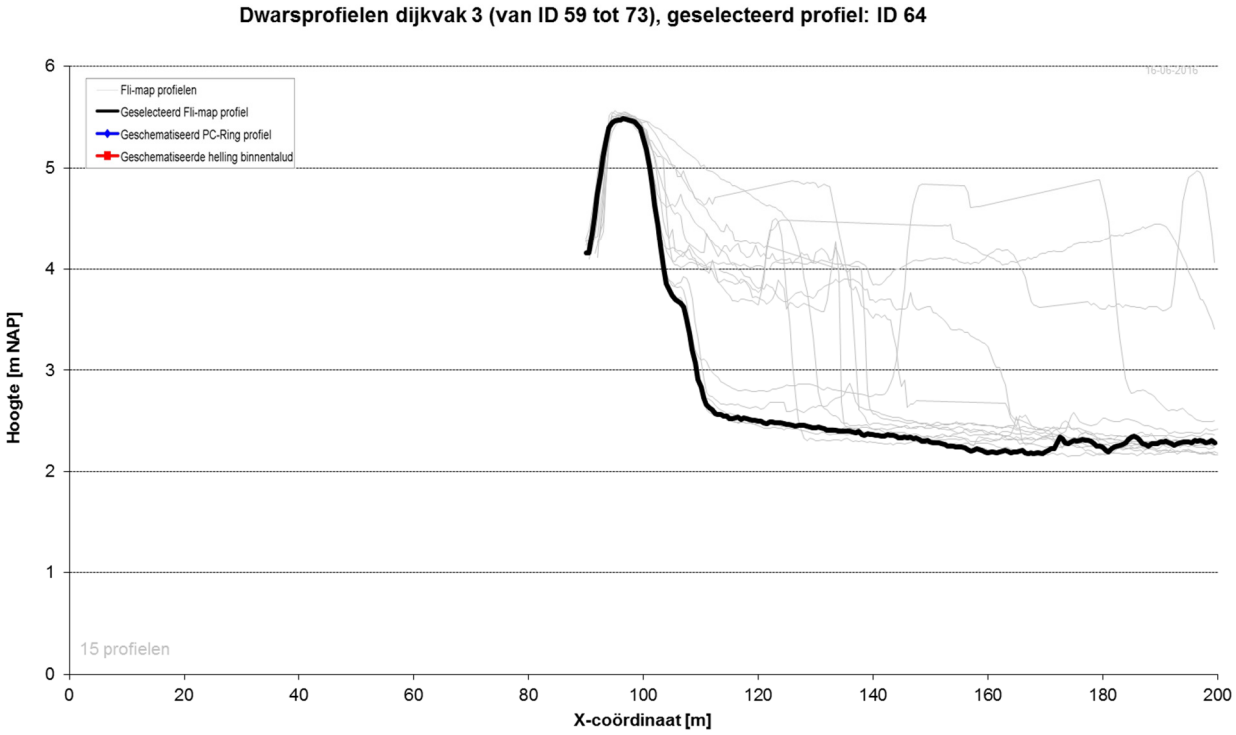
Royal HaskoningDHV

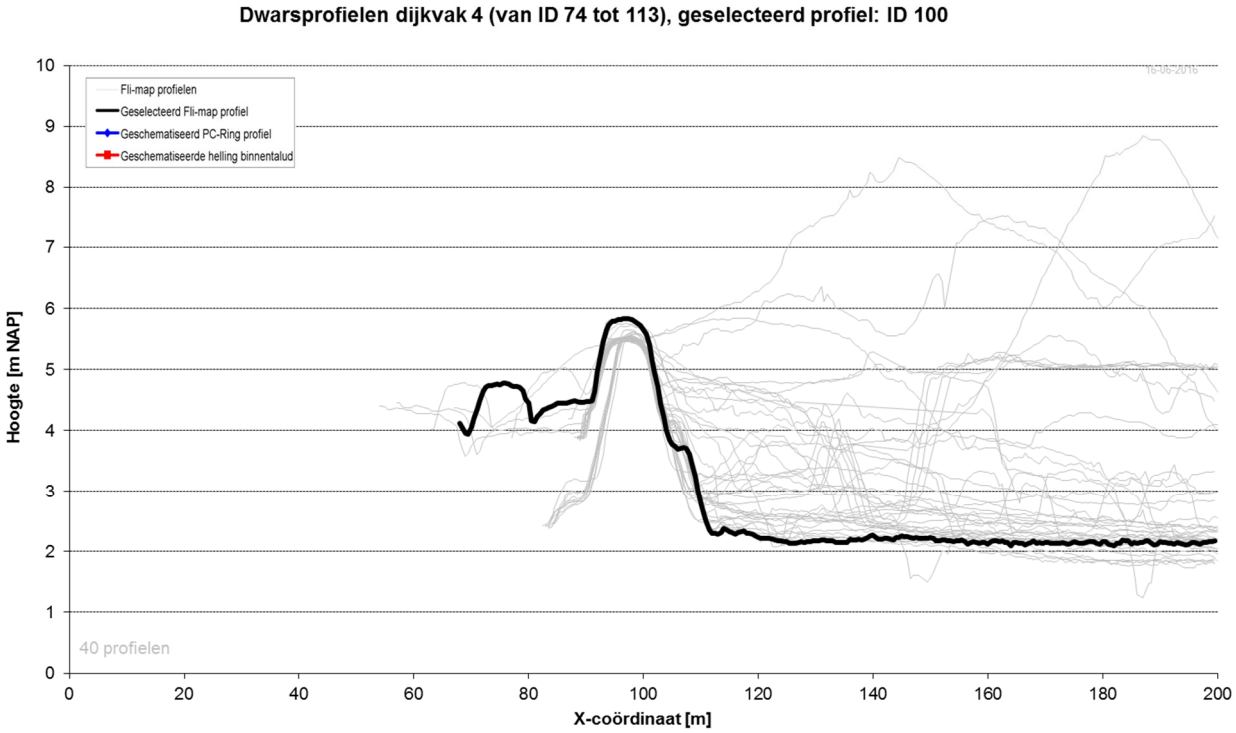
III-A – Dijkvakken en dijkprofielen





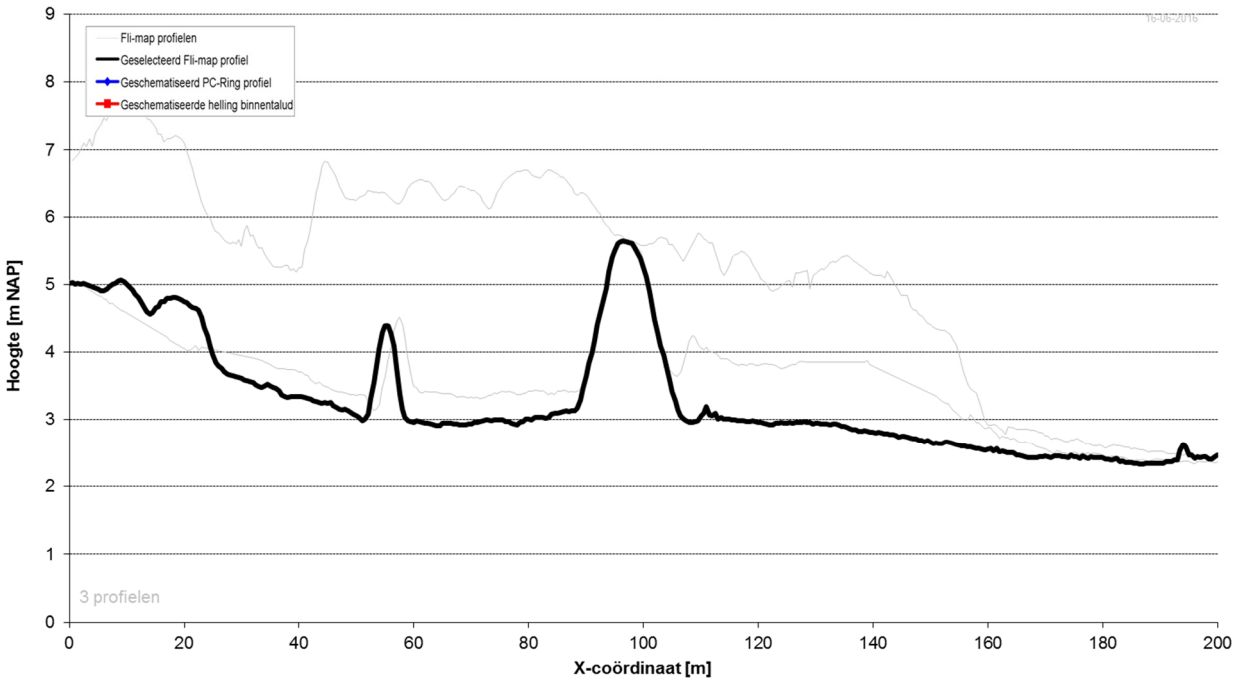
Royal HaskoningDHV



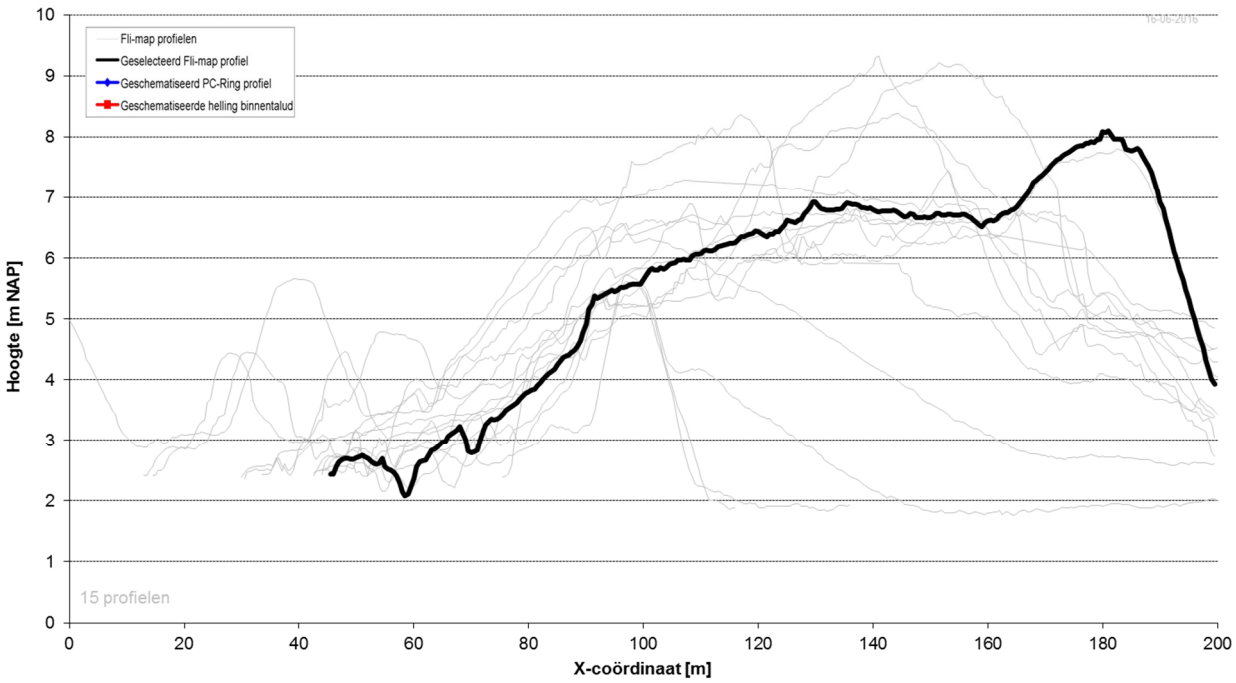


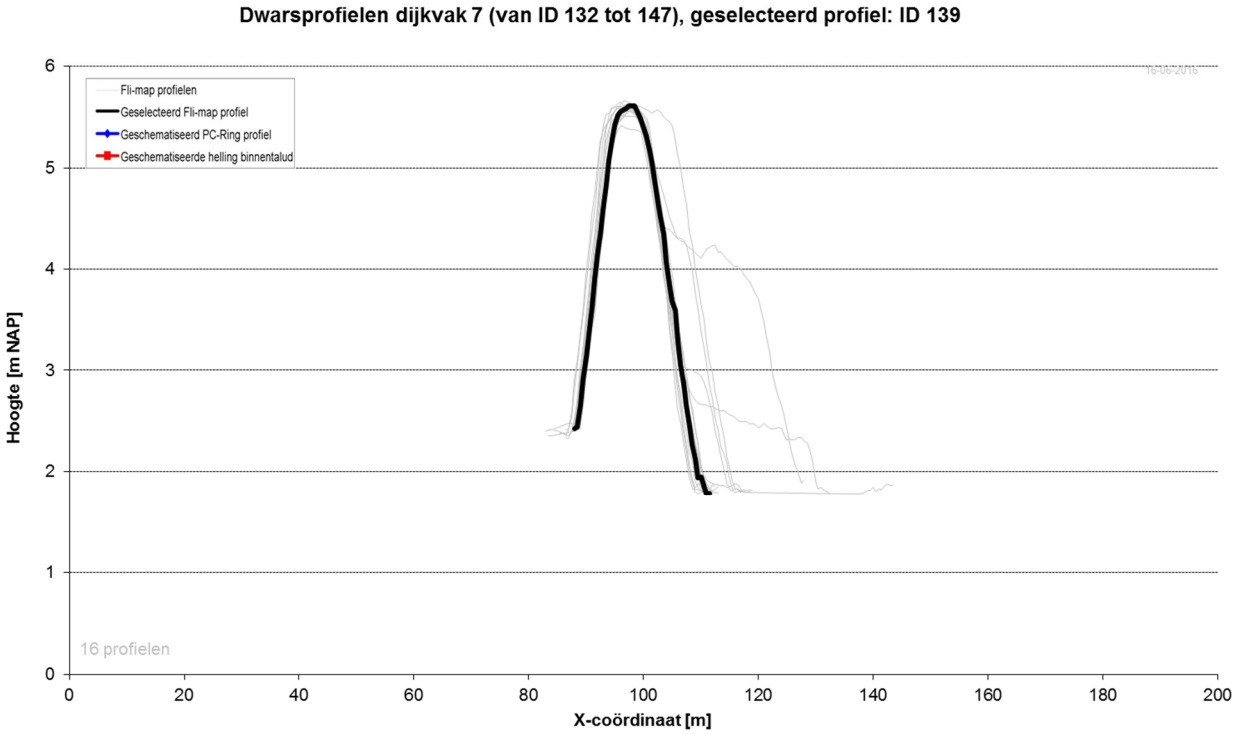
Royal HaskoningDHV

Dwarsprofielen dijkvak 5 (van ID 114 tot 116), geselecteerd profiel: ID 114



Dwarsprofielen dijkvak 6 (van ID 117 tot 131), geselecteerd profiel: ID 124




Dwarsprofielen dijkvak 7 (van ID 132 tot 147), geselecteerd profiel: ID 139
Fli-map profielen
Geselecteerd Fli-map profiel
Geschematiseerd PC-Ring profiel
Geschematiseerde helling binnentalud
16 profielen
Hoogte [m NAP]
X-coördinaat [m]
0
1
2
3
4
5
6
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200

Royal HaskoningDHV

III-B – Strijklengtes per profiel

Onderstaande tabel geeft de strijklengtes weer per berekend profiel. De strijklengtes zijn per berekend profiel voor zowel Hydra-Zoet locatie dkr 11-1 als dkr 52-16 hetzelfde.

Dijkvak	1	2	3	4	5	6	7
profiel	*27*	*57*	*64*	*100*	*114*	*geen*	*139*
NNO	80	430	200	300	0		0
NO	140	650	345	2280	0		1625
ONO	140	980	515	2220	0		1590
O	165	2250	895	545	0		1805
OZO	140	2745	540	680	40		2005
ZO	65	400	565	220	60		2620
ZZO	80	300	945	190	960		900
Z	0	315	0	0	485		1460
ZZW	0	360	0	0	0		265
ZW	0	0	0	0	0		0
WZW	0	0	0	0	0		0
W	0	0	0	0	0		0
WNW	0	0	0	0	0		0
NW	0	0	0	0	0		0
NNW	0	0	0	0	0		0
N	0	0	0	0	0		0

Bijlage

IV. Toetsresultaten Piping/Heave en Microstabiliteit

Weergave van de invoer en rekenresultaten voor faalmechanisme Piping/Heave en Microstabiliteit

Royal HaskoningDHV

Bijlage

V. Toetsresultaten Macrostabiliteit

Weergave van de rekenresultaten van stabiliteitsberekeningen

Royal HaskoningDHV

Royal HaskoningDHV

Marcostabiliteit binnenwaarts

Bijlage

VI. Afleiding parameters piping analyse

Memo karakteristieke parameters uit korrelverdelingen

Royal HaskoningDHV

Notitie / Memo	HaskoningDHV Nederland B.V. Transport & Planning
Aan:	Ilse Hergarden
Van:	Tom de Wit
Datum:	1 september 2016
Kopie:	
Ons kenmerk:	T&PN001D01
Classificatie:	Vertrouwelijk
Onderwerp:	**IJsseldijk Apeldoorns Kanaal** **Bijlage: afleiden van karakteristieke parameters uit korrelverdelingen**

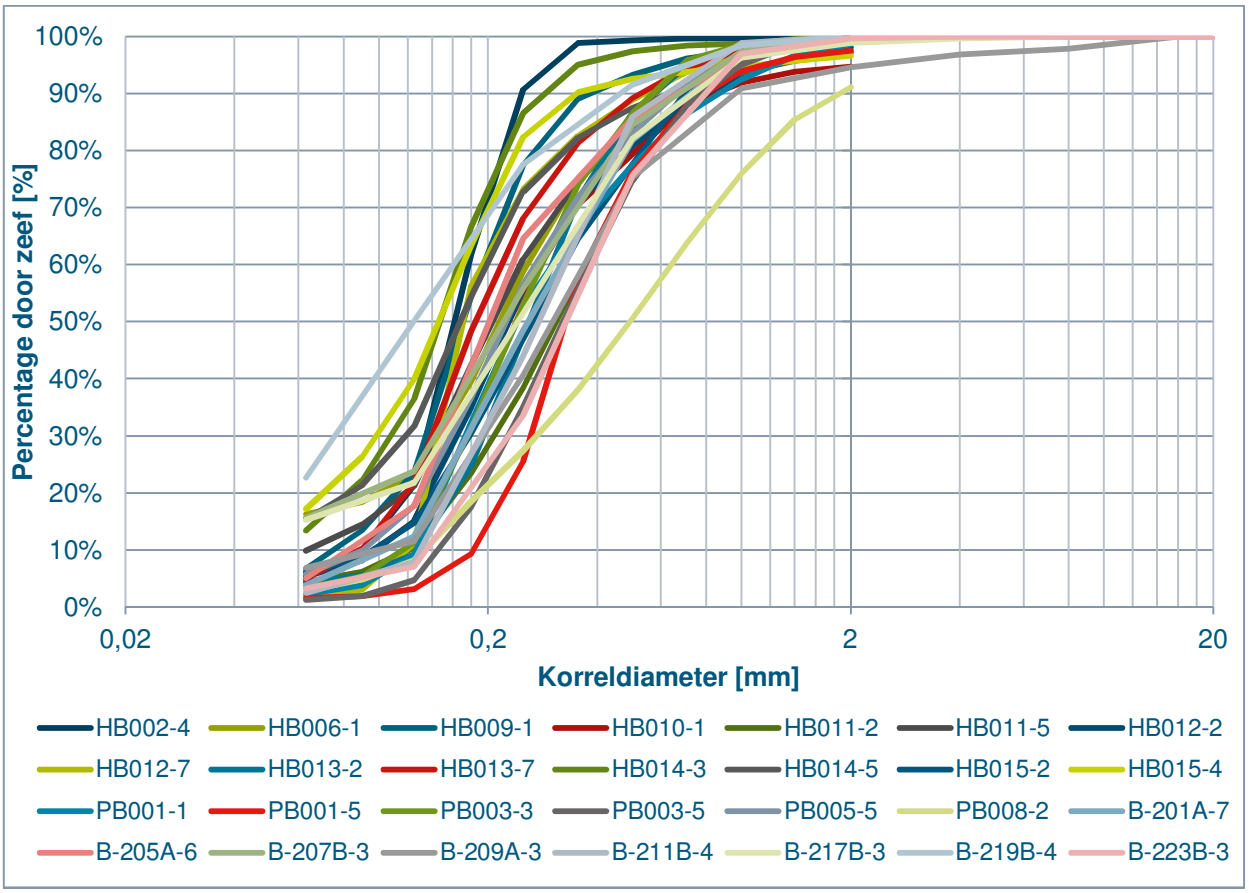
Het doel van deze analyse is het afleiden van enkele karakteristieke parameters uit korrelverdelingen ten behoeve van de pipingberekening. De analyse is uitgevoerd aan de hand van het Onderzoekrapport Zandmeevoerende Wellen 2012 (ORZW). De volgende parameters zijn afgeleid:

- Hooggemiddelde (95% bovengrens) d_{10} en d_{60} waarde, ter bepaling van de doorlatendheid in de piping gevoelige zandlaag.
- Laaggemiddelde (95% ondergrens) d_{50} waarde, ter bepaling van de $C_{w,creep}$ waarde welke gebruikt wordt als input in de formule van Lane (piping inclusief damwand).
- Laaggemiddelde d_{70} waarde, als input in de formule van Sellmeijer (piping bij enkel een horizontale kwelweg).

In totaal zijn er 28 korrelverdelingen beschikbaar welke zijn uitgevoerd ten behoeve van de piping berekening:

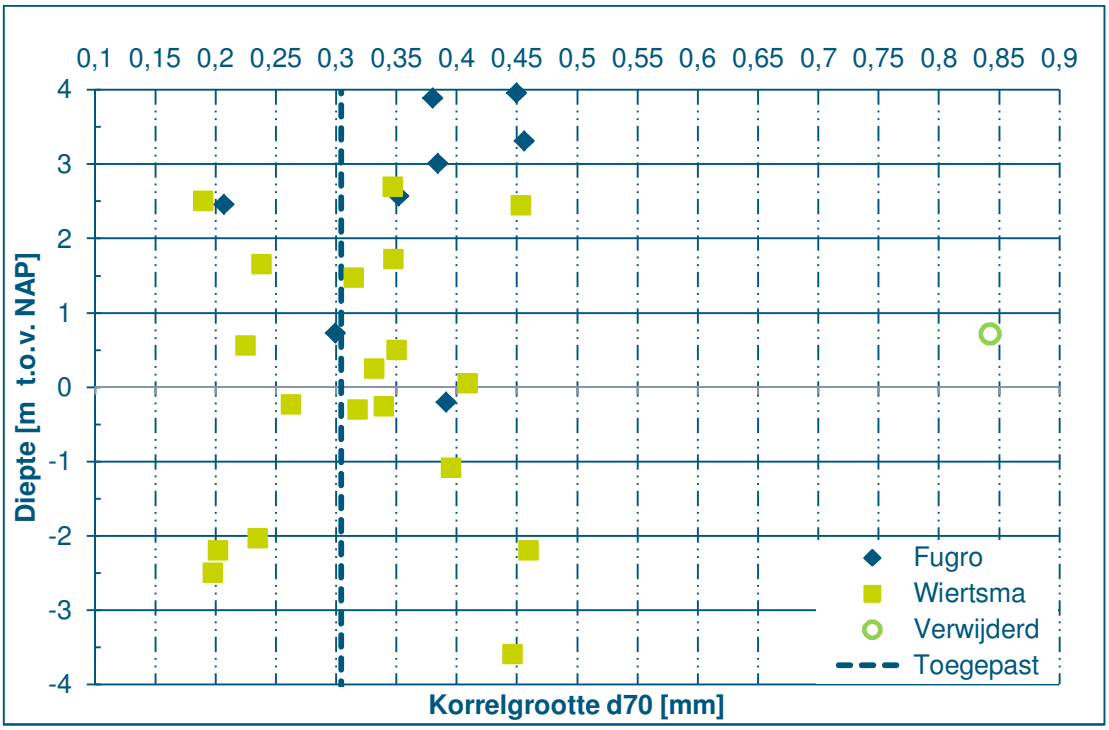
- 20 korrelverdelingen uitgevoerd door Wiertsma op 10-11-2014, onder opdrachtnummer: VN-60903-2.
- 8 korrelverdelingen uitgevraagd door Royal Haskoning DHV en uitgevoerd door Fugro op 23-08-2016, onder opdrachtnummer: 1316-0208-000.

De beschikbare waarnemingen vormen samen een lokale proevenverzameling. Een lokale verzameling bestaat uit waarnemingen die het resultaat zijn van grondonderzoek ter plaatse van de locatie waarvoor wordt getoetst. In onderstaande grafiek zijn alle korrelverdelingen gepresenteerd. Wat opvalt, is dat de vorm van de grafieken van de korrelverdelingen redelijk gelijk zijn.



Figuur 9-1: Alle 28 waarnemingen (korrelverdelingen van Fugro en Wiertsma)

In onderstaande figuur zijn alle 70-percentielwaardes van bovenstaande korrelverdelingen weergegeven. Wat opvalt is dat alle waardes binnen een range van ongeveer 250 µm vallen en dat de spreiding over de diepte gelijk blijft. Om deze reden kan een normaalverdeling van de resultaten aangenomen worden.
In dit geval kan de Normale (Gausse) kansverdelingsfunctie worden verondersteld.



Figuur 9-2: Spreiding van de resultaten van de korrelverdelingen (normaal verdeeld)

Bij een lokaal waarnemingsbestand in combinatie met een normale verdeling van de waarnemingen, luid de formule voor karakteristieke schatting voor individuele puntwaarden:

$$p_{kar} = p_{gem} \pm t_{N-1}^{0,95}\, s_p$$

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de statistische bewerking van de waarnemingen weergegeven. Doormiddel van een donkerblauwe cel zijn de maatgevende waardes gekenmerkt.

Tabel 9-1: Resultaten van de statistische bewerking van de korrelverdelingen.

Statistische bewerking	d_{10}	d_{50} [µm]	d_{60} [µm]	d_{70} [µm]	Eenheid
t-factor	1,73	1,71	1,70	1,71	[-]
aantal waarnemingen	20(1)	27(2)	28	27(3)	[-]
gemiddelde	113	229	286	333	[µm]
standaardafwijking	26	58	98	88	[µm]
minimale waarneming	75	125	161	190	[µm]
maximale waarneming	183	328	639	460	[µm]
variatiecoëfficiënt	228	256	344	264	[-]
Laaggemiddelde normaal verdeelde waarde	103	209	254	304	[µm]
Hooggemiddelde normaal verdeelde waarde	123	248	317	362	[µm]

1) Bij 7 korrelverdelingen was de eerste meting groter dan 10%. Een d_{10} waarde is weggelaten uit de statistische bewerking omdat deze buiten de spreiding valt (63 µm).
2) Eén d_{50} waarde valt buiten de spreiding (492 µm).
3) Eén d_{70} waarde valt buiten de spreiding, zie Figuur 9-2 (843 µm).

Royal HaskoningDHV

D_{70} waarde

Bij gebruik van de formule van Sellmeijer dient de d_{70} waarde afgeleid te worden. De grootte van de korrel en de doorlatendheid vormen de belangrijkste parameters in de piping berekening. De laaggemiddelde (kleine korrel is maatgevend) d_{70} waarde is gelijk aan 304 µm.

Doorlatendheid

Bij gebruik van de pipingregel van Sellmeijer moet de doorlatendheid van de watervoerende zandlaag worden geschat. Bij voorkeur worden schattingen van de doorlatendheid verkregen door metingen in het terrein. Omdat deze metingen niet beschikbaar zijn is de doorlatendheid berekend op basis van de formule van Den Rooijen, 1992:

$$k = (c_o - 1,83\ 10^3\ m^{-1} s^{-1}\ ln(U))\ d_{10}^2$$

Met daarin:

- c_0: een kwalitatieve aanduiding van de insitu pakkingsdichtheid. Er is uitgegaan van een losse pakking (conservatief) hierbij: $c_0 = 1,5*10^4$ m/s.
- U: schatting van de gelijkmatigheidscoëfficiënt, $U = d_{60}/d_{10}$.
- d_{10} waarde.

Er is gebruik gemaakt van hooggemiddelde waardes voor de d_{10} (123 µm) en de d_{60} (317 µm) omdat een hoge doorlatendheid maatgevend is voor de piping berekening. De berekende doorlatendheid is gelijk aan 17,34 m/dag.

$C_{w,creep}$ factor van 7 verkregen.

Grondsoort	**Mediane korreldiameter [µm]**[1)]	**$C_{w,creep}$ (Lane) met γ = 1,0**
Uiterst fijn zand, silt	< 105	8,5
Zeer fijn zand	105 – 150	
Zeer fijn zand (mica)		7
Matig fijn zand (kwarts)	150 – 210	7
Matig grof zand	210 – 300	6
Zeer/uiterst grof zand	300 – 2000	5
Fijn grind	2000 – 5600	4
Matig grof grind	5600 – 16000	3,5
Zeer grof grind	> 16000	3

Figuur 9-3: Creep-factoren voor de regels van Lane

Bijlage

VII. Kaart met resultaat veiligheidsanalyse

Royal HaskoningDHV

With its headquarters in Amersfoort, The Netherlands, Royal HaskoningDHV is an independent, international project management, engineering and consultancy service provider. Ranking globally in the top 10 of independently owned, nonlisted companies and top 40 overall, the Company's 6,500 staff provide services across the world from more than 100 offices in over 35 countries.

Our connections

Innovation is a collaborative process, which is why Royal HaskoningDHV works in association with clients, project partners, universities, government agencies, NGOs and many other organisations to develop and introduce new ways of living and working to enhance society together, now and in the future.

Memberships

Royal HaskoningDHV is a member of the recognised engineering and environmental bodies in those countries where it has a permanent office base.

All Royal HaskoningDHV consultants, architects and engineers are members of their individual branch organisations in their various countries.

royalhaskoningdhv.com