

RAPPORT
betreffende

**ACHTERGRONDRAPPORTAGE
GEOTECHNIEK
DIJKVERSTERKING SPUI WEST**
Opdrachtnummer: 1209-0017-002

Opdrachtgever : Waterschap Hollandse Delta

Projectleider : ir. J.A.W. Hockx

Opgesteld door : ir. J.A.W. Hockx
Senior adviseur Waterbouw
ir. E.K.H. Lee
Adviseur Waterbouw
ir. M. Hinborch
Adviseur Waterbouw

Gecontroleerd door : drs. C.C.M. Spoorenberg

VERSIE	DATUM	OMSCHRIJVING WIJZIGING	PARAAF PROJECTLEIDER
1	1 oktober 2012	eerste versie	JHX
2	26 april 2013	Opmerkingen WSHD verwerkt	JHX
3	28 mei 2013	2 ^e ronde opmerkingen WSHD verwerkt	JHX
4	23 juli 2013	Opmerkingen HWBP verwerkt	JHX 

FILE: 1209-0017-002. R03v4.doc

INHOUDSOPGAVE	Blz.
1. INLEIDING	1
1.1. Aanleiding en doel	1
1.2. Locatiebeschrijving	1
1.3. Leeswijzer	2
2. UITGANGSPUNTEN	3
2.1. Inleiding	3
2.2. Planperiode	3
2.3. Ontwerpkader	3
2.4. Niet waterkerende objecten (NWO)	3
2.5. Geotechnisch onderzoek	3
2.6. Grondeigenschappen	4
2.7. Geometrie	4
2.8. Hydraulische randvoorwaarden	5
2.9. Hydrologische uitgangspunten	6
2.10. Hoogte	7
2.11. Overige ontwerpsoorten	7
2.12. Overige uitgangspunten	7
3. BEPALING MAATGEVENDE STIJGHOOGTEN	8
3.1. Inleiding	8
3.2. Beschikbare metingen	9
3.3. Sectie 1 Krommedijk hm 14.8-15.05 (sectie 1a) en hm 15.6-15.8 (sectie 1b)	10
3.4. Sectie 2 Schuddebeursdijk hm 19.2-19.5 (sectie 2a) en hm 20.15-20.3 (sectie 2b)	13
3.5. Sectie 3a Aaldijk – hm 21.4-22.8	15
3.6. Sectie 3b, 3c en 4 Aaldijk-Kerkhofsdijk – hm 24.1-25.7	21
3.7. Sectie 5 en 6 Wolvendijk-Papendijk hm 26.00-27.60	25
3.8. Conclusie	30
4. MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS	31
4.1. Berekeningsmethode	31
4.2. Veiligheidsbenadering	31
4.3. Schematisatie stijghoogteverloop in het watervoerende zandpakket	32
4.4. Schematisering verloop waterspanningen in het samendrukbare lagenpakket	32
4.5. Schematisatie freatische lijn	32
4.6. Overige uitgangspunten	35
4.7. Macrostabiliteit binnenwaarts bij extreme neerslag	36
4.8. Werkwijze ontwerpberoeeningen macrostabiliteit binnenwaarts	36
4.9. Resultaten	39
4.10. Conclusie	41
4.11. Invloed watertransport leiding op dijk sectie 3c en 4	43
5. MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS	44
5.1. Berekeningsmethode	44
5.2. Veiligheidsbenadering	44
5.3. Maatgevende scenario's	44
5.4. Werkwijze ontwerpberoeeningen macrostabiliteit buitenwaarts	45
5.5. Resultaten	45
6. PIPING	48
6.1. Werkwijze	48

6.2. Berekeningsuitgangspunten piping	48
6.3. Opbarsten	48
6.4. Bepaling pipinggevoelige zandlagen	50
6.5. Resultaten	51
6.6. Conclusie	53
7. MICRO STABILITEIT	54
7.1. Algemeen	54
7.2. Conclusie	54
8. BEKLEDING	55
8.1. Huidige grasbekleding buitentalud	55
8.2. Nieuwe grasbekleding buitentalud	56
8.3. Bekleding kruin en binnentalud	57
9. ZETTINGEN	58
9.1. Inleiding	58
9.2. Grondparameters	58
9.3. Grondwaterstanden	58
9.4. Overige uitgangspunten	59
9.5. Resultaten zettingsberekeningen	59
9.6. Conclusie	60
10. ONTWERP DAMWAND SECTIE 3A1	61
10.1. Inleiding	61
10.2. Uitgangspunten	61
10.3. Berekeningen	63
10.4. Conclusie	66
11. UITVOERINGSASPECTEN	67
11.1. Algemeen	67
11.2. Opbouw stabiliteitsberm	67
11.3. Zettingsvloeiing	67
11.4. Globale indicatie invloed zettingen op omliggende bebouwing en leidingen	67
11.5. Monitoring zettingsverloop	69
11.6. Stabiliteit tijdens uitvoering	69
11.7. Inbrengen damwanden	70
12. ONTWERP DIJKVERBETERING	72
12.1. Afgekeurde secties	72
12.2. Ontwerp dijkverbetering	72
13. LITERATUUR	75

BIJLAGE 1 BESCHIKBAAR BODEMONDERZOEK
BIJLAGE 2 GEOTECHNISCHE LENGTEPROFIELEN
BIJLAGE 3 PROEVENVERZAMELING SPUI WEST
BIJLAGE 4 MEETGEGEVENS MEETSTATIONS
BIJLAGE 5 BESCHIKBARE PEILBUIS- EN WATERSPANNINGSMETINGEN
BIJLAGE 6 HYDRAULISCHE RANDVOORWAARDEN SPUI WEST
BIJLAGE 7 PvE EN WENSEN PLANSTUDIE DIJKVERSTERKING SPUI WEST
BIJLAGE 8 NAUWKEURIGER BEOORDELING HOOGTE- EN BREEDTETEKORT
BIJLAGE 9 SCHADEFACTOREN OP BASIS VAN ADDENDUM TRWG
BIJLAGE 10 AFLEIDING SCHEMATISERINGSFACTOR
BIJLAGE 11 OPBARSTVEILIGHEID
BIJLAGE 12 MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS
BIJLAGE 13 MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS
BIJLAGE 14 PIPINGBEREKENING
BIJLAGE 15 ZETTINGSBEREKENING
BIJLAGE 16 ONTWERP DAMWAND SECTIE 3A1
BIJLAGE 17 GRASBEKLEDING BUITENTALUD SPUI WEST
BIJLAGE 18 INVENTARISATIE EN OORDEEL NWO'S

1. INLEIDING

1.1. Aanleiding en doel

In opdracht van waterschap Hollandse Delta stelt Tauw-Arcadis-Fugro een projectplan op voor de dijkversterking "Spui-West". De aanleiding voor de dijkversterking is de beoordeling "onvoldoende veilig tegen overstromen" in de voorgaande toetsronde voor primaire waterkeringen (Veiligheidstoetsing primaire waterkering rond Voorne-Putten, Waterschap De Brielse Dijkkring, 2003). Dit oordeel is gebaseerd op berekeningen van de huidige hoogte en sterkte van de dijk (rapportages Veiligheidsbeoordeling Brielse dijkkring, Geodelft, 1996-2001).

Onderzoekskader

Het waterschap heeft zich ten doel gesteld een dijk aan te leggen die voldoet aan de wettelijke veiligheidsnorm. Om dit doel te bereiken stelt Tauw-Arcadis-Fugro een projectplan op. Aan de basis van dit projectplan ligt een dijkontwerp dat voldoet aan de wettelijke norm tegen overstromen voor het dijktracé van Spui-West. In dit geotechnisch achtergrondrapport is het dijkontwerp vastgelegd in een definitief ontwerp. Dit ontwerp kan worden gezien als een referentieontwerp.

Veiligheidsanalyse

De kern van de probleemverkenning wordt gevormd door het veiligheidstekort (op basis van Toetspeilen 2006). Om te voldoen aan de gestelde veiligheidseisen zijn ontwerpberekeningen uitgevoerd voor een ontwerplevensduur van 50 jaar (ontwerppeilen 2060). De resultaten van de geotechnische ontwerpberekeningen zijn opgenomen in voorliggende rapportage. De ontwerpen zijn gemaakt op basis van de maatgevende faalmechanismen macrostabiliteit binnenwaarts en piping en vervolgens gecontroleerd op macrostabiliteit buitenwaarts en microstabiliteit. De problematiek ten aanzien van de stabiliteit van het voorland (zettingsvloeiing en/of afschuiven) wordt separaat aan de opdracht door derden uitgevoerd en is daarom in dit kader niet nader beoordeeld. De bekleding maakt wel onderdeel uit van het ontwerp.

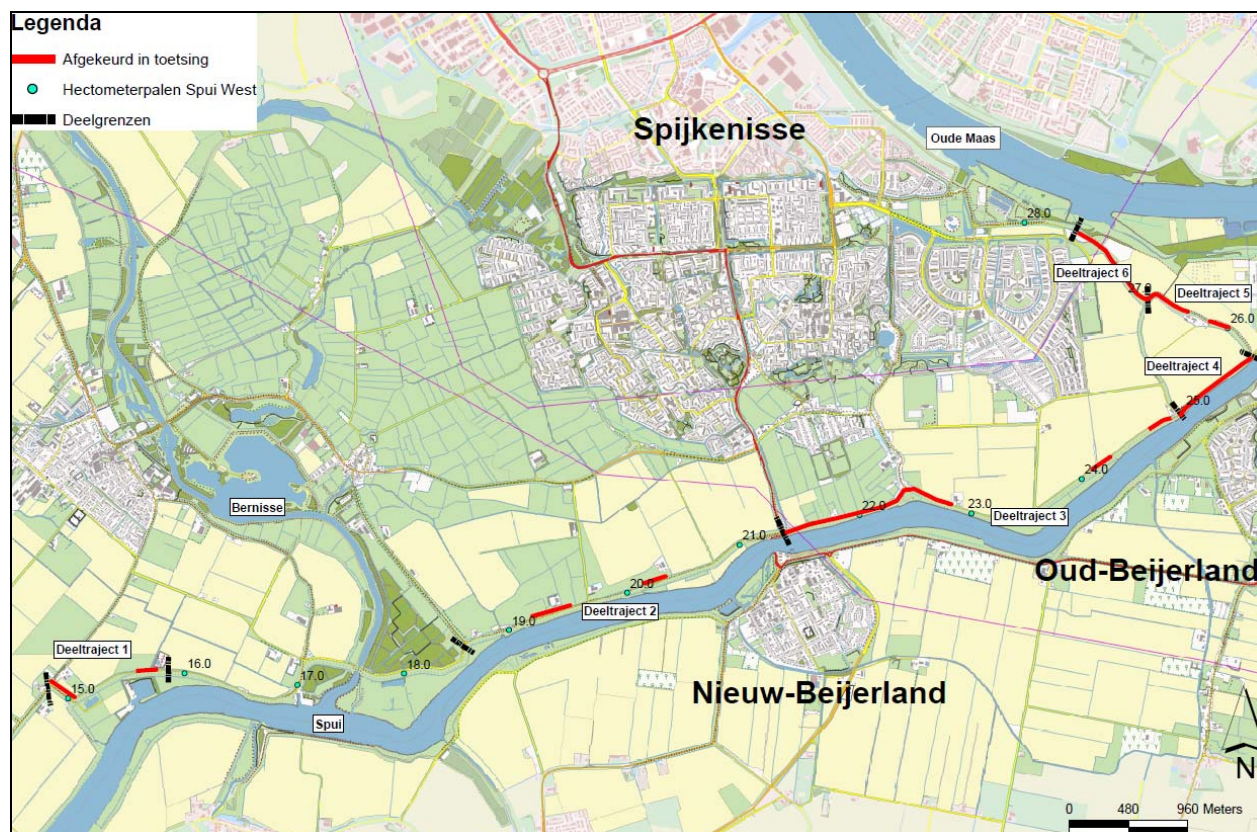
1.2. Locatiebeschrijving

Het te beschouwen gebied voor deze dijkversterking is de dijk aan de Westzijde van het Spui, van hm 14.8 tot 27.8, met uitzondering van het tracé van hm 15.8 tot 18.6.

Het dijktracé behoort tot dijkkring 20, Voorne-Putten en heeft een overschrijdingsnorm van 1/4.000 per jaar. De dijkkring heeft een totale lengte van 74 km, het te versterken tracé meet 9,93 km. In Figuur 1-1 is het te versterken dijktracé aangegeven.

Binnen het tracé worden de volgende deeltrajecten onderscheiden:

- Deeltraject 1 Krommedijk hm 14.8-15.8
- Deeltraject 2 Schuddebeursdijk hm 18.6-21.4
- Deeltraject 3 Schuddebeursdijk-Aaldijk hm 21.4-24.9
- Deeltraject 4 Kerkhofsdijk hm 24.9-25.7
- Deeltraject 5 Wolvendijk hm 25.7-26.7
- Deeltraject 6 Wolvendijk-Papendijk hm 26.7-27.6



Figuur 1-1 Te versterken dijksecties (in rood) Spui-West

1.3. Leeswijzer

In hoofdstuk 2 zijn de uitgangspunten bij de uitgevoerde berekeningen opgenomen. In hoofdstuk 3 worden de maatgevende stijghoogten bepaald. Vervolgens worden respectievelijk in hoofdstuk 4 en 5 de macrostabiliteit binnenwaarts en – buitenwaarts behandeld. Piping wordt behandeld in hoofdstuk 6 en microstabiliteit in hoofdstuk 7. Aansluitend worden in hoofdstuk 8 de bekleding behandeld en in hoofdstuk 9 de zettingen. In hoofdstuk 10 wordt het ontwerp van de damwand ter plaatse van sectie 3a1 behandeld. Tenslotte worden in hoofdstuk 11 enkele uitvoeringsaspecten behandeld en in hoofdstuk 12 het gekozen ontwerp nader beschreven.

2. UITGANGSPUNTEN

2.1. Inleiding

De veiligheid tegen overstromen van een waterkering wordt berekend aan de hand van de verhouding tussen de belasting en de sterkte van de dijk en ondergrond. De door Tauw berekende hydraulische randvoorwaarden en bijbehorende ontwerpkuinhoogten (Tauw, 2009) vormen de uitgangspunten voor de belastingsituatie bij de geotechnische ontwerpberekeningen.

2.2. Planperiode

De planperiode voor de Dijkversterking Spui West bedraagt 50 jaar voor grondconstructies. De planperiode loopt daarmee voor de grondconstructies tot 2060. De waterkeringen moeten in de planperiode de maatgevende ontwerpbelastingen kunnen keren.

Het ontwerp van de dijkversterking wordt opgesteld voor een ontwerplevensduur van 50 jaar. Tauw heeft hiertoe de ontwerppeilen berekend conform de ontwerpuitgangspunten in de Leidraad Rivieren. Voor de macro stabiliteitberekeningen (waar de lengtefactor al is verwerkt in de schadefactor) wordt de dijkvakbenadering gehanteerd vermeerderd met 30 cm robuustheidstoeslag. Deze ontwerppeilen zijn als toetspeilen voor de berekeningen gehanteerd. Voor de ontwerplevensduur van constructies wordt 100 jaar gehanteerd.

2.3. Ontwerpkader

De dijkversterking is gedimensioneerd conform de geldende leidraden en technische rapporten van het expertisenetwerk waterveiligheid (ENW). Een literatuurlijst is opgenomen in hoofdstuk 13. De gehanteerde veiligheidsbenadering is nader uitgewerkt in paragraaf 4.2.

2.4. Niet waterkerende objecten (NWO)

Voor de Dijkversterking Spui West is een beknopte analyse met betrekking tot niet waterkerende objecten opgesteld. Hierbij zijn de objecten veelal kwalitatief beschouwd op basis van een ontwerp van een doorgetrokken damwand bij sectie 3a1 en het niet verleggen van de Evides leidingen in de secties 3c en 4. De beschouwing is opgenomen in bijlage 18.

2.5. Geotechnisch onderzoek

Voor het opstellen van het definitieve ontwerp zijn in verschillende fasen een aantal onderzoeken uitgevoerd. Deze zijn hieronder weergegeven.

Tabel 2-1 Uitgevoerd geotechnisch onderzoek

Document	Omschrijving onderzoek
Planstudie Spui west en Hellevoetsluis, Opdrachtnummer 1209-0017-001, versie 1, 28 april 2010, Fugro	31 Sonderingen 4 Mechanische boringen 39 Handboringen 16 Peilbuizen/waterspanningsmeters
Planstudie Spui West resultaten grondonderzoek fase 1, Opdrachtnummer 1209-0017-001, versie 1, 29 juli 2010, Fugro	94 sonderingen Electromagnetische meting (EM-31) ter plaatse van km 15.5.
Planstudie Spui West resultaten grondonderzoek fase 3, Opdrachtnummer 1209-0017-001, versie 2, 16 maart 2011, Fugro	69 Mechanische boringen
Korte rapportage bevindingen EM-onderzoek Spui te Spijkenisse, 11 september 2012, Fugro	Electromagnetische meting (EM-31) ter plaatse van km 24.8.

De uitgevoerde grondonderzoeken zijn opgenomen in bijlage 1.

Het uitgevoerde geotechnisch onderzoek is nader uitgewerkt in geotechnische lengteprofielen. De door GeoDelft opgestelde geotechnische lengteprofielen in het kader van de toetsing zijn hiervoor als basis genomen. Voor zowel de locatie op de kruin als binnendijs zijn geotechnische lengteprofielen opgesteld. De geotechnische lengteprofielen zijn opgenomen in bijlage 2.

2.6. Grondeigenschappen

Ten behoeve van het projectplan Spui West is geotechnisch laboratoriumonderzoek uitgevoerd in de vorm van triaxiaalproeven, samendrukkingsproeven en korrelverdelingproeven. Op basis van deze proeven zijn de grondeigenschappen van de verschillende grondlagen bepaald. De resultaten van dit onderzoek zijn opgenomen in de hiervoor opgestelde proevenverzameling. Deze proevenverzameling wordt gehanteerd bij het ontwerp van de dijkverbetering Spui West. De proevenverzameling is opgenomen in de rapportage "Dijkversterking Spui West Laboratoriumonderzoek, Proevenverzameling", 1209-0017-002.R02, versie 2, 24 september 2012. Deze rapportage is opgenomen in bijlage 3.

2.7. Geometrie

De geometrie van de dijk (dwarsprofielen) is gebaseerd op basis van de AHN2 metingen. De metingen zijn gevalideerd door waterpassingen uitgevoerd door WSHD waarbij ook de geometrie van de binnendijkse sloten is ingemeten. Deze metingen geven geen beeld van het onderwaterprofiel van het Spui. De profielen zijn daarom gekoppeld aan lodingen die voor het Spui beschikbaar zijn.

De volgende tekeningen zijn gebruikt bij het opstellen van dit rapport:

- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 1a, projectnummer 4640375, tekeningnummer 40, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 1b, projectnummer 4640375, tekeningnummer 41, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 2a, projectnummer 4640375, tekeningnummer 42, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 2b, projectnummer 4640375, tekeningnummer 43, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3a1 (1 van 2), projectnummer 4640375, tekeningnummer 44, status definitief, datum 3-10-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3a1 (2 van 2), projectnummer 4640375, tekeningnummer 45, status definitief, datum 3-10-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3a2, projectnummer 4640375, tekeningnummer 46, status definitief, datum 3-10-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3a3, projectnummer 4640375, tekeningnummer 47, status definitief, datum 3-10-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3b, projectnummer 4640375, tekeningnummer 48, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 3c, projectnummer 4640375, tekeningnummer 49, status definitief, datum 5-7-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 4 (1 van 2), projectnummer 4640375, tekeningnummer 50, status definitief, datum 5-7-2012.

- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 4 (2 van 2), projectnummer 4640375, tekeningnummer 51, status definitief, datum 6-11-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 5b, projectnummer 4640375, tekeningnummer 52, status definitief, datum 6-11-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 6a (1 van 2), projectnummer 4640375, tekeningnummer 53, status definitief, datum 6-11-2012.
- Dijkversterking Spui West, Dwarsprofielen bestaande situatie Sectie 6a (2 van 2) en 6b, projectnummer 4640375, tekeningnummer 54, status definitief, datum 6-11-2012.

2.8. Hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden zijn opgenomen in het document “Hydraulische randvoorwaarden Spui West”, Tauw, N001-4640375DMV-aao-V03-NL, 16 juli 2009. In dit document zijn de ontwerpwaterstanden en ontwerphoogten vastgelegd. Dit document is opgenomen in bijlage 6.

In Tabel 2-2 zijn de hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp opgenomen. Bij het opstellen van de tabel is rekening gehouden met de aspecten die bepalend zijn voor het vaststellen van de hydraulische randvoorwaarden, zoals strijklengte en dijkoriëntatie. De ontwerpwaarden zijn bepaald voor 21 locaties die representatief zijn voor de trajecten waar ze in liggen.

Tabel 2-2 Overzicht ontwerpwaterstanden voor 2060

No.	HM paal [km]	Ontwerpwaterstand 2060 [1/4.000jr] [m +NAP]
1	14,95	3,19
2	15,37	3,20
3	15,67	3,20
4	18,65	3,24
5	19,39	3,25
6	19,80	3,25
7	20,20	3,26
8	20,80	3,27
9	21,65	3,28
10	22,27	3,29
11	22,69	3,29
12	22,98	3,29
13	23,83	3,30
14	24,23	3,30
15	24,62	3,31
16	24,93	3,31
17	25,33	3,32
18	25,94	3,36
19	26,54	3,44
20	27,01	3,51
21	27,51	3,53

De toegepaste polderpeilen zijn opgenomen in de rapportage “Programma van Eisen en Wensen Planstudie Dijkversterking Spui West”, kenmerk R011-4640375DMV-irb-V04-NL. 3 november 2011, Tauw. Deze rapportage is opgenomen in bijlage 7.

Tabel 2-3 Polderpeilen

Polder	Waterpeil ([m] t.o.v. NAP)	
	Huidig peil	Peil 2060
Wolvenpolder ¹	-1,55	-1,65
Nieuwe uitslag van Putten	-1,9	-2,0
Oude uitslag van Putten	-2,25	-2,35
Maasdijk West	-2,35	-2,45
Hekelingen	-2,65	-2,75
Oud- en klein Schuddebeurs	-3,0	-3,1
Nieuw Schuddebeurs	-1,8	-1,9
Velgersdijk	-2,0	-2,1
Grootenhoek – Stroodorp	-1,25	-1,35
Zuidoord (buitendijks)	-0,9	-1,0

¹ De teensloot ter plaatse van de secties 5a en 5b krijgt in de toekomst een peil van NAP -1,35 m. In de uitgevoerde berekeningen is een peil van NAP -1,65 m gehanteerd. Het hanteren van een afwijkend peil heeft echter geen invloed op de conclusies voor secties 5a en 5b.

Voor de toekomstige waterpeilen (peil 2060) is een correctie toegepast op basis van de autonome bodemdaling van 2 mm/jaar. In de berekeningen voor piping is dit toekomstige polderpeil in rekening gebracht.

Ter beoordeling van de buitenwaartse stabiliteit zijn de waarden van Gemiddeld hoogwater (GHW), Gemiddeld laagwater (GLW) en Laagwater eens per 10 jaar ($LW_{1/10 \text{ jaar}}$) benodigd. In onderstaande tabel zijn de referentiewaarden opgenomen voor de meetstations van Rijkswaterstaat die in de nabijheid van het Spui aanwezig zijn. De volledige gegevens van deze meetstations zijn opgenomen in bijlage 4.

Tabel 2-4 Relevante referentiewaarden meetstations nabij Spui

Meetstation	Buitenwater	Gemiddeld hoogwater (GHW) [m] t.o.v. NAP	Gemiddeld laagwater (GLW) [m] t.o.v. NAP	Laagwater eens per 10 jaar ($LW_{1/10 \text{ jaar}}$) [m] t.o.v. NAP
Spijkenisse	Oude Maas	+1,16	-0,40	-1,10
Goidschalxoord	Oude Maas	+0,99	-0,12	-0,80
Hellevoetsluis	Haringvliet	+0,67	+0,39	-0,35
Rak noord	Hollandsch Diep	+0,67	+0,39	-0,40

2.9. Hydrologische uitgangspunten

Een belangrijke ontwerpparameter voor het ontwerp van de dijkversterking Spui West is de te hanteren maatgevende stijghoogte in watervoerende zandlagen aan de binnenzijde van de dijk. In hoofdstuk 3 is per sectie een uitgebreide analyse van de te hanteren stijghoogten opgenomen. In deze analyse zijn vele peilbuizen, waterspanningsmeters en WATEX analyses betrokken.

De schematisering van het stijghoogteverloop in het watervoerende zandpakket en het verloop van de waterspanning in het samendrukbare lagenpakket is opgenomen in respectievelijk paragraaf 4.3 en 4.4.

De schematisering van de freatische lijn in de kruin en berm is opgenomen in paragraaf 4.5.

2.10. Hoogte

Binnen het te versterken tracé hoeft nergens de kruin te worden verhoogd of verbreed. Ook aan het einde van de planperiode is de kruin op dijktafelhoogte bij een overslagdebiet van 0,1 l/m/s voldoende breed. Hieruit volgt tevens dat er geen eisen worden gesteld aan de kleidikte, klei- en graskwaliteit op de kruin en het binnentalud.

Deze analyse is vastgelegd in de notitie "Spui West nauwkeuriger beoordeling hoogte- en breedtetekort", kenmerk N009-4640375JFG-aao-V03-NL, 2 juli 2012, Tauw. Deze notitie is opgenomen in bijlage 8.

2.11. Overige ontwerpssporen

De binnenwaartse en buitenwaartse stabiliteit van de dijk is beschouwd in hoofdstuk 4 en 5. Piping wordt nader beschouwd in hoofdstuk 6. Hoofdstuk 7 en 8 bevatten respectievelijk de ontwerpssporen microstabiliteit en bekleding.

2.12. Overige uitgangspunten

Er is gerekend met een ongedraineerde bovenbelasting (verkeersbelasting) van 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m. Aangenomen wordt dat de verkeersbelasting aangrijpt op de rijweg, op de kruin of op de berm. Daar waar er sprake is van een "groene dijk" grijpt de bovenbelasting aan op de kruin van de dijk. Indien de verkeersbelasting een gunstige invloed heeft op de stabiliteit, wordt deze achterwege gelaten.

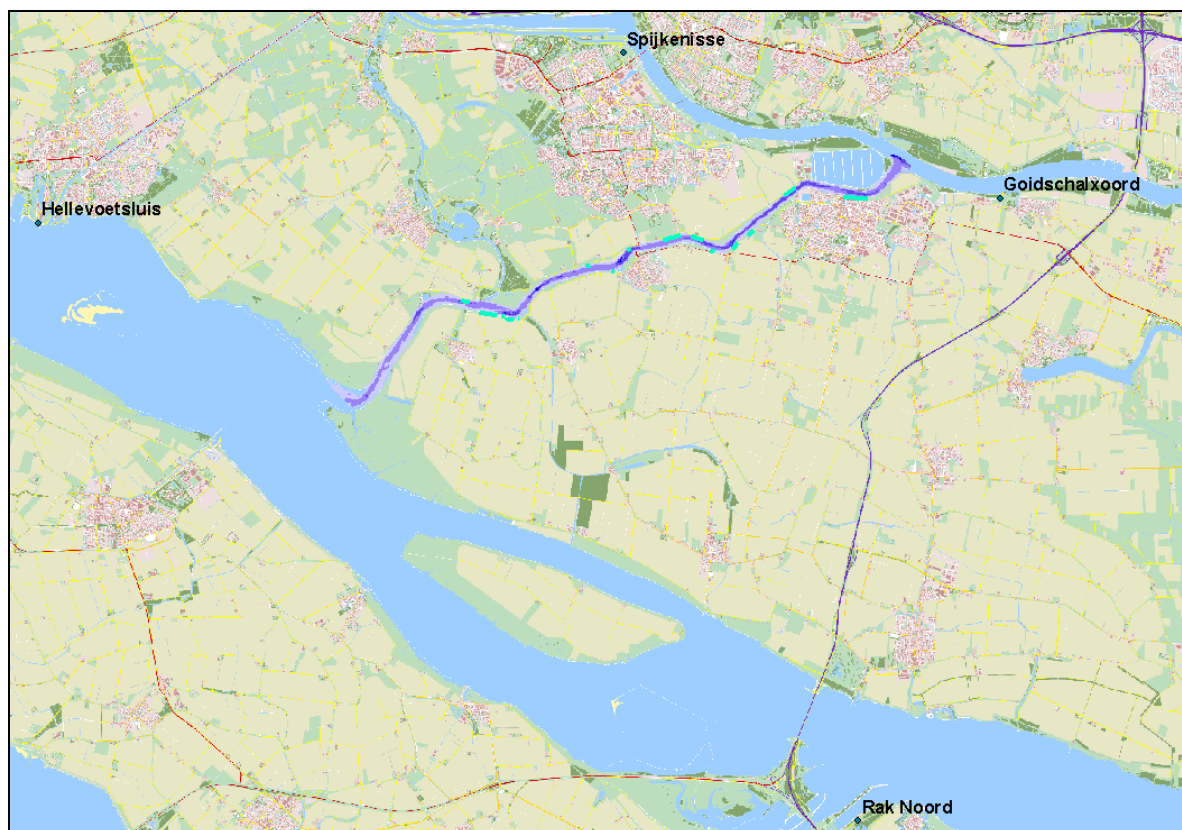
Een deel van de waterkering (Kerkhofsdijk sectie 4) is afgekeurd op het faalmechanisme Zettingsvloeiing. Het oplossen van dit faalmechanisme behoort niet tot de scope van dit project.

3. BEPALING MAATGEVENDE STIJGHOOGTEN

3.1. Inleiding

De analyse van de stijghoogten in het watervoerend pakket is gebaseerd op een combinatie van model 3A en 3B zoals opgenomen in het Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken TRWD). Model 3A is een extrapolatiemodel van peilbuiswaarnemingen waarbij de hoogste buitenwaterstand tijdens een hoogwaterbelasting en de bijbehorende stijghoogte worden geëxtrapoleerd naar de ontwerpwaterstand. Model 3B is een analytisch model voor de interpretatie van peilbuiswaarnemingen waarbij rekening wordt gehouden met de demping en vertraging van de hoogwatergolf in het zandpakket.

In de analyse van de stijghoogten in het watervoerende pakket zijn geen analytische berekeningen uitgevoerd om de peilbuismetingen te analyseren. Wel is rekening gehouden met de demping en vertraging van de hoogwatergolf in het zandpakket door hysteresis grafieken op te stellen van de gemeten stijghoogten. Dit kan worden gezien als een niet-stationaire benadering. Deze analyse van de gemeten stijghoogte is uitgevoerd met Excel. De gemeten stijghoogten in het watervoerende pakket zijn hierbij uitgezet tegen de buitenwaterstand in het Spui. Deze buitenwaterstand is bepaald door middel van interpolatie van de gemeten buitenwaterstanden in het Haringvliet en de Oude Maas. De analyse van de buitenwaterstand is opgenomen in bijlage 4. Voor het gemiddelde van de Oude Maas en het Haringvliet is gebruik gemaakt van de meetstations van Rijkswaterstaat; Goidschalxoord, Spijkenisse, Rak Noord en Hellevoetsluis zoals weergegeven in Figuur 3-1.



Figuur 3-1 Ligging van de 4 meetstations op het Haringvliet, Hollandsch Diep en Oude Maas

Door middel van hysteresegrafieken zijn de buitenwaterstanden en de waargenomen stijghoogten tegen elkaar uitgezet voor de meetperiode 25 februari 2010 tot 5 maart 2010. In deze periode is een hoogwater opgetreden met een top van circa NAP +1,4 m (circa 2 m lager dan de ontwerpwaterstand). Hier doorheen is een trendlijn vastgesteld voor de respons op de buitenwaterstand. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (met een top van circa NAP +2,1 m) zijn aanvullend een aantal peilbuizen eenmalig ingemeten en gekoppeld aan de opgetreden buitenwaterstand. Deze punten zijn eveneens in de grafieken opgenomen. Vervolgens is een ontwerprij vastgesteld door de eerder bepaalde trendlijn te verschuiven zodat de gemeten waarden tijdens het hoogwater van januari 2012 binnen deze ontwerprij vallen. Op basis van de vastgestelde ontwerprij is vervolgens een extrapolatie gemaakt van de waargenomen omstandigheden naar de ontwerpwaterstand. Deze methode gaat uit van een lineair verband met hystereseeffect tussen de stijghoogte en de buitenwaterstand. Een lineair verband is in deze situatie aannemelijk, aangezien over het grootste deel van het tracé geen sprake is van bijvoorbeeld een breed onderlopend voorland bij hoog water.

Voor verschillende secties zijn door GeoDelft in het kader van de toetsing van de dijkvakken diverse niet-stationaire grondwaterstroming berekeningen uitgevoerd met het programma WATEX. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in de hysteresegrafieken.

Op basis van bodemopbouw en gemeten stijghoogten zijn de verschillende secties op te delen in de volgende deelgebieden:

- Sectie 1a en 1b
- Sectie 2a en 2b
- Sectie 3a1 en 3a2 (tot hm 22.25)
- Sectie 3a2 (vanaf hm 22.25) en 3a3
- Sectie 3b, 3c en 4
- Sectie 5a, 5b en 6b
- Sectie 6b

In de volgende paragrafen worden per deelgebied de stijghoogten in de watervoerende zandlagen bepaald onder maatgevende omstandigheden.

3.2. Beschikbare metingen

Voor de bepaling van de stijghoogten in het eerste watervoerend pakket en tussenzandlagen is gebruik gemaakt van diverse peilbuizen en waterspanningsmeters die ter plaatse van de verschillende secties beschikbaar zijn. De volgende metingen zijn gebruikt.

- Peilbuismetingen hm 19.90 en 20.55, opgenomen in "Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring, Hoofdonderzoek gedeelte-1", CO-357330, 1996-08-05, Grondmechanica Delft;
- Peilbuismetingen hm 19.30, 21.70 en 22.30 opgenomen in "Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek gedeelte-1", concept, CO-370740/23, augustus 1997, GeoDelft;
- Peilbuismetingen hm 26.0 en 27.0, opgenomen in "Fietspad op Wolven- en Papenpolder, Detailonderzoek Wolven- Papendijk", versie 1, februari 1999, kenmerk CO-379470/44, Grondmechanica Delft;
- Peilbuismetingen hm 22.70, 24.41 en 24.70 opgenomen in "Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche-3", versie 1, CO-386090/30, 18 augustus 1999, GeoDelft;

- Peilbuis- en waterspanningsmetingen hm15.70, 19.55, 21.70, 24.70, 26.00 en 27.00. uitgevoerd door Fugro in de periode 23 februari-16 juni 2010;
- Diverse peilbuismetingen tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) uitgevoerd door Fugro;
- Monitoring waterspanningen kade Spui-West te Spijkenisse, 20-03-2013, Inpijn Blokpoel.

Alle beschikbare peilbuis en waterspanningsmetingen zijn opgenomen in bijlage 5.

3.3. Sectie 1 Krommedijk hm 14.8-15.05 (sectie1a) en hm 15.6-15.8 (sectie 1b)

Sectie 1a

Sectie 1a heeft een voorland van circa 400 m. Op een afstand van circa 400 m vanaf het dijkvak bevindt de bodem van het Spui zich plaatselijk op een diepte van ca. NAP -12,0 m waardoor de pleistocene zandondergrond wordt aangesneden. Achter de dijk bedraagt het polderpeil in de polder Stroodorp NAP -1,25 m. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,20 m.

De bodemopbouw ter plaatse van deze sectie wordt gekarakteriseerd door een klei- en veenlagenpakket van circa 10 m dikte (tot NAP -9 à -10 m). Daarnaast wordt een tussenzandlaag aangetroffen van circa NAP -2,0 m tot -4,0 m. De dijk bestaat uit overwegend klei.

Sectie 1b

Sectie 1b heeft een voorland van circa 40 m tot aan het haventje. Achter de dijk bedraagt het polderpeil in de polder Velgersdijk NAP -2,0 m. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,20 m.

De bodemopbouw ter plaatse van dit deeltraject wordt gekarakteriseerd door een klei- en veenlagenpakket van circa 10 m dikte (tot NAP -9 à -10 m). Hieronder bevindt zich een zandpakket behorende tot de afzettingen van Calais. Tussen hm15.6 en 15.8 is in de ondergrond een zandgeul aangetroffen van circa 4,0 m dik (van circa NAP -1,0 m tot NAP -5,0 m). De ligging van de geul is uitgekarteerd met behulp van EM metingen. Het EM onderzoek is uitgevoerd op het traject hm15.5 tot 15.7. Uit het onderzoek blijkt dat ter plaatse van hm15.5 een zandgeul wordt aangetroffen die niet doorloopt tot het achterland. Vanaf hm15.6 is een zandgeul aanwezig die wel doorloopt in het achterland.

Gemeten stijghoogten

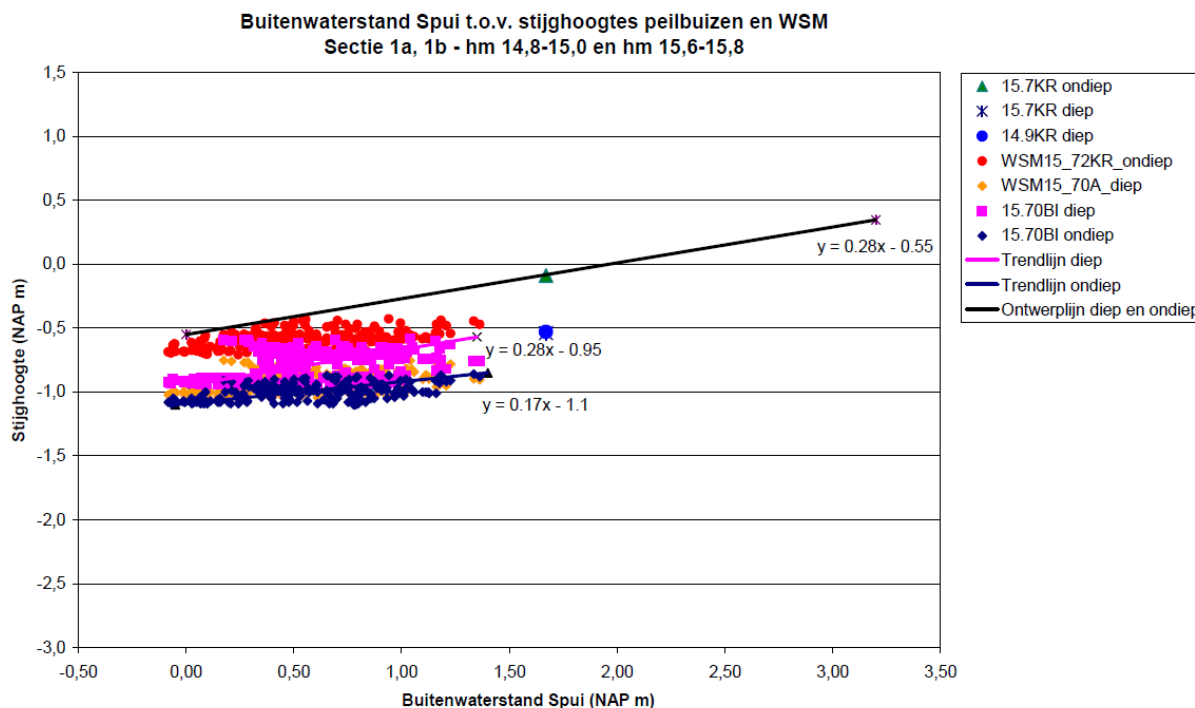
De in Tabel 3-1 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in secties 1a en 1b. Peilbuizen 15,7BI diep en ondiep en waterspanningsmeters WSM 15,72KR en WSM 15,70A zijn gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 zijn de overige peilbuizen 1 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

Tabel 3-1 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in secties 1a en 1b

Peilbuis / WSM	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
14,9KR	-9,5 tot -10,5	diepe zandlaag	5-01-12 15:37	+1,67	-0,53
15,7KR_diep	-10,4 tot -11,4	diepe zandlaag	5-01-12 15:50	+1,67	-0,54
15,7KR_ondiep	-1,4 tot -2,4	tussenzandlaag	5-01-12 15:50	+1,67	-0,09
15,70BI_diep	-11,4 tot -12,4	diepe zandlaag	Zie Figuur 3-2, periode 25 februari-5 maart 2010		
15,70BI_ondiep	-3,4 tot -4,4	tussenzandlaag			
WSM 15,72KR_ondiep	-2,1	tussenzandlaag			
WSM 15,70A_diep	-8,3	diepe zandlaag			

¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De continu gemeten peilbuizen 15,70BI diep en ondiep en waterspanningsmeters WSM 15,72KR ondiep en WSM 15,70A diep zijn gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Voor de periode 25 februari-5 maart, waarin een kleine hoogwatergolf (maximaal NAP +1,4 m in het Spui) passeerde zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe en ondiepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui (bepaald aan de hand van gemiddelde waarden op het Haringvliet en de Oude Maas). Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) zijn tevens de overige in Tabel 3-1 weergegeven peilbuizen 1 keer gepeild. De gemeten waarden zijn opgenomen in Figuur 3-2.



Figuur 3-2 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 14,8-15,0 en 15,6-15,8

Stijghoogte analyse

Door middel van een grafiek zijn de buitenwaterstanden van het Spui en de waargenomen stijghoogten in de peilbuizen en waterspanningsmeters in de zandlagen voor sectie 1a en 1b tegen elkaar uitgezet. Hiermee is de respons van de buitenwaterstand van het Spui op de stijghoogte in het watervoerende zandpakket bepaald. De resultaten zijn weergegeven in Figuur 3-2 waarbij de verkregen trendlijn van de buitenwaterstand met de stijghoogte is uitgedrukt met formules. Voor de diepe peilbuis 15.70BI diep kan de trendlijn tussen de stijghoogte en buitenwaterstand worden uitgedrukt met de formule $Y = 0,28x - 0,95$, waarin Y de stijghoogte is (m NAP), en x de buitenwaterstand (m NAP). Voor de ondiepe peilbuis 15.70BI ondiep luidt de trendlijn $Y = 0,17x - 1,09$. De bepaalde trendlijn voor de diepe watervoerende lagen heeft de hoogste respons (28%) op de buitenwaterstand en is hiermee maatgevend ten opzichte van de tussenzandlaag.

Een niet-stationaire grondwaterstroming berekening met WATEX gebaseerd op een fit met peilbuismetingen is voor sectie 1b niet beschikbaar. De gevonden respons van 28% is echter gelijk aan de gevonden respons voor sectie 3a1. Ter plaatse van sectie 3a1 is eveneens een deklaag aanwezig tot circa NAP -9 à -10 m met hieronder een zandig pakket (afzettingen van Calais) en een voorland van circa 25 m. De gevonden resultaten voor sectie 3a1 zijn wel gefit met een door GeoDelft uitgevoerde WATEX analyse (zie Figuur 3-4). De geohydrologische omstandigheden van sectie 3a1 zijn vergelijkbaar met die voor sectie 1b. De respons van de stijghoogte op de buitenwaterstand van sectie 3a1 wordt daarom representatief gesteld voor de respons voor sectie 1b.

Om de maximale stijghoogte bij de ontwerpwaterstand NAP +3,20 m te bepalen, is de maatgevende diepe trendlijn zodanig getransleerd dat alle meetresultaten onder deze lijn vallen. Op deze manier wordt een ontwerplijn gevonden met de formule $Y = 0,28x - 0,55$. Op basis van deze ontwerplijn kan een extrapolatie worden gemaakt van de waargenomen omstandigheden naar de ontwerpwaterstand. Omdat de gevonden trendlijnen voor tussenzandlagen en diepe zandlagen niet veel verschillen is één ontwerplijn vastgesteld voor alle watervoerende zandlagen.

Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,20 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP +0,4 m.

Ter plaatse van de beschikbare meetraaien in de verschillende secties zijn niet overal voldoende relevante meetgegevens beschikbaar van de stijghoogte in de watervoerende lagen ter plaatse van de binnenteen en achterland. Het is daarom veelal niet mogelijk om een onderscheid te maken in stijghoogte ter plaatse de kruin, binnenteen of achterland. Om een eenduidige aanpak te hebben voor alle secties is er voor gekozen om voor de ontwerpstijghoogte één omhullende ontwerplijn te bepalen die is gebaseerd op de maatgevende metingen ter plaatse van de kruin. In de kruin zijn ook de meeste meetgegevens beschikbaar.

Opgemerkt wordt dat in de stabiliteitsberekeningen de maatgevende ontwerpstijghoogte wordt toegepast ter plaatse van de binnenteen van de dijk. De hierboven vastgestelde maatgevende ontwerpstijghoogte is echter gebaseerd op maatgevende stijghoogten die zijn gevonden ter plaatse van de kruin van de dijk. De gevonden stijghoogten ter plaatse van de kruin liggen circa 0,2 à 0,3 m hoger dan de stijghoogten ter plaatse van de binnenteen. Dit verschil kan worden beschouwd als een extra veiligheid.

3.4. Sectie 2 Schuddebeursdijk hm 19.2-19.5 (sectie 2a) en hm 20.15-20.3 (sectie 2b)

Het deel hm19.2-19.5 heeft een voorland van ca. 25 m en het deel hm20.15-20.3 heeft een voorland van ca. 30 à 60 m. Op een afstand van ca. 75 m vanaf deel hm19.2-19.5 bevindt de bodem van het Spui zich plaatselijk op een diepte van ca. NAP -16,5 m waardoor de pleistocene zandondergrond wordt aangesneden. Op een afstand van ca. 75 m vanaf deel hm20.15-20.3 bevindt de bodem van het Spui zich op een diepte van ca. NAP -7,5 m en op een afstand van 500 m ten oosten van deel hm20.15-20.3 bevindt de bodem van het Spui zich op een diepte van ca. NAP -20,0 m waardoor de pleistocene zandondergrond wordt aangesneden. Achter de dijk bedraagt het polderpeil in de polder Oud Schuddebeurs NAP -3,0 m. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,25 m.

Karakteristieke dijk- en bodemopbouw

De dijk kern op deze secties bestaat aan de buitenzijde uit klei en aan de binnenzijde uit zand. De ondergrond kent twee karakteristieke bodemtypen. Van hm19.2 tot hm19.5 bedraagt de deklaagdikte, bestaande uit klei- en veenlagen, 8 à 10 m. Van hm20.15 tot hm20.3 wordt een dijk aanvulling bestaande uit zand tot circa NAP -3 m aangetroffen in de binnenteen. Bovendien is ter plaatse van deze sectie de veenlaag dieper gelegen in het profiel (NAP -5 m in plaats van NAP -2 m) en dikker dan in de andere sectie (3 m in plaats van 1 à 2 m).

Gemeten stijghoogten

De in Tabel 3-2 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in secties 2a en 2b. Peilbuizen 19,55BI diep en ondiep en waterspanningsmeters WSM 19,55KR diep en WSM 19,55A diep is gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 zijn de overige peilbuizen 1 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat. De peilbuismetingen ter plaatse van hm 19.90 en hm 20.55 (Grondmechanica Delft, 1996) geven stijghoogten die liggen tussen NAP -1,0 en -1,8 m. Deze metingen zijn niet opgenomen in de tabel.

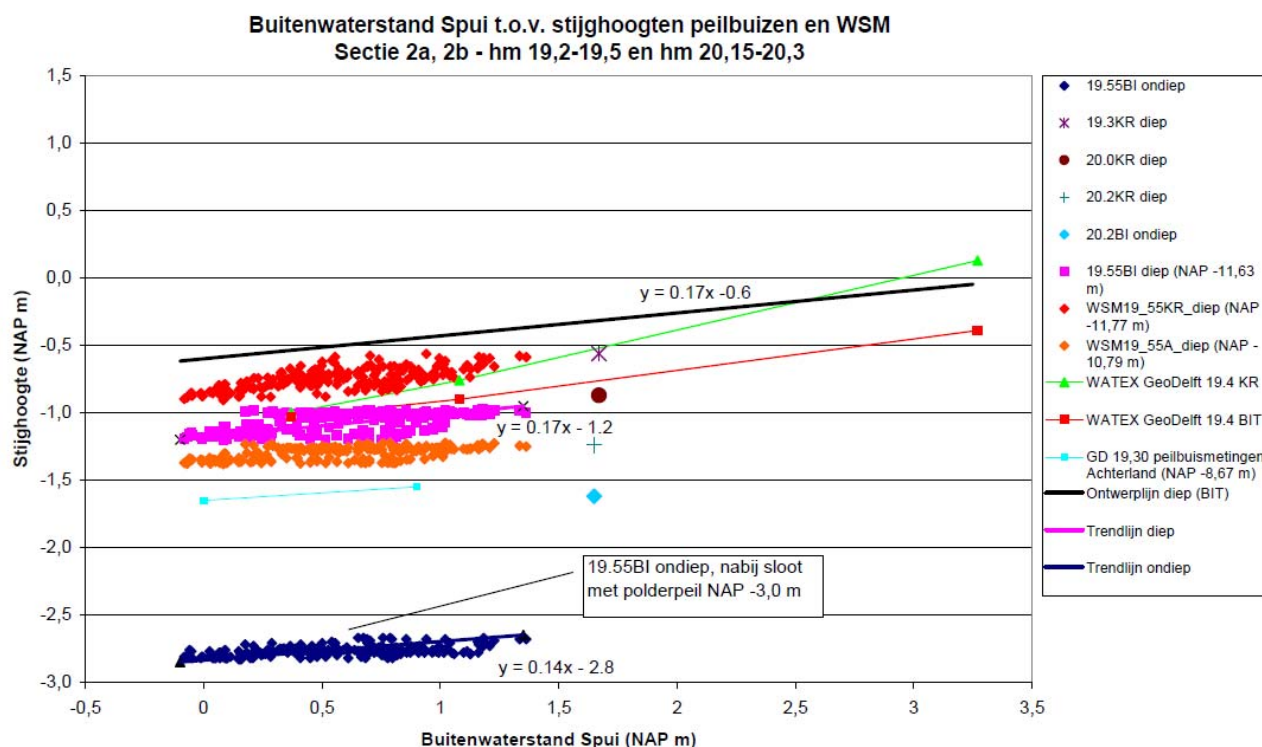
Tabel 3-2 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in secties 2a en 2b

Peilbuis / WSM	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
19,3KR diep	-10,9 tot -11,9	diepe zandlaag	5-01-12 16:10	+1,67	-0,56
20,0KR diep	-11,4 tot -12,4	diepe zandlaag	5-01-12 16:30	+1,67	-0,87
20,2KR diep	-10,6 tot -11,6	diepe zandlaag	5-01-12 16:38	+1,65	-1,24
20,2BI ondiep	-0,9 tot -1,9	tussenzandlaag	5-01-12 16:38	+1,65	-1,62
19,55BI diep	-11,4 tot -12,4	diepe zandlaag	Zie Figuur 3-3, periode 25 februari-5 maart 2010		
19,55BI ondiep	-3,4 tot -4,4	deklaag			
WSM19,55A diep	-10,8	diepe zandlaag			
WSM19,55KR diep	-11,8	diepe zandlaag			

¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De continu gemeten peilbuizen 19,55BI diep en ondiep en waterspanningsmeters WSM 19,55KR diep en WSM 19,55A diep zijn gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Voor de periode 25 februari-5 maart, waarin een kleine hoogwatergolf (maximaal

NAP +1,4 m in het Spui) passeerde zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe en ondiepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui (bepaald aan de hand van gemiddelde waarden op het Haringvliet en de Oude Maas). Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) zijn tevens de overige in Tabel 3-2 weergegeven peilbuizen 1 keer gepeild. De gemeten waarden zijn opgenomen in Figuur 3-3.



Figuur 3-3 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 19,2-19,5 en 20,15-20,3

Naast de gemeten waarden zijn in Figuur 3-3 tevens de berekeningsresultaten opgenomen die in het kader van de toetsing van dit dijkvak is opgesteld. Deze berekeningsresultaten zijn opgenomen in de rapportage "Doorkijk versterkingsalternatieven voor afgekeurde dijktrajecten", januari 2004, kenmerk CO-410350-05, 02 Definitief, GeoDelft. In deze rapportage zijn voor hm 19.4 ter plaatse van de kruin en de binnenteen niet-stationaire grondwaterstroming berekeningen uitgevoerd met het programma WATEX. De resultaten van deze berekening zijn door GeoDelft gekalibreerd met de destijds beschikbare peilbuismetingen. In bovenstaande grafiek is bijvoorbeeld de trendlijn van de peilbuismetingen van GeoDelft ter plaatse van het achterland opgenomen (GD 19.30 Achterland).

Stijghoogte analyse

Op dezelfde manier zoals beschreven voor sectie 1 is ook voor sectie 2 de respons van de buitenwaterstand van het Spui op de stijghoogte in het watervoerende zandpakket bepaald. Voor de diepe peilbuis 19.55BI kan de trendlijn tussen stijghoogte en buitenwaterstand worden uitgedrukt met de formule $Y = 0,17x - 1,2$, waarin Y de stijghoogte is (m NAP), en x de buitenwaterstand (m NAP). De respons bedraagt 17% en wordt ook maatgevend gesteld voor eventueel aanwezige tussenzandlagen.

Uit de berekeningsresultaten van GeoDelft blijkt dat de respons ter plaatse van de binnenteen van de watervoerende zandlagen op de buitenwaterstand van het Spui (WATEX GeoDelft 19.4 BIT) vrijwel gelijk is aan de gevonden trendlijn voor 19.55BI diep (de lijnen hebben dezelfde hellingshoek). Hieruit volgt dat de hier toegepaste methode om de respons van het buitenwater van het Spui op de stijghoogte in de watervoerende zandlagen ter plaatse van de binnenteen goed aansluit met de niet-stationaire grondwaterstroming berekening met WATEX.

Om de maximale stijghoogte bij de ontwerpwaterstand NAP +3,25 m te bepalen, is de maatgevende diepe trendlijn zodanig getransleerd dat alle meetresultaten onder deze lijn vallen. Op deze manier wordt een ontwerplijn gevonden met de formule $Y = 0,17x - 0,6$. Op basis van deze ontwerplijn kan een extrapolatie worden gemaakt van de waargenomen omstandigheden naar de ontwerpwaterstand.

Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,25 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP +0,0 m.

Opgemerkt wordt dat in de stabiliteitsberekeningen de maatgevende ontwerpstijghoogte wordt toegepast ter plaatse van de binnenteen van de dijk. De hierboven vastgestelde maatgevende ontwerpstijghoogte is echter gebaseerd op maatgevende stijghoogten die zijn gevonden ter plaatse van de kruin van de dijk. De gevonden stijghoogten ter plaatse van de kruin liggen circa 0,4 à 0,5 m hoger dan de stijghoogten ter plaatse van de binnenteen. Dit verschil kan worden beschouwd als een extra veiligheid.

3.5. Sectie 3a Aaldijk – hm 21.4-22.8

Het deel hm21.4-22.8 heeft een voorland van 20 à 90 m. De bodem van het Spui varieert tussen NAP -6 m en NAP -15 m waardoor het watervoerende zandpakket wordt aangesneden. Achter de dijk bedraagt het polderpeil in de polder Hekelingen NAP -2,65 m en in de polder van Oude Uitslag van Putten NAP -2,25. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,30 m.

Karakteristieke dijk- en bodemopbouw

De dijk heeft een kleikern en is aan de binnenzijde versterkt met zand. De deklaag bestaat uit klei en lokaal een relatief dik veenpakket. Voor sectie 3a1 en een deel van 3a2 (tot hm22.25) wordt onder de kruin het watervoerende zandpakket (behorende tot de afzettingen van Calais) aangetroffen op een diepte vanaf circa NAP -11 m. Op een deel van sectie 3a2 (vanaf hm22.25) en de gehele sectie 3a3 wordt dit watervoerende pakket aangetroffen op een diepte vanaf circa NAP -7 m.

Gemeten stijghoogten diepe zandlagen

De in Tabel 3-3 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in sectie 3a. Peilbuis 21.70BI diep is gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 zijn de overige peilbuizen 1 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat. Ter verificatie van de stijghoogte in de diepe zandlagen zijn in maart 2013 aanvullende waterspanningsmeters WSM22.00 KR diep en WSM22.60KR diep geplaatst.

Tabel 3-3 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in sectie 3a (diep)

Peilbuis / WSM	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
21,8KR diep	-10,8 tot -11,8	diepe zandlaag	6-01-12 9:25	+1,11	-0,32
22.0KR diep	-11,4 tot -12,4	diepe zandlaag	6-01-12 9:35	+1,11	-0,14
			6-01-12 17:24	+0,72	-0,32
22.3KR diep	-13,2 tot -14,2	diepe zandlaag	6-01-12 9:45	+1,10	-0,82
22.7KR diep	-9,6 tot -10,6	diepe zandlaag	6-01-12 10:05	+1,06	-0,27
21.70BI diep	-11,4 tot -12,4	diepe zandlaag	periode 25 februari-5 maart 2010		
WSM22.00 KR diep	-12,0	diepe zandlaag	periode 5 tot 11 maart 2013		
WSM22.60 KR diep	-8,0	diepe zandlaag			

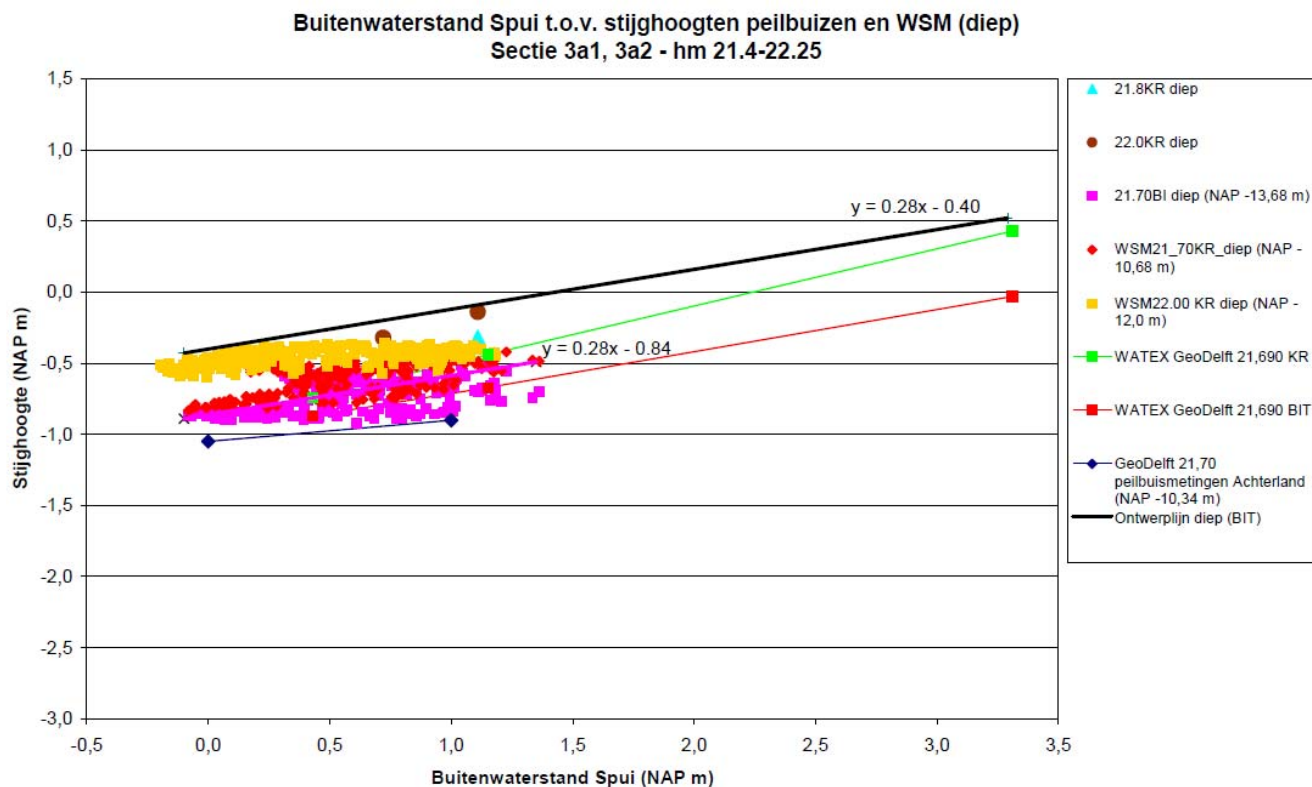
¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De continu gemeten peilbuis 21.70BI diep is gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Voor de periode 25 februari-5 maart, waarin een kleine hoogwatergolf (maximaal NAP +1,4 m in het Spui) passeerde zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui (bepaald aan de hand van gemiddelde waarden op het Haringvliet en de Oude Maas). Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) zijn tevens de overige in Tabel 3-3 weergegeven peilbuizen 1 keer gepeild.

Van de aanvullend geplaatste waterspanningsmeters WSM22.00 KR diep en WSM22.00 KR diep zijn meetwaarden beschikbaar van 5 maart tot 11 maart 2013.

Stijghoogte analyse diepe zandlagen sectie 3a1, 3a2 – hm 21.4-22.25

Voor sectie 3a1 en een deel van 3a2 (tot hm22.25) wordt het watervoerende zandpakket onder de kruin aangetroffen op een diepte vanaf circa NAP -11 m. De gemeten waarden in dit gebied zijn opgenomen in Figuur 3-4.



Figuur 3-4 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 21,4-22,25 (diep)

Naast de gemeten waarden van de peilbuizen en waterspanningsmeters zijn in Figuur 3-4 tevens de berekeningsresultaten opgenomen die in het kader van de toetsing van dit dijkvak zijn opgesteld. Deze berekeningsresultaten zijn opgenomen in de rapportage "Doorkijk versterkingsalternatieven voor afgekeurde dijktrajecten", januari 2004, kenmerk CO-410350-05, 02 Definitief, GeoDelft. In deze rapportage zijn voor hm 21,69 ter plaatse van de kruin en de binnenteen niet-stationaire grondwaterstroming berekeningen uitgevoerd met het programma WATEX. De resultaten van deze berekening zijn door GeoDelft gekalibreerd met de destijds beschikbare peilbuismetingen. In Figuur 3-4 is de trendlijn van de peilbuismetingen van GeoDelft ter plaatse van het achterland opgenomen (GeoDelft 21.70 peilbuismetingen Achterland).

Op dezelfde manier zoals beschreven voor sectie 1 is ook voor sectie 3a1 en 3a2 (gedeeltelijk) de respons van de buitenwaterstand van het Spui op de stijghoogte in het watervoerende zandpakket bepaald. Voor de diepe peilbuis 21.70BI kan de trendlijn tussen stijghoogte en buitenwaterstand worden uitgedrukt met de formule $Y = 0,28x - 0,84$, waarin Y de stijghoogte is (m NAP), en x de buitenwaterstand (m NAP). De respons bedraagt 28% en wordt ook maatgevend gesteld voor eventueel aanwezige tussenzandlagen.

Uit de berekeningsresultaten van GeoDelft blijkt dat de respons van de watervoerende zandlagen ter plaatse van de binnenteen op de buitenwaterstand van het Spui (WATEX GeoDelft hm 21,69 BIT) vrijwel gelijk is aan de gevonden trendlijn voor 21,70 diep BIT (de lijnen hebben een vergelijkbare hellingshoek). Hieruit volgt dat de hier toegepaste methode om de respons van het buitenwater van het Spui op de stijghoogte in de watervoerende zandlagen ter plaatse van de binnenteen goed aansluit met de niet-stationaire grondwaterstroming berekening met WATEX.

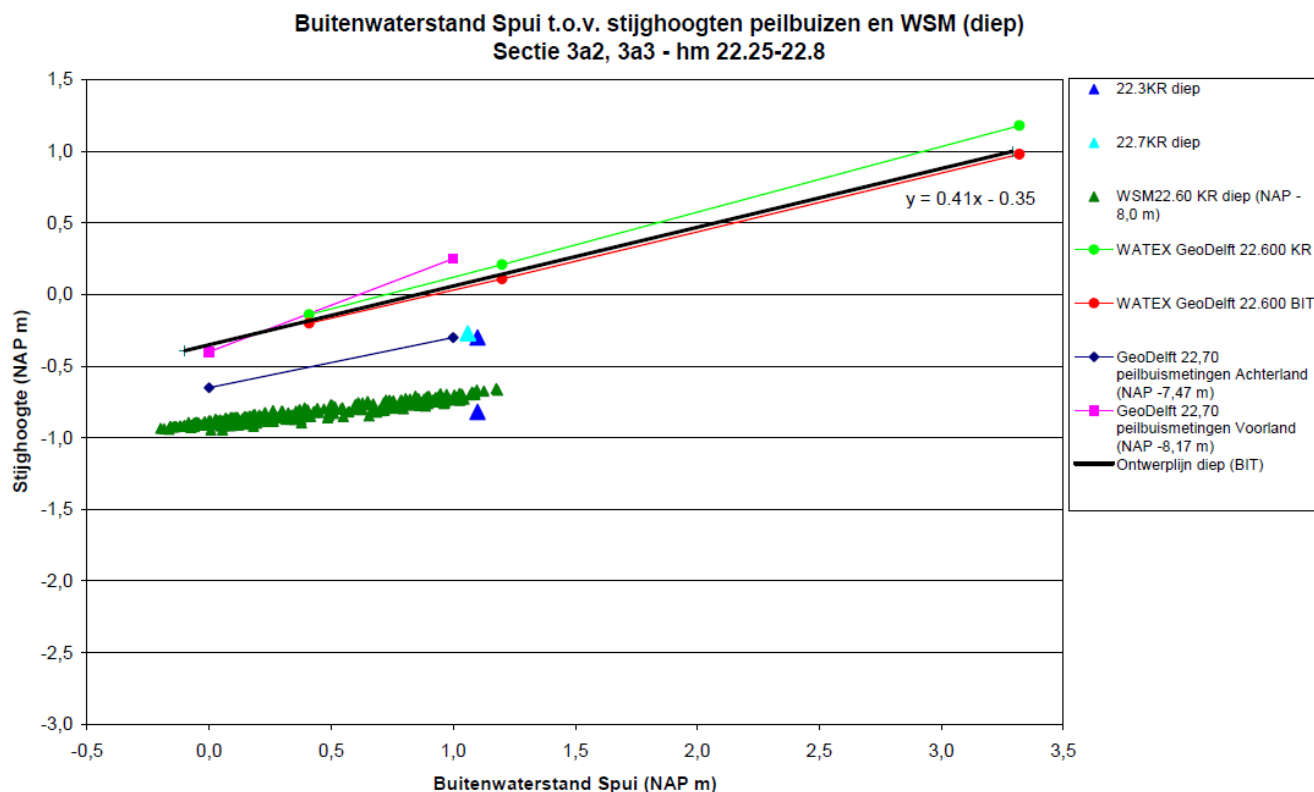
Om de maximale stijghoogte bij de ontwerpwaterstand NAP +3,30 m te bepalen, is de maatgevende diepe trendlijn zodanig getransleerd dat alle meetresultaten onder deze lijn vallen. Op deze manier wordt een ontwerplijn gevonden met de formule $Y = 0,28x - 0,4$. Op basis van deze ontwerplijn kan een extrapolatie worden gemaakt van de waargenomen omstandigheden naar de ontwerpwaterstand.

Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,30 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP +0,5 m.

Opgemerkt wordt dat in de stabiliteitsberekeningen de maatgevende ontwerpstijghoogte wordt toegepast ter plaatse van de binnenteen van de dijk. De hierboven vastgestelde maatgevende ontwerpstijghoogte is echter gebaseerd op maatgevende stijghoogten die zijn gevonden ter plaatse van de kruin van de dijk. De gevonden stijghoogten ter plaatse van de kruin liggen circa 0,2 à 0,4 m hoger dan de stijghoogten ter plaatse van de binnenteen. Dit verschil kan worden beschouwd als een extra veiligheid.

Stijghoogte analyse diepe zandlagen sectie 3a2, 3a3 – hm 22.25-22.8

Voor een deel van sectie 3a2 (vanaf hm22.25) en sectie 3a3 wordt het watervoerende zandpakket onder de kruin aangetroffen op een diepte vanaf circa NAP -7 m. De gemeten waarden in dit gebied zijn opgenomen in Figuur 3-5.



Figuur 3-5 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 22,25-22,8 (diep)

Naast de gemeten waarden van de peilbuizen en waterspanningsmeters zijn in Figuur 3-5 tevens de berekeningsresultaten opgenomen die in het kader van de toetsing van dit dijkvak zijn opgesteld. Deze berekeningsresultaten zijn opgenomen in de rapportage “Doorkijk versterkingsalternatieven voor afgekeurde dijktrajecten”, januari 2004, kenmerk CO-410350-05, 02 Definitief, GeoDelft. In deze rapportage zijn voor hm 22,600 ter plaatse van de kruin en de binnentoe niet-stationaire grondwaterstroming berekeningen uitgevoerd met het programma WATEX. De resultaten van deze berekening zijn door GeoDelft gekalibreerd met de destijds beschikbare peilbuismetingen. In Figuur 3-5 is de trendlijn van de peilbuismetingen van GeoDelft ter plaatse van het achterland en voorland opgenomen (GeoDelft peilbuismetingen 22.70 Achterland en Voorland).

De relatief lage waarde van de gemeten stijghoogte ter plaatse van WSM22.60 KR ten opzichte van de WATEX berekening kan worden verklaard door een afwijkende grondopbouw. De watervoerende zandlaag vanaf circa NAP -6 m is hier niet geheel ontwikkeld (er worden kleilagen aangetroffen). Daarnaast is het voorland ter plaatse van hm 22.6 langer dan het voorland ter plaatse van hm 22.7 waar de andere metingen zijn uitgevoerd. Beide effecten zorgen voor een lagere stijghoogte ter plaatse WSM22.60 KR.

Aangezien voor dit gedeelte geen verdere meetreeksen van peilbuis- en waterspanningsmetingen beschikbaar zijn, wordt aangesloten bij de berekeningsresultaten zoals deze in de toetsing door GeoDelft voor de binnentoe zijn bepaald. De hiermee bepaalde ontwerplijn voor de binnentoe worden beschreven met de formule $Y = 0,41x - 0,35$. Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,30 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP +1,0 m.

Gemeten stijghoogten ondiepe zandlagen

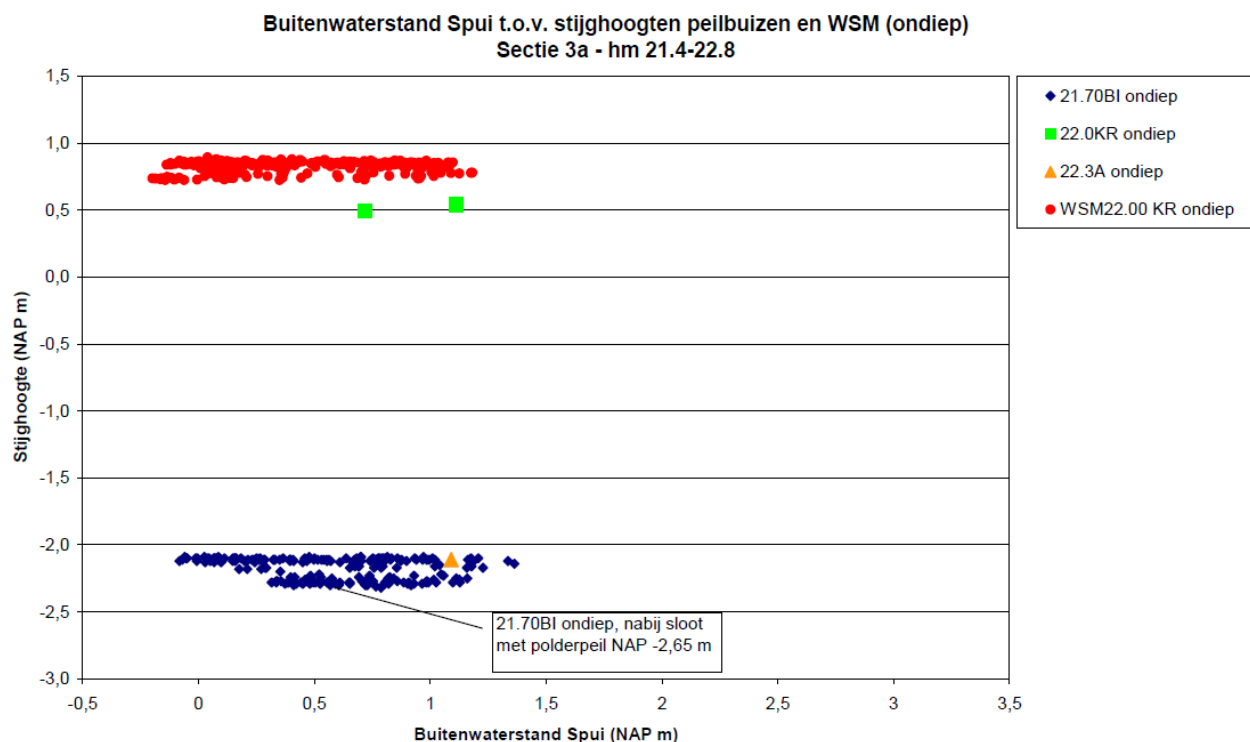
De in Tabel 3-4 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in sectie 3a. Peilbuis 21.70BI ondiep is gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 is peilbuis 22.0KR ondiep 2 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat. Ter verificatie van de stijghoogte in de ondiepe zandlaag is in maart 2013 de aanvullende waterspanningsmeter WSM22.00 KR ondiep geplaatst.

Tabel 3-4 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in sectie 3a (ondiep)

Peilbuis / WSM	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
22.0KR ondiep	-3,4 tot -4,4	tussenzandlaag	6-01-12 9:35	+1,11	+0,54
			6-01-12 17:23	+0,72	+0,49
22.3A ondiep	-7,3 tot -8,3	tussenzandlaag	6-01-12 9:30	+1,09	-2,11
21.70BI ondiep	-4,3 tot -5,3	kleilaag	periode 25 februari-5 maart 2010		
WSM22.00 KR ondiep	-4,0	tussenzandlaag	periode 5 tot 11 maart 2013		

¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De continu gemeten peilbuis 21.70BI ondiep is gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Voor de periode 25 februari-5 maart, waarin een kleine hoogwatergolf (maximaal NAP +1,4 m in het Spui) passeerde zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui (bepaald aan de hand van gemiddelde waarden op het Haringvliet en de Oude Maas). Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) zijn tevens peilbuizen 22.0KR ondiep en 22.3A ondiep gepeild. De gemeten waarden zijn opgenomen in Figuur 3-6. Van de aanvullend geplaatste waterspanningsmeter WSM22.00 KR ondiep zijn meetwaarden beschikbaar van 5 maart tot 11 maart 2013.



Figuur 3-6 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 21,4-22,8 (ondiep)

Stijghoogte analyse ondiepe zandlagen

In eerste instantie is voor peilbuis 22.0KR ondiep tijdens het hoogwater van 2012 een relatief hoge stijghoogte van NAP +0,49 m en NAP +0,52 m gemeten. Op basis van deze waarden werd verondersteld dat de stijghoogte afhankelijk was van de buitenwaterstand in het Spui. Ter verificatie van deze metingen is waterspanningsmeter WSM22.00 KR ondiep geplaatst in dezelfde tussenzandlaag van circa NAP -3,5 m tot NAP -4,5 m. WSM22.00 KR ondiep geeft een horizontale lijn en kan als onafhankelijk van de buitenwaterstand in het Spui worden beschouwd.

Peilbuis 21.70BI ondiep is in een kleilaag geplaatst nabij de teensloot met een polderpeil van NAP -2,65 m. Deze peilbuis is niet representatief voor de bepaling van de stijghoogte in de tussenzandlaag. Peilbuis 22.3A ondiep is in het achterland geplaatst met een polderpeil van NAP -2,65 m.

Geconcludeerd kan worden dat de stijghoogte in de tussenzandlaag van circa NAP -3,5 m tot NAP -4,5 m niet afhankelijk is van de buitenwaterstand in het Spui. Voor de stijghoogte kan een waarde worden aangehouden tussen circa NAP +0,5 m tot NAP +1,0 m. Deze waarde past bij een lineair waterspanningsverloop tussen het freatisch vlak bij ontwerpwaterstand en de stijghoogte onder normale omstandigheden aan de bovenzijde van de indringsingslaag, zoals deze ook geldt voor samendrukbare lagen (zie paragraaf 4.4).

3.6. Sectie 3b, 3c en 4 Aaldijk-Kerkhofsdijk – hm 24.1-25.7

Sectie 3b van hm24.1-24.3 heeft een voorland van circa 60 à 70 m en sectie 3c van hm24.65-24.85 heeft een voorland van circa 35 à 40 m. Sectie 4 van hm24.9-25.7 heeft een voorland van circa 25 à 30 m. Ter plaatse van hm24.65-24.85 varieert de bodem van het Spui tussen NAP -11 m en NAP -14 m waardoor de zandondergrond wordt aangesneden.

Achter de dijk t.p.v. hm24.1-24.3 en hm24.65-24.85 bedraagt het polderpeil in de polder Nieuwe Uitslag van Putten NAP -1,9 m. Het polderpeil in de Wolvenpolder bedraagt NAP -1,55 m. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,35 m.

Karakteristieke dijk- en bodemopbouw

Van hm24.1-25.7 kan de opbouw van de dijk en de laagopbouw van de ondergrond als uniform worden beschouwd. Een uitzondering vormt het traject hm24.775 tot hm24.9 waar een zandgeul wordt aangetroffen. De zandgeul op dit traject wordt aangetroffen van circa NAP -2,0 m tot NAP -13,0 m. De exacte ligging van de geul is nader uitgekarteerd met behulp van EM metingen. De dijk heeft aan de buitenzijde een kleikern en is aan de binnenzijde versterkt met zand. De gehele deklaag heeft een totale dikte van minimaal 6 m.

Gemeten stijghoogten diepe zandlagen

De in Tabel 3-5 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in sectie 3b, 3c en 4. Peilbuizen 24.70BI diep en ondiep zijn gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 zijn de overige peilbuizen 1 tot 2 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat. Ter verificatie van de stijghoogte in de diepe zandlagen zijn in maart 2013 aanvullende waterspanningsmeters WSM25.00 KR diep en WSM25.60KR diep geplaatst.

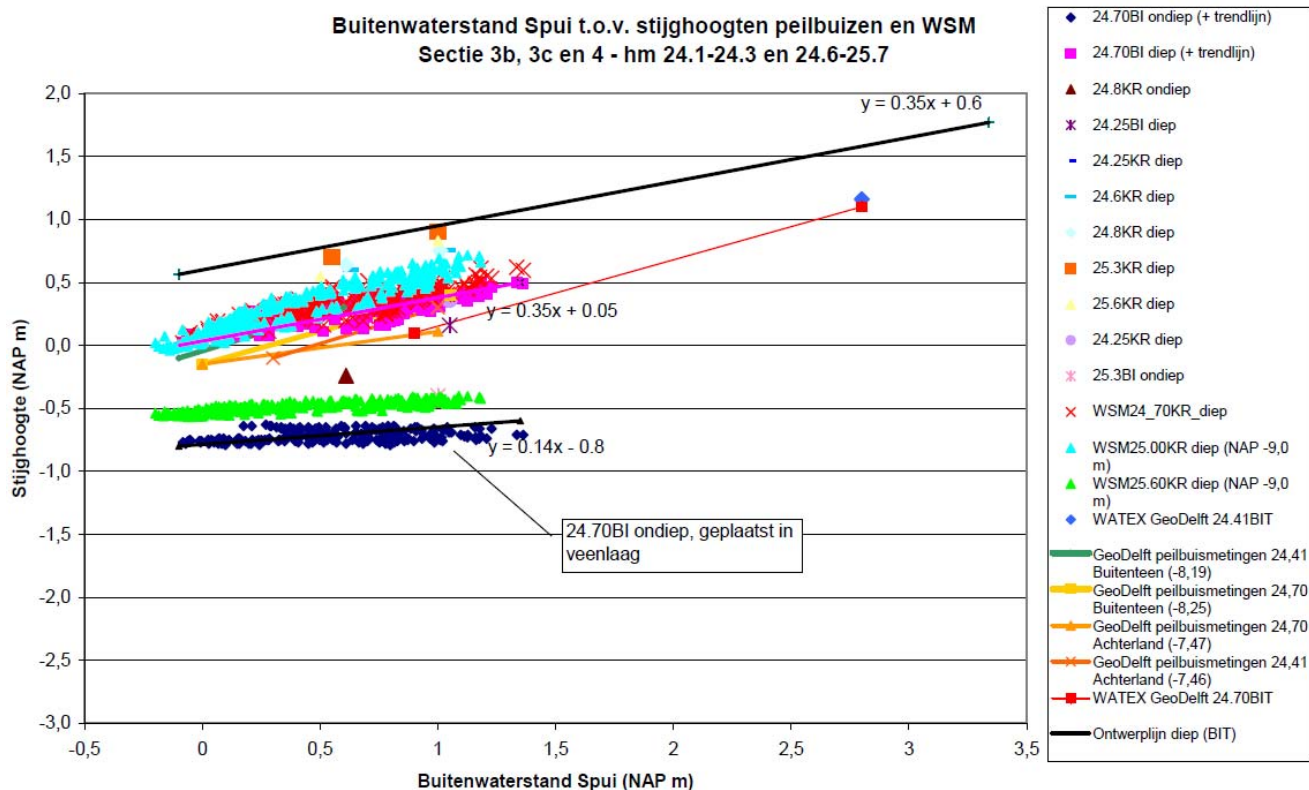
Tabel 3-5 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in secties 3b, 3c en 4

Peilbuis	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
24.25BI diep	-6,5 tot -7,5	diepe zandlaag	6-01-12 10:15	+1,05	+0,16
24.25KR diep	-6,6 tot -7,6	diepe zandlaag	6-01-12 10:20	+1,05	+0,36
			6-01-12 17:32	+0,68	+0,31
24.25KR diep	-15,8 tot -16,8	diepe zandlaag	6-01-12 10:20	+1,05	+0,39
			6-01-12 17:32	+0,68	+0,29
24.6KR diep	-11,5 tot -12,5	diepe zandlaag	6-01-12 10:30	+1,04	+0,76
			6-01-12 17:38	+0,63	+0,6
24.8KR ondiep	-2,8 tot -3,8	zandgeul	6-01-12 10:50	+1,01	-0,43
			6-01-12 17:45	+0,61	-0,24
24.8KR diep	-15,4 tot -16,4	diepe zandlaag	6-01-12 10:50	+1,01	+0,75
			6-01-12 17:45	+0,61	+0,64
25.3BI ondiep	-1,1 tot -2,1	tussenzandlaag	6-01-12 11:15	+1,00	-0,4
25.3KR diep	-8,3 tot -9,3	diepe zandlaag	6-01-12 11:15	+1,00	+0,9
			6-01-12 17:59	+0,55	+0,7
25.6KR diep	-7,4 tot -8,4	diepe zandlaag	6-01-12 11:20	+1,00	+0,83
			6-01-12 18:30	+1,00	+0,55
24.70BI diep	-8,8 tot -9,8	diepe zandlaag	periode 25 februari-5 maart 2010		
24.70BI ondiep	-3,8 tot -4,8	veenlaag			
WSM24.70KR diep	-6,8	diepe zandlaag			
WSM25.00 KR diep	-9,0	diepe zandlaag	periode 5 tot 11 maart 2013		
WSM25.60 KR diep	-9,0	diepe zandlaag			

¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De continu gemeten peilbuizen 24.70BI diep en ondiep zijn gedurende de periode 23 februari-16 juni 2010 gemeten. Voor de periode 25 februari-5 maart, waarin een kleine hoogwatergolf (maximaal NAP +1,4 m in het Spui) passeerde zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui (bepaald aan de hand van gemiddelde waarden op het Haringvliet en de Oude Maas). Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 (maximaal NAP +2,1 m in het Spui) zijn tevens de overige in Tabel 3-5 weergegeven peilbuizen 1 tot 2 keer gepeild. De gemeten waarden zijn opgenomen in Figuur 3-7.

Van de aanvullend geplaatste waterspanningsmeters WSM25.00 KR diep en WSM25.60 KR diep zijn meetwaarden beschikbaar van 5 maart tot 11 maart 2013.



Figuur 3-7 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 24,1-24,3 en 24,6-25,7

Naast de gemeten waarden van de peilbuizen en waterspanningsmeters zijn in Figuur 3-7 tevens de berekeningsresultaten opgenomen die in het kader van de toetsing van dit dijkvak zijn opgesteld. Deze berekeningsresultaten zijn opgenomen in de rapportage “Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring, Detailonderzoek Tranche-3”, augustus 1999, Definitief, Kenmerk CO-386090/30 versie 1, GeoDelft. In deze rapportage is voor hm 24.41 en hm 24.70 ter plaatse van de binnenteen een niet-stationaire grondwaterstroming berekening uitgevoerd met het programma WATEX. Het resultaat van deze berekening is door GeoDelft gekalibreerd met de destijds beschikbare peilbuismetingen. In Figuur 3-7 is de trendlijn van de peilbuismetingen van GeoDelft ter plaatse van het achterland en de binnenteen opgenomen (GeoDelft peilbuismetingen 24,41 en 24,70 Achterland en Buitenteen).

Stijghoogte analyse

Op dezelfde manier zoals beschreven voor sectie 1 is ook voor secties 3b, 3c en 4 de respons van de buitenwaterstand van het Spui op de stijghoogte in het watervoerende zandpakket bepaald. Voor de diepe peilbuis 24.70BI kan de trendlijn tussen stijghoogte en buitenwaterstand worden uitgedrukt met de formule $Y = 0,35x - 0,05$, waarin Y de stijghoogte is (m NAP), en x de buitenwaterstand (m NAP). De respons bedraagt 35% en wordt ook maatgevend gesteld voor aangetroffen zandgeul van hm24.775 tot hm24.9. De ondiepe peilbuis 24.70BI is in een veenlaag geplaatst en is daarmee niet relevant voor de bepaling van de stijghoogte in het watervoerende zandpakket.

De voor de toetsing door GeoDelft met WATEX berekende respons van de watervoerende zandlagen op de buitenwaterstand van het Spui is opgenomen in Figuur 3-7 (WATEX

GeoDelft 24.70 BIT). Wanneer de gevonden responslijn van WATEX GeoDelft 24.70 BIT wordt doorgetrokken naar de ontwerpwaterstand van NAP +3,35 m wordt een stijghoogte gevonden van circa NAP +1,5 m. Deze ligt dicht bij de aangehouden ontwerplijn voor de stijghoogte in de watervoerende zandlagen. Hieruit volgt dat de hier toegepaste methode om de respons van het buitenwater van het Spui op de stijghoogte in de watervoerende zandlagen bepalen goed aansluit met de niet-stationaire grondwaterstroming berekening met WATEX.

Ter plaatse van WSM25.6 (sectie 4) wordt een afwijkende stijghoogte gemeten (lager dan de overige metingen). Deze lagere meetwaarde is niet direct te verklaren uit de grondopbouw ter plekke van deze waterspanningsmeter. Ter plaatse van sondering DKMKR25.6 wordt een goed ontwikkelde zandlaag aangetroffen en zou juist een hoge meetwaarde waarschijnlijker zijn. Op deze locatie wordt in het ontwerp dus een relatief hoge stijghoogte aangehouden. In hoofdstuk 4 zal blijken dat dit op het uiteindelijke resultaat geen invloed heeft. Ook met de hoog aangehouden stijghoogte voldoet sectie 4 en hoeft niet versterkt te worden.

Om de maximale stijghoogte bij de ontwerpwaterstand NAP +3,35 m te bepalen, is de maatgevende diepe trendlijn zodanig getransleerd dat alle meetresultaten onder deze lijn vallen. Op deze manier wordt een ontwerplijn gevonden met de formule $Y = 0,35x + 0,6$. Op basis van deze ontwerplijn kan een extrapolatie worden gemaakt van de waargenomen omstandigheden naar de ontwerpwaterstand.

Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,35 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP +1,8 m.

Opgemerkt wordt dat in de stabiliteitsberekeningen de maatgevende ontwerpstijghoogte wordt toegepast ter plaatse van de binnenteen van de dijk. De hierboven vastgestelde maatgevende ontwerpstijghoogte is echter gebaseerd op maatgevende stijghoogten die zijn gevonden ter plaatse van de kruin van de dijk. De gevonden stijghoogten ter plaatse van de kruin liggen circa 0,1 à 0,2 m hoger dan de stijghoogten ter plaatse van de binnenteen. Dit verschil kan worden beschouwd als een extra veiligheid.

3.7. Sectie 5 en 6 Wolvendijk-Papendijk hm 26.00-27.60

Secties 5a, 5b en 6a (hm26.0-27.4) worden gekenmerkt door de aanwezigheid van een hoog en breed voorland (Willemspolder) van 100 tot 1000 m. Dit voorland bestaat uit een slibdepot dat in de jaren '60 tot '80 is aangebracht tot een hoogte van meer dan NAP +6,5 m. Sectie 6b (hm27,4-27,6) heeft een laag voorland met een breedte van circa 50 m. Achter de dijk bedraagt het polderpeil in de Wolvenpolder NAP -1,55 m en in de polder Nieuwe Uitslag van Putten NAP -1,9 m. De ontwerpwaterstand bedraagt circa NAP +3,5 m.

Karakteristieken dijk- en bodemopbouw

De dijk heeft een kleikern en is aan de binnenzijde versterkt met zand. De bodemopbouw wordt gekenmerkt door een klei- en veenlagenpakket van circa 5,0 m dik (van circa NAP 0,0 m tot NAP -5,0 m).

Gemeten stijghoogten

De in Tabel 3-6 opgenomen peilbuizen en waterspanningsmeters bevinden zich in sectie 5a, 5b, 6a en 6b. Tijdens de hoogwatergolf van 5-6 januari 2012 zijn de peilbuizen 27.1KR ondiep en diep 1 keer gepeild. De hierbij optredende buitenwaterstand van het Spui is bepaald door interpolatie van de meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

Einde 2012 en begin 2013 zijn deze peilbuizen nogmaals gepeild. In maart 2013 zijn aanvullende waterspanningsmeters WSM26.15 KR diep t/m WSM27.50KR diep geplaatst. In de periode 9 april 2010 – 16 juni 2010 zijn in het voorland ter plaatse van hm 26.00 en 27.00 door Fugro waterspanningsmetingen uitgevoerd. Deze meters zijn echter geplaatst in kleilagen en zijn daarom niet bruikbaar voor de bepaling van de stijghoogte in de watervoerende lagen.

Tabel 3-6 Gemeten stijghoogte in peilbuizen en waterspanningsmeters in secties 5a, 5b, 6a en 6b

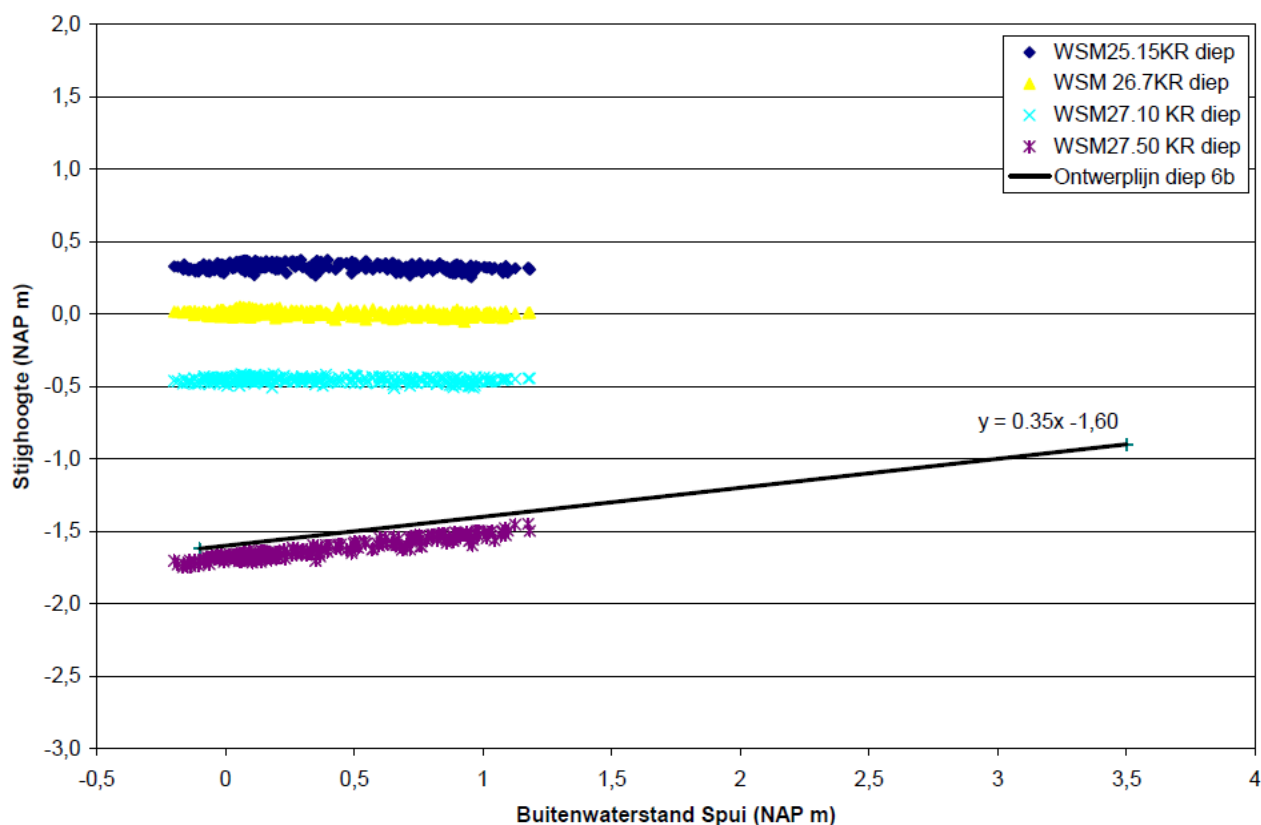
Peilbuis / WSM	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Datum en tijd	Buitenwaterstand Spui (gemeten ¹) [ca. NAP m]	Stijghoogte [ca. NAP m]
27.1KR ondiep	-1,2 tot -2,2	tussenzandlaag	6-01-12 11:45	+1,00	+1,4
			18-12-12	-	+2,04
			30-01-13	-	+2,10
27.1KR diep	-8,2 tot -9,2	diepe zandlaag	6-01-12 11:45	+1,00	+0,27
			18-12-12	-	+0,06
			30-01-13	-	+0,06
WSM26.15 KR freat.	+0,0	kleilaag	periode 5 tot 11 maart 2013		
WSM26.15 KR diep	-7,0	diepe zandlaag			
WSM26.70 KR freat.	+0,0	kleilaag			
WSM26.70 KR ondiep	-2,0	tussenzandlaag			
WSM26.70 KR diep	-7,0	diepe zandlaag			
WSM27.10 KR freat.	+0,0	kleilaag			
WSM27.10 KR ondiep	-1,5	tussenzandlaag			
WSM27.10 KR diep	-8,0	diepe zandlaag			
WSM27.50 KR freat.	+0,0	kleilaag			
WSM27.50 KR diep	-10,0	diepe zandlaag			

¹ De optredende buitenwaterstand op deze locatie is bepaald door interpolatie van meetgegevens van de meetstations van Rijkswaterstaat.

De gemeten waarden zijn opgenomen in Figuur 3-8. Voor de periode 5 maart tot 11 maart 2013 zijn de gemeten stijghoogtes in de diepe peilbuis uitgezet tegen de buitenwaterstand van het Spui bepaald aan de hand van het meetstation Haven Oud-Beijerland.

De geplaatste waterspanningsmeters ter bepaling van de freatische lijn ter plaatse van de kruin worden behandeld in paragraaf 4.5.

Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogten peilbuizen en WSM
Sectie 5a, 5b, 6a en 6b - hm 26.10-26.15 en 26.35-27.60



Figuur 3-8 Buitenwaterstand Spui t.o.v. stijghoogte peilbuizen en WSM traject 26,10-26,15 en 26,35-27,60

Naast de recente metingen zijn ook metingen beschikbaar afkomstig uit de toetsing. Deze zijn opgenomen in de rapportage “Fietspad op Wolven- en Papenpolder, Detailonderzoek Wolven- Papendijk”, versie 1, februari 1999, kenmerk CO-379470/44, Grondmechanica Delft. Tevens zijn peilbuisgegevens beschikbaar ter plaatse van hm 26.3 afkomstig uit het DINOloket.

Tabel 3-7 Beschikbare peilbuismetingen DINOloket en toetsrapportage

Peilbuis (binnenteen)	Filterafstelling [ca. NAP m]	Laag	Laagste/hogste meetwaarde [NAP m]	Meetperiode
Hm 26.0 (GeoDelft)	-5,66	diepe zandlaag	+0,53 tot +0,81	Oktober 1998 tot januari 1999
Hm 26.3 DINO B37G0828001	-3,61 tot -4,61	diepe zandlaag	-0,1 tot +0,6	13-12-2006 tot 18- 06-2010
Hm 27.0 (GeoDelft)	-5,84	diepe zandlaag	-0,06 tot +0,45	Oktober 1998 tot januari 1999

De peilbuizen van GeoDelft zijn gedurende drie maanden (begin oktober 1998 tot begin januari 1999) gemeten. De meetperiode valt enkele weken na de extreme regenval midden september 1998. Ook in de meetperiode zelf is echter veel regen gevallen. De gevonden meetwaarden kunnen dan ook worden beschouwd als extreme waarden.

Stijghoogte analyse tussenzandlagen

Waterspanningsmeter WSM26.70 KR ondiep ter plaatse van de tussenzandlaag op NAP -2,0 m geeft vrijwel eenzelfde meetwaarde als de diep geplaatste waterspanningsmeter WSM26.70 KR diep op een diepte van NAP -7,0 m. Geconcludeerd kan worden dat de tussenzandlaag in contact staat met de diepe zandlagen.

Waterspanningsmeter WSM27.10 KR ondiep ter plaatse van de tussenzandlaag op NAP -1,5 m geeft een stijghoogte van circa NAP +1,6 tot 1,8 m. Dit komt overeen met de meetwaarden in peilbuis 27.1KR ondiep. De diep geplaatste waterspanningsmeter WSM27.10 KR op NAP -8,0 m geeft een lagere waarde van circa NAP -0,45 m. Geconcludeerd kan worden dat de tussenzandlaag niet in contact staat met de diepe zandlagen.

Stijghoogte analyse diepe zandlagen

Sectie 5a (hm 26.00 – 26.15)

Uit waterspanningsmeting WSM26.15 KR diep blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket geen relatie vertoont met de buitenwaterstand van het Spui. Er wordt een constante waarde van circa NAP +0,35 m gemeten. Peilbuis Hm 26.0 van GeoDelft geeft een maximale stijghoogte van NAP +0,81 m na een periode van extreme neerslag. De stijghoogte in dit gebied is daarom waarschijnlijk voornamelijk afhankelijk van de neerslag. In de rapportage van GeoDelft wordt daarom een maatgevende stijghoogte van NAP +0,85 m gehanteerd. Hieruit kan worden afgeleid dat de invloed van extreme neerslag circa 0,5 m bedraagt. De door GeoDelft afgeleide maatgevende stijghoogte van NAP +0,85 m wordt in deze rapportage overgenomen.

Sectie 5b (hm 26.35 – 26.75)

Uit waterspanningsmeting WSM26.70 KR diep blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket geen relatie vertoont met de buitenwaterstand van het Spui. Er wordt een constante waarde van circa NAP +0,0 m gemeten.

Peilbuis B37G0828001 van het DINOLoket ter plaatse van hm 26.3 is een peilbuis met een lang meetreeks en geeft een stijghoogte in het watervoerende pakket van circa NAP -0,1 m (extreme lage waarde) tot NAP +0,6 m (extreme hoge waarde). Hieruit kan worden afgeleid dat de invloed van extreme neerslag circa 0,5 m bedraagt.

Wanneer bij de gemeten waarde voor WSM26.70 KR diep van NAP +0,0 m een toeslag voor extreme neerslag van 0,5 m wordt opgeteld, wordt een maximale stijghoogte van NAP +0,5 m gevonden. In de rapportage van GeoDelft wordt een hogere waarde van NAP +0,70 m gehanteerd voor de maatgevende stijghoogte. De door GeoDelft afgeleide maatgevende stijghoogte van NAP +0,70 m wordt in deze rapportage overgenomen.

Sectie 6a (hm 26.75 – 27.45)

Uit waterspanningsmeting WSM27.10 KR diep blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket geen relatie vertoont met de buitenwaterstand van het Spui. Er wordt een vrijwel constante waarde van circa NAP -0,45 m gemeten. Dit lijkt een lage waarde in vergelijking met de andere beschikbare metingen. Peilbuis Hm 27.0 van GeoDelft geeft een maximale stijghoogte van NAP +0,45 m na een periode van extreme neerslag. De metingen van peilbuis 27.1KR diep geven een waarde van NAP +0,06 tot +0,27 m. Deze afwijkende waarden kunnen niet goed worden verklaard.

In de rapportage van GeoDelft is aangegeven dat de stijghoogte in het watervoerende pakket een zeer zwakke relatie vertoont met de buitenwaterstand van het Spui. Wanneer de ontwerpwaterstand van NAP +3,5 m optreedt in het Spui bedraagt de stijghoogte toename in het watervoerende pakket 0,25 m volgens de rapportage van GeoDelft. Wanneer deze waarde wordt opgeteld bij de maximale stijghoogte van NAP +0,45 m na extreme neerslag wordt een waarde van NAP +0,70 m gevonden. De door GeoDelft afgeleide maatgevende stijghoogte van NAP +0,70 m wordt in deze rapportage overgenomen.

Sectie 6b (hm 27.45 – 27.60)

Uit waterspanningsmeting WSM27.50 KR diep blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket een zwakke relatie vertoont met de buitenwaterstand van het Spui. Er wordt een waarde van circa NAP -1,45 m tot NAP -1,75 m gemeten.

Voor WSM27.50 KR diep kan de trendlijn tussen stijghoogte en buitenwaterstand worden uitgedrukt met de formule $Y = 0,20x - 1,60$, waarin Y de stijghoogte is (m NAP), en x de buitenwaterstand (m NAP). De respons bedraagt hierbij 20%.

Uitgaande van een ontwerpwaterstand van NAP +3,50 m bedraagt na invulling in de ontwerplijn de ontwerpstijghoogte van de watervoerende zandlagen NAP -0,9 m.

Een niet-stationaire grondwaterstroming berekening met WATEX gebaseerd op een fit met peilbuismetingen is voor sectie 6b niet beschikbaar. Om de invloed van een hogere respons van de stijghoogte op de buitenwaterstand van het Spui te onderzoeken wordt ook een controle berekening gemaakt met een stijghoogte respons van 35%. Deze hoge respons wordt gevonden voor sectie 3c (schaardijk met een deklaag tot circa NAP -7 m) en wordt voor sectie 6b ook toegepast om een bovengrens van de stijghoogte te verkrijgen. De stijghoogte bedraagt in dit geval NAP -0,4 m. In hoofdstuk 4 zal blijken dat dit op het uiteindelijke resultaat geen invloed heeft. Ook met de hoog aangehouden stijghoogte voldoet sectie 6b en hoeft niet versterkt te worden.

3.8. Conclusie

In Tabel 3-8 zijn de maximale stijghoogten in de watervoerende zandlagen voor de verschillende secties voor Spui West weergegeven.

Tabel 3-8 Resultaten maximale stijghoogten in watervoerende zandlagen

Sectie	Metrering	Ontwerpstijghoogte (t.p.v. binnenteen) [NAP m]	
		Tussenzandlaag	Diepe zand
1a	14,82-15,05	+0,4	+0,4
1b	15,60-15,80		
2a	19,20-19,50	n.v.t.	+0,0
2b	20,15-20,30		
3a1	21,40-22,00	freatisch ¹	+0,5
3a2	22,00-22,25		
3a2	22,25-22,50	freatisch ¹	+1,0
3a3	22,50-22,82		
3b	24,10-24,27	n.v.t.	+1,8
3c	24,65-24,85	+1,8	
4	24,97-25,71	n.v.t.	
5a	26,00-26,15	n.v.t.	+0,35 (normale omstandigheden) +0,85 (extreme neerslag)
5b	26,35-26,75	freatisch ¹	+0,20 (normale omstandigheden) +0,70 (extreme neerslag)
6a	26,75-27,45	freatisch ¹	+0,20 (normale omstandigheden) +0,70 (extreme neerslag)
6b	27,45-27,60	n.v.t.	-0,90

¹ De tussenzandlagen staan niet in verbinding met het buitenwater in het Spui. Voor deze zandlagen kan evenals voor de samendrukbare lagen een lineair waterspanningsverloop worden aangehouden tussen het freatisch vlak bij ontwerpwaterstand en de stijghoogte onder normale omstandigheden aan de bovenzijde van de indringingslaag (zie paragraaf 4.4).

De genoemde ontwerpstijghoogten zijn bepaald op basis van metingen ter plaatse van de kruin van de dijk. Uit de metingen blijkt dat de stijghoogten ter plaatse van de binnenteen van de dijk circa 0,2 à 0,5 m lager liggen dan de stijghoogten ter plaatse van de kruin. Als conservatieve aanname wordt aangehouden dat de genoemde ontwerpstijghoogten gelden voor de binnenteen van de dijk.

4. MACROSTABILITEIT BINNENWAARTS

4.1. Berekeningsmethode

Ter bepaling van de macrostabiliteit van het binnentalud zijn berekeningen uitgevoerd met het programma D-Geo Stability van Deltares, versie 10.1. Hierbij worden de methoden Bishop en UpliftVan (in situatie van opdrijven) gebruikt.

In eerste instantie wordt de opdrukveiligheid van het achterland bepaald. Deze analyse is opgenomen in paragraaf 6.3. Afhankelijk van de uitkomst van deze analyse worden de volgende berekeningen uitgevoerd:

- Opbarstveiligheid kleiner dan 1,0; methode Bishop waarbij in de opbarstzone geen sterkte eigenschappen aan de grond worden toegekend ($c = \phi = 0$) waarbij de grensstijghoogte in rekening wordt gebracht;
- Opbarstveiligheid tussen 1,0 en 1,2; methode Bishop en UpliftVan;
- Opbarstveiligheid groter dan 1,2; methode Bishop.

4.2. Veiligheidsbenadering

De onderstaande veiligheidsfactoren worden gehanteerd.

Modelfactor (γ_d)

Voor de methode Bishop wordt een modelfactor van 1,0 gehanteerd. Voor de methode UpliftVan geldt een modelfactor van 1,05 (conform TR Waterkerende Grondconstructies).

Schadefactor (γ_n)

Wanneer de schadefactor voor de binnenwaartse stabiliteit is gecorreleerd met het optreden van hoogwater bedraagt de berekende schadefactor 1,11. Dit geldt voor de secties 1a t/m 4 en 6b. Voor de secties 5a t/m 6a geldt dat de schadefactor voor de binnenwaartse stabiliteit niet is gecorreleerd met het optreden van hoogwater. De binnenwaartse stabiliteit is hier afhankelijk van het optreden van extreme neerslag. De berekende schadefactor bedraagt hierbij 1,05. Bij de bepaling van de schadefactor is een lengte van de waterkering aangehouden van 54 km (ofwel de lengte van het gedeelte A-kering). Dit is conform het Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2007. De afleiding van de schadefactoren is opgenomen in bijlage 9.

Schematiseringsfactor (γ_b)

Voor het ontwerp van de waterkeringen van Spui West zijn voor de maatgevende secties schematiseringsfactoren bepaald. De afleiding van deze waarde met de diverse gevoeligheidsberekeningen voor waterspanningen en laagdikten is opgenomen in bijlage 10. Hierbij zijn de volgende schematiseringsfactoren afgeleid:

$\gamma_r = 1,10$ (sectie 1 en 3 t/m 6)

$\gamma_r = 1,16$ (sectie 2)

Stabiliteitsfactor (γ_r)

De stabiliteitsfactor (sterkte eis) waaraan berekeningen voor binnenwaartse stabiliteit moet worden voldaan bestaat uit het product van modelfactor, schadefactor en schematiseringsfactor en bedraagt:

$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,11 \times 1,10 = 1,22$ (sectie 1, 3 t/m 4 en 6b)

$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,11 \times 1,16 = 1,29$ (sectie 2)

$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,05 \times 1,10 = 1,16$ (sectie 5a t/m 6a)

4.3. Schematisatie stijghoogteverloop in het watervoerende zandpakket

Ter plaatse van het intredepunt is de stijghoogte in het watervoerende zandpakket gelijk aan de ontwerpwaterstand. Het intredepunt bevindt zich ter plaatse van het teenschot van het buitentalud aan de Spuizijde. Wanneer op het voorland een sloot aanwezig is, is hier het intredepunt aangenomen. Vervolgens daalt de stijghoogte lineair tot de vastgestelde maatgevende stijghoogte (zie hoofdstuk 3) op de overgang binnentalud-binnenberm. In het achterliggende gebied wordt verondersteld dat de stijghoogte verder niet reduceert en een constante waarde behoudt. Dit is een conservatieve aanname.

Wanneer een watervoerende tussenzandlaag aanwezig is, wordt dezelfde schematisatie aangehouden.

Indien een watervoerende tussenzandlagen aanwezig is, wordt dezelfde stijghoogte gehanteerd als de dieper gelegen watervoerende zandlagen (zie ook Tabel 3-8). Het stijghoogteverloop in de watervoerende lagen kan dan worden geschematiseerd met één PN-lijn.

4.4. Schematisering verloop waterspanningen in het samendrukbare lagenpakket

Het verloop van de waterspanningen (bij ontwerpwaterstand) in het samendrukbare lagenpakket wordt als volgt geschematiseerd. Het waterspanningsverloop in de kleikern en het samendrukbare pakket wordt lineair verlopend aangenomen tussen het freatisch vlak bij ontwerpwaterstand en de stijghoogte onder normale omstandigheden (bij GHW) aan de bovenzijde van de indringingslaag.

De indringingslaag geeft de zone aan waarin de toegenomen waterspanning in het watervoerende pakket merkbaar zijn in het samendrukbare pakket. Voor de dikte van de indringingslaag wordt 1 m aangehouden zoals voor het benedenrivierengebied mag worden aangehouden conform TRWD.

Het waterspanningsverloop in de indringingslaag zelf wordt lineair verlopend verondersteld van de stijghoogte onder normale omstandigheden bij GHW aan de bovenzijde van de indringingslaag naar de stijghoogte bovenin het watervoerende zandpakket of de tussenzandlaag bij ontwerpwaterstand (= onderzijde indringingslaag). In het watervoerende zandpakket of de tussenzandlaag worden de waterspanningen hydrostatisch verondersteld.

4.5. Schematisatie freatische lijn

Voor bepaling van de binnenwaartse macrostabiliteit is de situatie bij maatgevend hoogwater beschouwd. Hierbij zijn de waterspanningen in de dijk en ondergrond gebaseerd op metingen.

Freatische lijn kruin

De ligging van de freatische lijn in de kruin van de dijk is afhankelijk van de geometrie van de dijk (afstand kruin tot waterlijn) en de dikte van het slappe lagenpakket. Daarnaast is de aanwezigheid van een kwelsloot en het heersende polderpeil van belang. Deze omstandigheden bepalen de mate van opbolling binnen de dijk. Uitgangspunt hierbij is dat de dijk voor het grootste deel uit kleiachtig materiaal bestaat.

Voor diverse secties zijn waterspanningsmetingen onder normale dagelijkse omstandigheden beschikbaar van de freatische lijn ter plaatse van de kruin. Deze meetresultaten zijn opgenomen in onderstaande tabel. Daarnaast is de in de berekeningen

gehanteerde freatische lijn vermeld. Voor de secties waar geen metingen beschikbaar zijn, is de hoogte van de freatische lijn bepaald door gebruik te maken van metingen bij andere secties met vergelijkbare geometrie en ondergrond.

Tabel 4-1 Bepaling hoogte freatische lijn ter plaatse van de kruin (deel 1)

Sectie	Metrering [hm]	Relevante meetwaarden van freatische lijn ter plaatse van de kruin (t.o.v. NAP [m])	Hoogte freatische lijn kruin (t.o.v. NAP [m])	Geometrie dijk en ondergrond
1a	14,82-15,05	Gebaseerd op metingen Hm 21.77	+2,0	Voorland met kwelsloot (kruin-kwelsloot ca. 25 à 30 m) O.K. deklaag ca -10 m Teensloot met P.P. = -1,25 m
1b	15,60-15,80	Gebaseerd op metingen Hm 21.77	+2,0	Voorland met kwelsloot (kruin-kwelsloot ca. 25 à 30 m) O.K. deklaag ca -10 m Teensloot met P.P. = -2,00 m
		Hm 16,70 (NAP +0,3 m à NAP +0,8 m) ¹	+1,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 30 m) O.K. deklaag ca -5 m Teensloot met P.P. = -2,00 m
2a	19,20-19,50	Gebaseerd op metingen Hm 21.77 ¹	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 25 m) O.K. deklaag ca -10 m Teensloot met P.P. = -3,00 m
2b	20,15-20,30	Gebaseerd op metingen Hm 23.30	+1,5	Breed en hoog (NAP +2,0 m) voorland (kruin-waterlijn ca. 50-80 m) O.K. deklaag ca -10 m Teensloot met P.P. = -3,00 m
3a1	21,40-22,00	Hm 21.70 (NAP +1,5 m) ³ Hm 21,77 (NAP +1,5 m à NAP +2,0 m) ¹	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 25 m) O.K. deklaag ca -15 à -20 m Teensloot met P.P. = -2,65 m
3a2	22,00-22,50	Gebaseerd op metingen Hm 21,77	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 25 m) O.K. deklaag ca -5 à -10 m Teensloot met P.P. = -2,65 m
3a3	22,50-22,82	Hm 22,77 (NAP +1,5 m à NAP +2,0 m) ²	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 25 m) O.K. deklaag ca -5 à -10 m Teensloot met P.P. = -2,25 m
		Hm 23,30 (NAP +0,8 m à NAP +1,3 m) ²	+1,5	Breed en hoog voorland (kruin-waterlijn ca. 70 m) O.K. deklaag ca -5 à -10 m Teensloot met P.P. = -2,35 m

¹ Ter plaatse van Hm 19.55 is in de kruin op een ondiep niveau (NAP -0,3 m) een waterspanningsmeter geplaatst (WSM19.55KR ondiep). Deze waterspanningsmeter is echter geplaatst in een tussenzandlaag. De hierboven gelegen kleilagen geven a.g.v. capillaire werking waarschijnlijk een hogere freatische waterstand. Deze waterspanningsmeter kan daarom niet representatief worden gesteld voor de freatische grondwaterstand.

Tabel 4-2 Bepaling hoogte freatische lijn ter plaatse van de kruin (deel 2)

Sectie	Metrering [hm]	Relevante meetwaarden van freatische lijn ter plaatse van de kruin (t.o.v. NAP [m])	Hoogte freatische lijn kruin (t.o.v. NAP [m])	Geometrie dijk en ondergrond
3b	24,10-24,27	Gebaseerd op metingen Hm 23,30	+1,5	Breed en hoog voorland (kruin-waterlijn ca. 55-85 m) O.K. deklaag ca -5 à -10 m Teensloot met P.P. = -1,90 m
		Hm 24,41 (NAP +1,0 m à NAP +2,0 m) ²	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 30-35 m) O.K. deklaag ca -7 m Teensloot met P.P. = -1,90 m
3c	24,65-24,85	Gebaseerd op metingen Hm 22,77	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 30-35 m) O.K. deklaag ca -5 à -10 m Teensloot met P.P. = -1,90 m
4	24,97-25,71	Gebaseerd op metingen Hm 22,77	+2,0	Schaardijk (kruin-waterlijn ca. 20-30 m) O.K. deklaag ca. -7 m Geen teensloot, P.P. = -1,55 m
5a	26,00-26,15	Hm 26,15 (NAP +3,1 m à NAP +3,2 m) ⁴	+3,2	Zeër breed en hoog voorland (kruin-waterlijn > 100 m) O.K. deklaag ca. -5 m Teensloot met PP = -1,55 m
5b	26,35-26,75	Hm 26,70 (NAP +3,5 m à NAP +3,8 m) ⁴	+3,8	Zeër breed en hoog voorland (kruin-waterlijn > 100 m) O.K. deklaag ca. -5 m Teensloot met P.P. = -1,55 m
6a	26,75-27,45	Hm 27,10 (NAP +2,9 m à NAP +3,6 m) ⁴	+3,6	Zeër breed en hoog voorland (kruin-waterlijn > 100 m) O.K. deklaag ca. -5 m Teensloot met P.P. = -1,90 m
6b	27,45-27,60	Hm 27,50 (NAP +1,4 m à NAP +1,6 m) ⁴	+1,6	Breed en hoog voorland (kruin-waterlijn ca. 50-75 m) O.K. deklaag ca. -6 m Geen teensloot, P.P. = -1,90 m

1) Veiligheid Brielse Dijkkring Detailonderzoek gedeelte-1, CO-370740/23, augustus 1997, Grondmechanica Delft.

2) Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche 3, CO-386090/30, augustus 1999, GeoDelft.

3) Metingen waterspanningen 2010, Fugro (opgenomen in bijlage 5).

4) Monitoring waterspanningen kade Spui-West te Spijkenisse, opdracht 03P001685, 20-03-2013, Inpijn-Blokpoel (opgenomen in bijlage 5).

Uit de metingen blijkt dat de freatische lijn ter plaatse van de kruin varieert tussen NAP +1,5 en +2,0 m voor de secties 1a t/m 4 en 6b (circa 1,0 à 1,5 m lager dan de ontwerpwaterstand).

Voor de secties 5a t/m 6a wordt een zeer hoge freatische lijn aangetroffen van circa NAP +3,5 m. Deze hoge waarde wordt veroorzaakt door het hoge en brede voorland van circa NAP +6,5 m dat ter plaatse van deze secties aanwezig is. Dit voorland bestaat uit een slibdepot dat in de jaren '60 tot '80 is aangebracht. Door de grote dikte van het waterremmende slibdepot en het onderliggende lagenpakket kan neerslag moeilijk infiltreren in de ondergrond en wordt een hoge freatische lijn aangetroffen. Daarnaast ontstaat een hoge freatische lijn doordat ontwatering eigenlijk maar plaatsvindt via één zijde (binnenzijde).

Freatische lijn ter plaatse van berm

Naast de metingen ter plaatse van de kruin zijn ook diverse peilbuismetingen beschikbaar ter plaatse van de binnenberm van de dijk. In Tabel 4-3 zijn de relevante metingen van de freatische lijn ter plaatse van de binnenberm opgenomen.

Tabel 4-3 Metingen freatische lijn ter plaatse van de binnenberm

Metreering [hm]	Peilbuisnummer	Diepte freatische lijn onder maaiveldniveau [m]	Locatie peilbuis
15.7	B15.7BiT	1,5 à 2,0 ²	Tussen weg en binnenteen
16.7	PB1341 ¹	1,0 ¹	Tussen weg en binnenteen
19.55	HB19.55 BI	2,0 à 2,5 ³	Tussen weg en binnenteen
20.2	B20.2BiT	1,0 à 1,5 ²	Tussen weg en binnenteen
21.7	PB1129	1,5 à 2,0 ¹	Tussen weg en teensloot
21.7	HB21.7BI	1,5 à 2,0 ³	Tussen weg en teensloot
24.7	HB24.7 BI	1,0 à 1,5 ³	Tussen weg en teensloot

1) Veiligheid Brielse Dijkkring Detailonderzoek gedeelte-1, CO-370740/23, augustus 1997, Grondmechanica Delft.

2) Gemeten stijghoogte bij plaatsing peilbuis.

3) Metingen waterspanningen 2010, Fugro (opgenomen in bijlage 5).

Uit de meetresultaten van peilbuizen in de binnenberm blijkt dat de freatische lijn circa 1 à 2 m onder de bovenzijde van de berm ligt. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de uit zand opgebouwde berm goed draineert. In de stabiliteitsberekeningen wordt aangehouden dat de freatische lijn 1,0 m onder de bovenzijde van de berm ligt op de overgang binnenteen-binnenberm.

De nieuw aan te brengen binnenbermen worden opgebouwd uit zand en worden voorzien van een drainage. De drainerende werking van de berm blijft dus gehandhaafd. In de stabiliteitsberekeningen met een nieuwe binnenberm wordt daarom eveneens aangehouden dat de freatische lijn 1,0 m onder de bovenzijde van de berm ligt op de overgang binnenteen-binnenberm.

Verloop van freatische lijn tijdens ontwerpwaterstand

De dijken van Spui West zijn voornamelijk kleidijken. De freatische lijn in de dijk verloopt onder een helling van 1:1 vanaf het intreepunt ter plaatse van de ontwerpwaterstand op het buitentalud omlaag naar de betreffende hoogte van de freatische lijn in de kruin. Dit resulteert in een horizontale indringingsdiepte van 1 à 1,5 m. Vervolgens verloopt de lijn horizontaal tot de binnenkruinlijn waarna de lijn afloopt naar een niveau van 1,0 m onder de bovenzijde van de berm ter plaatse van de kruising binnenteen-berm. Tenslotte verloopt de lijn naar het betreffende polderpeil ter plaatse van de teensloot.

4.6. Overige uitgangspunten

De stabiliteitsberekeningen zijn uitgevoerd zonder een gezet profiel. Dit uitgangspunt is een conservatieve benadering. Ter plaatse van een aantal dwarsprofielen zijn de te verwachten zettingen als gevolg van het aanbrengen van een berm groot (zie paragraaf 9.5). Deze zettingen treden echter voornamelijk lokaal op ter plaatse van de aangevulde teensloot. De optredende eindzettingen ter plaatse van de andere delen van de aan te brengen berm zijn veelal kleiner dan 1 m.

De benodigde bermen voor de stabiliteit worden uitgevoerd in zand vanwege de drainerende werking. De eigenschappen van het ophoogzand zijn $\gamma_{dr} / \gamma_{nat} = 18/20 \text{ kN/m}^3$. Net als in de bestaande situatie worden de bermen gedraineerd.

De te dempen sloten worden aangevuld met gebiedseigen grond vrijkomend bij het graven van de sloten. Deze grond dient echter wel voldoende zwaar te zijn (circa 17 kN/m^3). Door de sloot met gebiedseigen grond te dempen wijkt de bodemgesteldheid zo min mogelijk af van de omliggende grond. Optredende verschilzettingen als gevolg van het aanbrengen van de bermen worden hiermee zoveel mogelijk geminimaliseerd. In de uitgevoerde stabiliteitsberekeningen is aangenomen dat de sloot wordt aangevuld met ophoogzand. Dit leidt niet tot andere berekeningsresultaten.

4.7. Macrostabiliteit binnenwaarts bij extreme neerslag

Naast de stabiliteit bij het optreden van de ontwerpwaterstand is de stabiliteit ook bepaald in het geval van extreme neerslag. Hierbij is de freatische lijn in de dijk conform het Technisch Rapport ontwerpbelastingen voor het rivierengebied verhoogd met 1 m en wordt aangenomen dat het polderpeil stijgt tot gemiddeld maaiveldniveau. Hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt.

De schadefactor voor de binnenwaartse stabiliteit is in dit geval afhankelijk van het optreden van extreme neerslag en is niet gecorreleerd met het optreden van hoogwater. De berekende schadefactor bedraagt hierbij dan 1,05 (zie bijlage 9).

De stabiliteitsfactor (sterkte eis) waaraan berekeningen voor binnenwaartse stabiliteit moet worden voldaan bestaat uit het product van modelfactor, schadefactor en schematiseringsfactor en bedraagt:

$$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,05 \times 1,10 = 1,16 \text{ (sectie 1, 3 t/m 4 en 6b)}$$

$$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,05 \times 1,16 = 1,22 \text{ (sectie 2)}$$

Het belastingsgeval extreme neerslag bleek voor de secties 1 t/m 4 en 6b niet maatgevend te zijn. De resultaten van deze berekening zijn opgenomen in bijlage 12.

Voor de secties 5a t/m 6b blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket onafhankelijk van het optreden van hoogwater maar afhankelijk is van het optreden van extreme neerslag. Voor deze secties zijn de resultaten van de berekening met extreme neerslag eveneens gerapporteerd in Tabel 4-5 en Tabel 4-6.

4.8. Werkwijze ontwerpberoekeningen macrostabiliteit binnenwaarts

Voor elke sectie zijn één of meerdere representatieve dwarsprofielen geselecteerd. Hierbij is onder andere geselecteerd op de volgende punten:

- Steil binnentalud;
- Teensloot op korte afstand van de binnenteen;
- Slechte slappe grondopbouw;
- Laag maaiveldniveau achterland;
- Aanwezigheid van watervoerende tussenzandlagen.

In Tabel 4-4 zijn per sectie de maatgevende dwarsprofielen opgenomen. Hierbij is aangegeven waarom deze profielen maatgevend zijn.

Per maatgevend dwarsprofiel is de binnenwaartse stabiliteit bepaald. Hierbij is rekening gehouden met het optreden van opbarsten (indien opbarstveiligheid $< 1,0$ en geringe dikte van slap lagenpakket) en opdrijven (indien opbarstveiligheid ligt tussen $1,0$ en $1,2$). De bepaling van de opbarstveiligheid is opgenomen in paragraaf 6.3.

Wanneer de binnenwaartse stabiliteit niet voldoet aan de gestelde veiligheidsfactor wordt de stabiliteit van binnentalud vergroot door de aanleg van een stabiliteitsberm. Per dwarsprofiel zijn op een iteratieve wijze ontwerpberekeningen uitgevoerd. Hierbij is een minimale berm gedimensioneerd om juist te kunnen voldoen aan de geëiste stabiliteitsfactor.

Tabel 4-4 Omschrijving maatgevende dwarsprofielen per sectie

Sectie	Metreering [hm]	Dwp	Omschrijving
1a	14,82-15,05	14.903	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne berm, laag achterland, aanwezigheid tussenzandlaag
1b	15,60-15,80	15.707	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne berm, laag achterland, aanwezigheid tussenzandlaag
2a	19,20-19,50	19.292	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland, aanwezigheid tussenzandlaag
		19.490	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland
2b	20,15-20,30	20.179	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland
3a1	21,40-22,00	21.461	Hoge op- en afrit met steil binnentalud, dikke veenlaag
		21.552	Lage berm, laag achterland, dikke veenlaag
		21.660	Teensloot op korte afstand van binnenteen, laag achterland, grote kruinhoogte, dikke veenlaag
		21.878	Teensloot op korte afstand van binnenteen, laag achterland
3a2	22,00-22,50	22.034	Dunne afdekkende laag, laag achterland
		22.150	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland
		22.304	Dunne afdekkende laag, laag achterland
		22.473	Hoge binnenberm met steil binnentalud, diepe teensloot op korte afstand
3a3	22,50-22,82	22.696	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland
		22.795	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, laag achterland, dikke veenlaag
3b	24,10-24,27	24.243	Teensloot op korte afstand van binnenteen, laag achterland, dikke veenlaag
3c	24,65-24,85	24.660	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, dikke veenlaag
		24.806	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne binnenberm, aanwezigheid donk
4	24,97-25,71	24.989	Op- en afrit met steil binnentalud ¹ , dikke veenlaag
		25.298 ¹	Steil binnentalud, dikke veenlaag
		25.609 ²	Op- en afrit met steil binnentalud, dikke veenlaag
5a	26,00-26,15	26.025	Teensloot op korte afstand van binnenteen, steil binnentalud, laag achterland
		26.150	Teensloot op korte afstand van binnenteen, op- en afrit met steil binnentalud, dikke veenlaag
5b	26,35-26,75	26.486	Teensloot op korte afstand van binnenteen, dunne berm, laag achterland, dikke veenlaag
		26.704	Teensloot op korte afstand van binnenteen, op- en afrit met steil binnentalud
6a	26,75-27,45	27.095	Teensloot op korte afstand van binnenteen, steil binnentalud, dunne binnenberm
6b	27,45-27,60	27.530	Dunne binnenberm, laag achterland, dikke veenlaag

¹ Ter plaatse van het achterland is een dunne tussenzandlaag geschematiseerd. Deze is aangetroffen in sondering S117 uitgevoerd door GeoDelft op enkele meters naast de weg. Daarnaast is de zandlaag ook aangetroffen in boring B37G1255 (afkomstig uit het DINOLoket) ter plaatse van circa hm 25.35 in het achterland.

² Ter plaatse van het achterland is een dunne tussenzandlaag geschematiseerd. Deze is aangetroffen in sondering S115 uitgevoerd door GeoDelft op enkele meters naast de weg. Overigens heeft de geschematiseerde

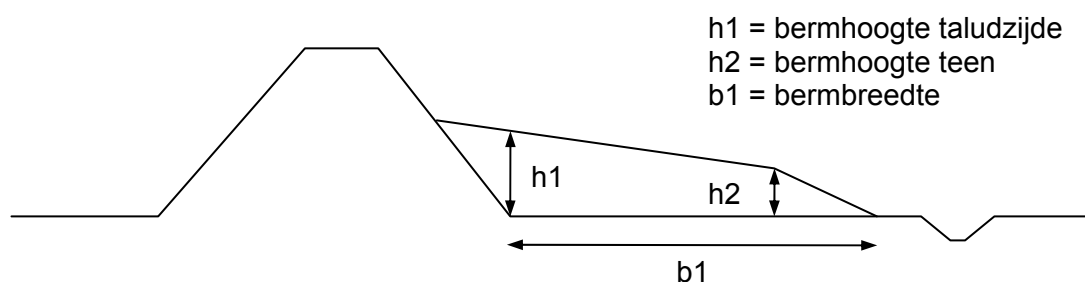
holocene zandlaag ter plaatse van het achterland slechte sterkte eigenschappen ($c=0$ en $\phi=20,54$). Wanneer hier een kleilaag wordt geschematiseerd, wordt een grotere stabiliteitsfactor gevonden. In dit geval is de schematisering van de holocene zandlaag hier conservatief.

Voor het ontwerp van de afmetingen van de berm zijn enkele eisen gesteld welke zijn vastgelegd in de rapportage “Programma van Eisen en Wensen Planstudie Dijkversterking Spui West”, kenmerk R011-4640375DMV-irb-V04-NL. 3 november 2011, Tauw. Deze rapportage is opgenomen in bijlage 7. De belangrijkste eisen uit deze rapportage zijn hieronder overgenomen:

- Minimale kruinbreedte 3 m.
- Helling taluds groter of gelijk aan 1:3, als het steiler is verflauwen tot 1:3.
- Maximale taludlengte (langs talud gemeten) van 7 m vanaf onderhoudsweg bij talud 1:3. Indien van 2 zijden kan worden gewerkt 14 m bij 1:3. Bij langere lengten talud 1:4 toepassen.
- Piping- en stabiliteitsbermen hebben een minimale breedte van 5 m onder talud 1:20 (voor afwatering) en talud minimaal 1:3 aan het uiteinde.
- Bermhoogte bepalen op basis van opdrijfveiligheid (hierbij wordt een opbarstveiligheid van 1,2 gehanteerd).
- Onderhoudsstrook van minimaal 4 m tussen berm en sloot.
- Dijksloten behouden of watergang van hetzelfde type terugbrengen. Hierbij wordt een taludhelling van 1:1,5 aangehouden.

4.9. Resultaten

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor de macrostabiliteit binnenwaarts opgenomen. De hierbij behorende maatgevende glijcirkels zijn opgenomen in bijlage 12. De berekening van de opbarstveiligheid is opgenomen in bijlage 11. In de tabellen zijn de hoofdafmetingen van de ontworpen stabiliteitsberm opgenomen. Hierbij zijn de afkortingen aangehouden zoals aangegeven op de definitieschets in Figuur 4-1. In bijlage 12 zijn figuren opgenomen waarin de volledige afmetingen van de berm zijn opgenomen. Wanneer een dwarsprofiel in de huidige situatie al voldoet aan de vereiste stabiliteitsfactor γ_r zijn in de tabel geen waarden opgenomen.



Figuur 4-1 Definitieschets voor afmetingen berm

De bermhoogte aan de taludzijde ($h1$) en teen ($h2$) is de hoogte ten opzichte van de bestaande bermhoogte.

Tabel 4-5 Resultaten stabiliteitsberekening macrostabiliteit binnenwaarts (deel 1)

Sectie	Metrering [hm]	Dwp	Stabiliteitsfactor γ_r [-]		Bermhoogte Taludzijde (h1) [m]	Bermhoogte Teen (h2) [m]	Berm Breedte (b1) [m]
			Vereist	Berekend			
1a	14,82-15,05	14.903	1,22	Uplift 1,74 Bishop 1,23 $c=\varphi=0^1$ 1,34	0,8 (+1,5)	0,8 (+1,3)	8
1b	15,60-15,80	15.707 ²		Uplift 1,59 Bishop 1,71	n.v.t.		
2a	19,20-19,50	19.292	1,29	Uplift 1,29 Bishop 1,37	0 ³ (0,0)	1,8 (-0,4)	18
		19.490		Bishop 1,29	0 ¹ (+0,1)	1,5 (-0,4)	18
2b	20,15-20,30	20.179		Bishop 1,30	0 ³ (0,0)	1,7 (-0,5)	15
3a1	21,40-22,00	21.461	1,22	Uplift 1,22 Bishop 1,50	1,1 (+0,5)	1,5 (-0,1)	16
		21.552		Uplift 1,22 Bishop 1,36	1,1 (+1,0)	1,9 (0,0)	23
		21.660		Uplift 1,22 Bishop 1,29	0,8 (+0,9)	1,9 (-0,4)	32
		21.878		Uplift 1,24 Bishop 1,42	0 ³ (+0,3)	1,3 (-0,5)	21
3a2	22,00-22,50	22.034		Uplift 1,57 Bishop 1,66	n.v.t.		
		22.150		Uplift 1,44 Bishop 1,73 $c=\varphi=0$ 1,76	0 ³ (0,0)	1,0 (-1,0)	29
		22.304		Uplift 1,40 Bishop 1,66	n.v.t.		
		22.473		Bishop 1,32	n.v.t.		

¹ De teensloot zal opbarsten wanneer de grensstijgheogte optreedt. De grensstijgheogte is vanwege de beperkte dikte van de deklaag zeer laag (NAP -0,8 m). Daarom wordt in dit geval een waarde van NAP -0,3 m gehanteerd (= maaiveldniveau).

² De teensloot snijdt in de watervoerende tussenzandlaag. Onder maatgevende omstandigheden wordt daarom voor de binnenwaterstand het binnendijkse maaiveldniveau gehanteerd.

³ Bestaande berm wordt verlengd en niet verhoogd.

Ter plaatse van sectie 3a1 komt op diverse locaties bebouwing voor. Daarnaast kruisen op deze sectie enkele grote transport leidingen. Het toepassen van een stabiliteitsberm is hier moeilijk in te passen. Op basis van een uitgebreide beschouwing is besloten om ter plaatse van deze sectie een damwand in de binnenteen toe te passen in plaats van een brede berm. Deze beschouwing is opgenomen in de notitie "Dijkversterking Spui West, sectie 3a1; afweging doorgetrokken damwand/toepassen berm", Kenmerk N015-4640375JFG-irb-V01-NL, 29 april 2013. In hoofdstuk 10 wordt deze constructieve oplossing verder uitgewerkt.

Tabel 4-6 Resultaten stabiliteitsberekening macrostabiliteit binnenwaarts (deel 2)

Sectie	Metrering [hm]	Dwp	Stabiliteitsfactor γ_r [-]		Bermhoogte Taludzijde (h1) [m]	Bermhoogte Teen (h2) [m]	Berm Breedte (b1) [m]
			Vereist	Berekend			
3a3	22,50-22,82	22.696	1,22	Bishop 1,25	n.v.t.		
		22.795		Uplift 1,24 Bishop 1,42	0,2 (+0,8)	0,6 (+0,3)	13
3b	24,10-24,27	24.243		Uplift 1,23 Bishop 1,59 c=φ=0 1,55	1,0 (+1,6)	1,1 (+0,5)	24
3c	24,65-24,85	24.660		Uplift 1,23 Bishop 1,46	0,8 (+1,5)	0,6 (+0,7)	20
		24.806		Uplift 2,30 Bishop 2,35	0,8 (+1,5)	1,0 (+0,6)	21
4	24,97-25,71	24.989		Uplift 1,24 Bishop 1,32	n.v.t.		
		25,298		Bishop 1,26	n.v.t.		
		25.609		Uplift 1,38 Bishop 1,48	n.v.t.		
5a	26,00-26,15	26.025	1,16	Bishop 1,33 (ontwerp waterstand) Bishop 1,32 (extreme neerslag)	n.v.t.		
		26.150		Bishop 1,61 (ontwerp waterstand) Bishop 1,55; Uplift 1,70 (extreme neerslag)	n.v.t.		
5b	26,35-26,75	26.486		Bishop 1,23 (ontwerp waterstand) Bishop 1,23 (extreme neerslag)	0 ¹ (+0,6)	0,5 (+0,1)	12
		26.704		Bishop 1,29 (ontwerp waterstand) Bishop 1,26 (extreme neerslag)	n.v.t.		
6a	26,75-27,45	27.095		Bishop 1,29 (ontwerp waterstand) Bishop 1,31 (extreme neerslag)	n.v.t.		
6b	27,45-27,60	27.530	1,22	Bishop 1,78 ²	n.v.t.		

¹ Bestaande berm wordt verlengd en niet verhoogd.

² Wanneer in het watervoerende pakket een relatief hoge stijghoogte van NAP -0,4 m wordt toegepast, bedraagt de stabiliteitsfactor 1,73 en voldoet deze sectie nog steeds ruimschoots (zie ook paragraaf 3.7).

4.10. Conclusie

Voor sectie 1a is een kleine berm noodzakelijk om aan de stabiliteitseis van 1,22 te voldoen. Dit wordt veroorzaakt door de aanwezigheid van een tussenzandlaag die watervoerend wordt verondersteld.

Voor sectie 1b wordt in de huidige situatie voldaan aan de stabiliteitseis van 1,22. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt doordat de deklaag bestaande uit klei op deze locatie dun is.

Sectie 3a2 voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis van 1,22. Dit is grotendeels het gevolg van de aanwezigheid van een relatief brede binnenberm op een groot gedeelte van deze sectie. Daarnaast ontbreekt een dikke, slappe veenlaag ter plaatse van de binnenberm en achterland op deze sectie. In hoofdstuk 6 is echter aangetoond dat op een gedeelte van deze sectie een pipingberm noodzakelijk is. Als gevolg hiervan is een berm gedimensioneerd voor dwarsprofiel 22.150.

Sectie 4 voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis van 1,22. Dit is voornamelijk het gevolg van het ontbreken van een kwelsloot in deze sectie. Daarnaast is het maaiveldniveau van het achterland relatief hoog (circa NAP -0,2 à +1,0 m).

Secties 5a en 6a voldoen in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis van 1,16. Voor deze secties blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket onafhankelijk is van het optreden van hoogwater maar afhankelijk is van het optreden van extreme neerslag. Door de afwezigheid van een dikke veenlaag voldoen deze secties voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.

Ook voor sectie 5b blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket onafhankelijk is van het optreden van hoogwater maar afhankelijk is van het optreden van extreme neerslag. Ter plaatse van deze sectie is een relatief dikke veenlaag aangetroffen ter plaatse van de binnenberm. De vereiste stabiliteitseis van 1,16 wordt hierdoor niet gehaald. Wanneer de teensloot over een afstand van circa 5 m binnenwaarts wordt verplaatst, voldoet deze sectie wel aan de vereiste stabiliteitseis van 1,16.

Sectie 6b voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis van 1,22. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt doordat de aan te houden stijghoogte in het watervoerende zandpakket hier beperkt blijft tot NAP -0,9 m. Bovendien ontbreekt een kwelsloot in deze sectie en is het maaiveldniveau van het achterland relatief hoog (circa NAP +0,0 m).

Voor de overige dijksecties is het aanbrengen van stabiliteitsbermen noodzakelijk om aan de vereiste stabiliteitsfactoren te kunnen voldoen. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de aanwezigheid van een veenlaag met een dikte van circa 2 à 5 m ter plaatse van de binnenteen en het achterland. Daarnaast treedt als gevolg van het optreden van een relatief hoge stijghoogte in het watervoerende pakket het mechanisme opdrijven op. Dit zorgt voor hoge waterspanningen in de weerstandbiedende lagen. De aan te brengen bermen variëren hierbij in grootte van 12 m (dwp 26.486) tot 32 m (dwp 21.660).

Zoals al is opgemerkt komt ter plaatse van sectie 3a1 op diverse locatie bebouwing voor. Daarnaast kruisen op deze sectie enkele grote transport leidingen. Het toepassen van een stabiliteitsberm is hier mogelijk in te passen. Op basis van een uitgebreide beschouwing is besloten om ter plaatse van deze sectie een damwand in de binnenteen toe te passen in plaats van een brede berm. Deze beschouwing is opgenomen in de notitie "Dijkversterking Spui West, sectie 3a1; afweging doorgetrokken damwand/toepassen berm", Kenmerk N015-4640375JFG-irb-V01-NL, 29 april 2013. Deze constructieve oplossing wordt indicatief verder uitgewerkt in hoofdstuk 10.

Op basis van de uitgevoerde toetsing in 2003 is geconcludeerd dat de secties 2, 3a, 3b, 5 en 6 niet voldeden aan de gestelde eisen voor macrostabiliteit binnenwaarts. De berekeningen

voor de toetsing zijn destijds uitgevoerd met een proevenverzameling gebaseerd op celproeven.

Op basis van de in dit rapport gepresenteerde berekeningen wordt geconcludeerd dat secties 5a en 6 alsnog voldoen. Dit is voornamelijk het gevolg van het opstellen van een nieuwe proevenverzameling voor dit gebied. Deze proevenverzameling is gebaseerd op nieuwe triaxiaalproeven die ter plaatse van de te versterken secties zijn uitgevoerd. Deze proevenverzameling geeft voor klei betere sterkte eigenschappen dan de gehanteerde proevenverzameling van celproeven die in de toetsing is toegepast. Voor veen worden daarentegen voor de proevenverzameling gebaseerd op triaxiaalproeven slechtere sterkte eigenschappen gevonden dan de proevenverzameling gebaseerd op celproeven. Voor secties waar voornamelijk kleilagen worden aangetroffen leidt dit tot een kleine versterking (secties 1a, 2, 3a3 en 5b) of zelfs tot het uitblijven van een aanpassing (secties 5a en 6). Voor de secties waar relatief dikke veenlagen worden aangetroffen is een grotere versterking noodzakelijk (secties 3a1, 3b en 3c).

4.11. Invloed watertransport leiding op dijk sectie 3c en 4

Ter plaatse van secties 3c en 4 ligt een grote watertransport leiding in het achterland parallel aan de dijk op een diepte van circa NAP -2 à -3 m. De afstand van de leiding tot de binnenteen van de dijk varieert hierbij van circa 30 tot 40 m. Door het ontwerp van een binnenberm voor sectie 3c met een lengte van circa 24 m is de afstand van de dijk tot de leiding verder verkleind.

Wanneer een leidingbreuk optreedt, ontstaat een erosiekrater die de binnenwaartse stabiliteit van de dijk negatief kan beïnvloeden. Om de invloed van de erosiekrater op de binnenwaartse stabiliteit van de waterkering te bepalen is een geotechnische analyse uitgevoerd. Hierbij is een beoordelingsprofiel achter de dijk bepaald waarbuiten de leiding moet liggen. Conclusie van de geotechnische analyse is dat in sectie 3c over een lengte van circa 40 m de leiding te dicht bij de dijk komt en een damwand moet worden toegepast om te voorkomen dat de bij leidingbreuk de erosiekrater de dijk te veel verzwakt. De dimensionering van de damwand dient in het detailontwerp verder uitgewerkt te worden.

De beschouwing van de invloed van de erosiekrater op de binnenwaartse stabiliteit is opgenomen in bijlage 18.

5. MACROSTABILITEIT BUITENWAARTS

5.1. Berekeningsmethode

Ter bepaling van de macrostabiliteit van het buitentalud zijn berekeningen uitgevoerd met het programma D-Geo Stability van Deltares, versie 10.1. Hierbij wordt de methode Bishop gebruikt.

5.2. Veiligheidsbenadering

De onderstaande veiligheidsfactoren worden gehanteerd.

Modelfactor (γ_d)

Voor de methode Bishop wordt een modelfactor van 1,0 gehanteerd (conform TR Waterkerende Grondconstructies).

Schadefactor (γ_n)

Voor de schadefactor voor de buitenwaartse stabiliteit geldt dat de kans op instabiliteit niet is gecorreleerd met het optreden van hoogwater. De berekende schadefactor bedraagt 1,05. Hierbij is een lengte van de waterkering aangehouden van 54 km (ofwel de lengte van het gedeelte A-kering). Dit is conform het Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies, 2007. De afleiding van de schadefactoren is opgenomen in bijlage 9.

Schematiseringsfactor (γ_b)

Voor het ontwerp van de waterkeringen van Spui West is een schematiseringsfactor van 1,1 bepaald voor de buitenwaartse stabiliteit. De afleiding van deze waarde met de diverse gevoeligheidsberekeningen voor waterspanningen en laagdikten is opgenomen in bijlage 10.

Stabiliteitsfactor (γ_r)

De stabiliteitsfactor (sterkte eis) waaraan berekeningen voor binnenwaartse stabiliteit moet worden voldaan bestaat uit het product van modelfactor, schadefactor en schematiseringsfactor en bedraagt:

$$\gamma_r = \gamma_d \times \gamma_n \times \gamma_b = 1,0 \times 1,05 \times 1,1 = 1,16$$

5.3. Maatgevende scenario's

De macrostabiliteit buitenwaarts wordt getoetst aan drie scenario's. Deze 3 scenario's zijn bepaald op basis van TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied:

- Buitenwaterstand na snelle val + verhoogde freatische lijn bij ontwerpwaterstand. Hoog freatisch vlak in de dijk na een snelle daling van de buitenwaterstand vanaf ontwerpwaterstand tot GHW.
- Buitenwaterstand GLW (gemiddelde laagwaterstand) + verhoogde freatische lijn a.g.v. extreme neerslag. Extreme neerslag bij lage buitenwaterstand (verhoging freatische lijn met 1,0 m t.o.v. normale freatische lijn).
- Extreem lage buitenwaterstand. Buitenwaterstand $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ (laagwaterstand die eens in de 10 jaar wordt onderschreden) + normale freatische lijn in de dijk.

De gehanteerde waarden van Gemiddeld hoogwater (GHW), Gemiddeld laagwater (GLW) en Laagwater eens per 10 jaar ($LW_{1/10 \text{ jaar}}$) zijn opgenomen in Tabel 5-1. Deze waarden zijn geïnterpoleerd op basis van de meetgegevens van de Meetstations Spijkenisse, Goidschalxoord, Hellevoetsluis en Rak noord. Deze waarden zijn opgenomen in paragraaf 2.8.

Tabel 5-1 Toegepaste buitenwaterstanden in macro stabiliteitsberekeningen buitenwaarts

Sectie	Metreering [hm]	Gemiddeld hoogwater (GHW) [m] t.o.v. NAP	Gemiddeld laagwater (GLW) [m] t.o.v. NAP	Laagwater eens per 10 jaar (LW1/10 jaar) [m] t.o.v. NAP
1a	14,82-15,05	+0,70	+0,34	-0,42
1b	15,60-15,80	+0,70	+0,34	-0,42
2a	19,20-19,50	+0,80	+0,18	-0,55
2b	20,15-20,30	+0,80	+0,18	-0,55
3a1	21,40-22,00	+0,85	+0,11	-0,62
3a2	22,00-22,50	+0,85	+0,11	-0,62
3a3	22,50-22,82	+0,85	+0,11	-0,62
3b	24,10-24,27	+0,90	+0,02	-0,67
3c	24,65-24,85	+0,90	+0,02	-0,67
4	24,97-25,71	+0,95	-0,06	-0,76
5a	26,00-26,15	+0,95	-0,06	-0,76
5b	26,35-26,75	+0,95	-0,06	-0,76
6a	26,75-27,45	+0,95	-0,06	-0,76
6b	27,45-27,60	+0,95	-0,06	-0,76

5.4. Werkwijze ontwerpberekeningen macrostabiliteit buitenwaarts

Voor de berekening van de binnenwaartse stabiliteit zijn diverse maatgevende dwarsprofielen geselecteerd. Deze profielen worden getoetst op buitenwaartse stabiliteit. Wanneer deze niet voldoet dan wordt een versterking gedimensioneerd.

De stabiliteit van het buitentalud wordt vergroot door verflauwing van het talud tot 1:3 en de aanleg van een stabiliteitsberm. Wanneer een dwarsprofiel niet voldoet zijn op een iteratieve wijze ontwerpberekeningen uitgevoerd. Hierbij is een minimale berm gedimensioneerd om juist te kunnen voldoen aan de gestelde stabiliteitsfactor van 1,16.

Voor het ontwerp van de afmetingen van de berm zijn enkele eisen gesteld welke zijn vastgelegd in de rapportage "Programma van Eisen en Wensen Planstudie Dijkversterking Spui West", kenmerk R011-4640375DMV-irb-V04-NL. 3 november 2011, Tauw. De belangrijkste eisen uit deze rapportage zijn hieronder opgenomen:

- Minimale kruinbreedte 3 m.
- Helling taluds groter of gelijk aan 1:3, als het steiler is verflauwen tot 1:3.
- Maximale taludlengte (langs talud gemeten) van 7 m vanaf onderhoudsweg bij talud 1:3. Indien van 2 zijden kan worden gewerkt 14 m bij 1:3. Bij langere lengten talud 1:4 toepassen.
- Dijksloten behouden of watgang van hetzelfde type terugbrengen.

5.5. Resultaten

In onderstaande tabel zijn de resultaten van de stabiliteitsberekeningen voor de macrostabiliteit buitenwaarts opgenomen. De hierbij behorende maatgevende glijcirkels zijn opgenomen in bijlage 13.

Tabel 5-2 Resultaten stabiliteitsberekening macrostabiliteit buitenwaarts

Secctie	Metreering [hm]	Dwp	Stabiliteitsfactor Val hoog water	Stabiliteitsfactor Extreme neerslag	Stabiliteitsfactor Laag water
1a	14,82-15,05	14.903	1,24	1,26	1,49
1b	15,60-15,80	15.707	2,06	2,08	2,56
2a	19,20-19,50	19.292	2,05	1,92	2,64
		19.490	1,49	1,35	1,22
2b	20,15-20,30	20.179	1,63	1,57	1,73
3a1	21,40-22,00	21.461	1,55	1,31	1,32
		21.552	1,77	1,43	1,47
		21.660	1,83	1,52	1,37
		21.878	1,85	1,59	1,40
3a2	22,00-22,50	22.034	1,31	1,19	1,17
		22.150	1,42	1,21	1,18
		22.304	1,50	1,31	1,26
		22.473	n.v.t. ¹		
3a3	22,50-22,82	22.696	2,71	2,18	1,90
		22.795	1,65	1,42	1,25
3b	24,10-24,27	24.243	n.v.t. ¹		
3c	24,65-24,85	24.660	1,99	2,02	2,25
		24.806	2,13	2,12	2,13
4	24,97-25,71	24.989	1,79	1,39	1,27
		25.298	1,68	1,24	1,46
		25.609	1,90	1,80	1,92
5a	26,00-26,15	26.025	n.v.t. ¹		
		26.150	n.v.t. ¹		
5b	26,35-26,75	26.486	n.v.t. ¹		
		26.704	n.v.t. ¹		
6a	26,75-27,45	27.095	n.v.t. ¹		
6b	27,45-27,60	27.530	n.v.t. ¹		

¹ Beoordeling van de buitenwaartse stabiliteit is hier niet van toepassing in verband met de aanwezigheid van een hoog en breed voorland.

De secties 5a, 5b en 6a worden gekenmerkt door de aanwezigheid van een hoog en breed voorland (Willemspolder). Dit voorland bestaat uit een slibdepot dat in de jaren '60 tot '80 is aangebracht tot een hoogte van meer dan NAP +6,5 m. De huidige kruinhoogte van de waterkering bedraagt NAP +5,6 à +6,0 m. Het aanwezige voorland ligt hier dus ruim boven waardoor er nooit water tegen het verholten buitentalud zal staan gedurende maatgevende hoogwatercondities. Het toetsen van de buitenwaartse stabiliteit is hier daarom niet van toepassing.

Om aan de buitenwaartse macrostabiliteit te voldoen is alleen ter plaatse van sectie 1a (dwp 14.903) een aanpassing van het buitentalud noodzakelijk. Deze aanpassing bestaat uit het

verflauwen van het buitentalud tot een helling 1:3. De overige secties voldoen reeds in de huidige situatie zodat een aanpassing niet nodig is.

6. PIPING

6.1. Werkwijze

Voor de berekening van de binnenwaartse stabiliteit zijn diverse maatgevende dwarsprofielen geselecteerd. Voor deze dwarsprofielen zijn tevens pipingberekeningen uitgevoerd wanneer er sprake is van opbarsten van het achterland of de teensloot insnijdt in de aanwezige watervoerende (tussen)zandlaag.

De pipingberekeningen zijn uitgevoerd volgens de methode Sellmeijer conform het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen.

6.2. Berekeningsuitgangspunten piping

Bij het toetsen van het faalmechanisme piping zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Het maatgevende verval over de waterkering is gelijk aan het maatgevend hoogwater en het binnendijkse polderpeil (of maaiveldniveau indien geen sloot aanwezig is).
- Het intredepunt bevindt zich ter plaatse van het teenschot van het buitentalud aan de Spuizijde. Wanneer op het voorland een sloot aanwezig is, is hier het intredepunt aangenomen. Het beschikbare grondonderzoek op het voorland tot het teenschot of de sloot toont aan dat de afdekkende kleilaag voldoende dik is.
- Het uitredepunt is de slootbodem of de binnenteen van de waterkering (knikpunt van binnentalud naar achterland) indien geen sloot aanwezig is.
- De doorlatendheid van het zand is bepaald op basis de uitgevoerde korrelverdelingsgrafieken (methode Den Rooijen) welke zijn opgenomen in de proevenverzameling voor Spui West (zie paragraaf 2.6).
- Voor de bepaling van de dikte van het samendrukbare pakket onder de slootbodem is uitgegaan van de slootbodem zoals geschematiseerd in de stabiliteitsberekeningen.
- Er is rekening gehouden met een autonome bodemdaling van 2,0 mm/jaar. Dit houdt in dat binnen de planperiode van 50 jaar de bodem 10 cm daalt. Hiermee is rekening gehouden door de pipingberekeningen uit te voeren met een 10 cm lager polderpeil dan het huidige peil (zie Tabel 2-3).
- Voor de methode Sellmeijer wordt een veiligheid van 1,2 toegepast conform het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen.

6.3. Opbarsten

Wanneer de waterspanning in de watervoerende zandlagen hoger wordt dan het gewicht van de bovenliggende grondlagen zullen de grondlagen opdrijven of opbarsten. Opbarsten treedt alleen op bij relatief geringe dikte van het slappe lagenpakket. Wanneer het slappe lagenpakket dik is, zal opdrijven optreden waarbij het gehele afdekkende pakket gaat drijven. In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies is niet opgenomen bij welke dikte van het slappe lagenpakket er sprake is van opbarsten. In deze rapportage wordt een laagdikte van 4 m gehanteerd.

Wanneer opbarsten optreedt, ontstaat een kwelweg voor het afvoeren van het overspannen water zodat het optreden van piping mogelijk wordt. Een verdere toename van de waterspanning is dan niet meer mogelijk.

Bij de berekening van de opbarstveiligheid wordt de ontwerpstijghoogte ter plaatse van de binnenteen gehanteerd (zie paragraaf 3.8). Om onzekerheden met betrekking tot de parameters in de berekening van de opbarstveiligheid af te dekken wordt een veiligheidscoëfficiënt toegepast van 1,2. Voor de dwarsprofielen waar de opbarstveiligheid

lager is dan 1,2 of de teensloot insnijdt in de watervoerende (tussen)zandlaag wordt het mechanisme piping beschouwd.

De berekeningsresultaten van de opbarstveiligheid is opgenomen in Tabel 6-1. Hierbij is een onderscheid gemaakt tussen diep gelegen watervoerende zandlagen en tussenzandlagen. In bijlage 11 is de complete berekening van de opbarstveiligheid opgenomen.

Tabel 6-1 Resultaten berekening opbarstveiligheid

Sectie	Metrering [hm]	Dwp	Stijghoogte (t.p.v. binnenteen) [m NAP]		Opbarstveiligheid [-]	
			diepe zand	tussenzandlaag	diepe zand	tussenzandlaag
1a	14,82-15,05	14.903	+0,4	+0,4	1,48	0,58 ¹
1b	15,60-15,80	15.707	+0,4	+0,4	1,44	- ²
2a	19,20-19,50	19.292	+0,0	n.v.t.	1,01	n.v.t.
		19.490	+0,0	n.v.t.	1,27	n.v.t.
2b	20,15-20,30	20.179	+0,0	n.v.t.	1,23	n.v.t.
3a1	21,40-22,00	21.461	+0,5	n.v.t.	1,11	n.v.t.
		21.552	+0,5	n.v.t.	1,04	n.v.t.
		21.660	+0,5	n.v.t.	1,01	n.v.t.
		21.878	+0,5	n.v.t.	1,12	n.v.t.
3a2	22,00-22,50	22.034	+0,5	n.v.t.	1,01	n.v.t.
		22.150	+0,5	n.v.t.	0,94	n.v.t.
		22.304	+1,0	n.v.t.	1,01	n.v.t.
		22.473	+1,0	n.v.t.	1,33	n.v.t.
3a3	22,50-22,82	22.696	+1,0	n.v.t.	1,27	n.v.t.
		22.795	+1,0	n.v.t.	1,02 ¹	n.v.t.
3b	24,10-24,27	24.243	+1,8	n.v.t.	0,98	n.v.t.
3c	24,65-24,85	24.660	+1,8	n.v.t.	1,08	n.v.t.
		24.806	+1,8	n.v.t.	- ²	n.v.t.
4	24,97-25,71	24.989	+1,8	n.v.t.	1,09	n.v.t.
		25.298	+1,8	n.v.t.	1,23	n.v.t.
		25.609	+1,8	n.v.t.	1,17	n.v.t.
5a	26,00-26,15	26.025	+0,85	n.v.t.	1,33	n.v.t.
		26.150	+0,85	n.v.t.	1,19	n.v.t.
5b	26,35-26,75	26.486	+0,7	n.v.t.	1,22	n.v.t.
		26.704	+0,7	n.v.t.	1,20	n.v.t.
6a	26,75-27,45	27.095	+0,7	n.v.t.	1,32	n.v.t.
6b	27,45-27,60	27.530	-0,9	n.v.t.	1,70	n.v.t.

¹ Opbarstveiligheid bepaald met reductie van het grondgewicht door relatief geringe dikte van het slappe lagenpakket ten opzichte van de slootbreedte van de teensloot. Bij overige berekeningen is geen reductie van grondgewicht toegepast (geen invloed van aanwezigheid teensloot).

² De teensloot snijdt in de aanwezige watervoerende (tussen)zandlaag. Om piping te voorkomen moet daarom voldoende kwelweglengte aanwezig zijn.

6.4. Bepaling pipinggevoelige zandlagen

Hieronder is per sectie aangegeven welke watervoerende zandlagen pipinggevoelig zijn. Daarnaast is aangegeven op welke wijze de relevante eigenschappen van het zand zijn bepaald voor de berekening conform Sellmeijer. Hierbij wordt gebruik gemaakt van diverse korrelverdelingen die zijn uitgevoerd in het kader van de dijkversterking Spui West. Deze korrelverdelingen zijn opgenomen in de proevenverzameling van Spui West die is opgenomen in bijlage 3. Daarnaast zijn in het kader van de toetsing eveneens vele monsters genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. Deze gegevens worden eveneens gebruikt in deze analyse. De korrelverdelingen zijn gerapporteerd in de rapportages:

- “Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek gedeelte-1”, concept, CO-370740/23, augustus 1997, GeoDelft;
- “Veiligheidsbeoordeling Brielse Dijkkring Detailonderzoek Tranche-3”, versie 1, CO-386090/30, 18 augustus 1999, GeoDelft;

De statistische onderbouwing van de relevante eigenschappen van het zand zijn opgenomen in bijlage 14.

Sectie 1a - dwp 14.903

Ter plaatse van dit dwarsprofiel is een dunne tussenzandlaag aanwezig van circa NAP -2 m tot NAP -4 m. In deze laag zijn geen peilbuizen geplaatst zodat niet zeker is of deze zandlaag in contact staat met het buitenwater. Aangenomen wordt dat deze zandlaag watervoerend is en daarmee pipinggevoelig is. Monsters van deze tussenzandlaag waarop korrelverdelingen zijn uitgevoerd, zijn eveneens niet beschikbaar. De boorbeschrijving van de tussenzandlaag ter plaatse van boringen op dwp 14.9 bestaat uit zand, zeer fijn. Deze beschrijving is gelijk aan de boorbeschrijving van tussenzandlaag die wordt aangetroffen bij de boringen op dwp 15.7. Hier zijn wel monsters genomen en korrelverdelingen gemaakt. De karakteristieke waarden voor de tussenzandlaag op dwp 15.7 worden daarom ook representatief gesteld voor de tussenzandlaag op dwp 14.9. Op basis van deze karakteristieke waarden is een globale piping berekening gemaakt. De globale berekening toont aan dat het toelaatbare kritieke verhang ruimschoots voldoet. Geconcludeerd kan worden dat piping hier in de huidige situatie voldoet.

Sectie 1b – dwp 15.707

Ter plaatse van dit dwarsprofiel is een tussenzandlaag aanwezig van circa NAP -1 m tot NAP -5 m. In deze laag zijn ter plaatse van drie boringen (B15.7BuT, B15.7 BiT en B15.7Aa) monsters genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. De genomen monsters bestaan uit zand, zeer fijn en sterk siltig. Daarnaast zijn in het kader van de toetsing van deze sectie twee boringen uitgevoerd (CO-370740/3 en /4) waarbij 4 monster zijn genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. Op basis van de zeven uitgevoerde korrelverdelingen zijn de d_{10} , d_{70} en U bepaald. Hieruit volgt dat de zandlaag een geringe doorlatendheid heeft. Dit blijkt ook uit de peilbuismetingen die in deze tussenzandlaag beschikbaar zijn (15.70BI ondiep in Figuur 3-2.). De respons op de buitenwaterstand is gering. Op basis van de zeven korrelverdelingen zijn karakteristieke waarden voor de tussenzandlaag bepaald en is een piping berekening gemaakt. Deze berekening toont aan dat het toelaatbare kritieke verhang voldoet. Geconcludeerd kan worden dat piping hier in de huidige situatie voldoet.

Sectie 2a – dwp 19.292

Ter plaatse van dit dwarsprofiel is een diepe, kleiige zandlaag aanwezig van circa NAP -7 m tot NAP -20 m. In het diepe zand is ter plaatse van boring B19.3Aa één monsters genomen waarop één korrelverdelingen is gemaakt. Het genomen monsters bestaat uit zand, uiterst

fijn en sterk siltig. Daarnaast is in het kader van de toetsing van deze sectie een boring uitgevoerd (CO-370740/18) waarbij 5 monster zijn genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. Op basis van de zes uitgevoerde korrelverdelingen zijn de d_{10} , d_{70} en U bepaald. Hieruit volgt dat de zandlaag een geringe doorlatendheid heeft. Dit blijkt ook uit de peilbuismetingen die in deze diepe zandlaag beschikbaar zijn (19.55BI diep in Figuur 3-3.). De respons op de buitenwaterstand is gering. Op basis van de zes korrelverdelingen zijn karakteristieke waarden voor de tussenzandlaag bepaald en is een piping berekening gemaakt. Uit deze berekening volgt dat een kleine berm nodig is om voldoende kwelweglengte te creëren.

Sectie 3a2 en 3a3 – dwp 22.034 t/m 22.795

Ter plaatse van deze dwarsprofielen is een kleiige zandlaag aanwezig van circa NAP -10 m tot NAP -20 m. In deze zandlaag zijn ter plaatse van boring B21.75Aa en B22.3Aa monsters genomen waarop twee korrelverdelingen zijn gemaakt. De genomen monsters bestaan uit zand, matig tot zeer fijn. Daarnaast zijn in het kader van de toetsing van deze secties twee boringen uitgevoerd (CO-370740/27 en CO357330/24) waarbij 8 monster zijn genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. Op basis van de tien uitgevoerde korrelverdelingen zijn de d_{10} , d_{70} en U bepaald. Hieruit volgt dat de zandlaag een geringe doorlatendheid heeft. Dit blijkt ook uit de peilbuismetingen die in deze tussenzandlaag beschikbaar zijn (15.70BI ondiep in Figuur 3-2.). De respons op de buitenwaterstand is gering. Op basis van de tien korrelverdelingen zijn karakteristieke waarden voor de tussenzandlaag bepaald en is een piping berekening gemaakt. Deze berekening toont aan voor sectie 3a2 een berm nodig is om voldoende kwelweglengte te creëren.

Sectie 3c t/m 4 – dwp 24.660-25.609

Ter plaatse van dit traject is een zandlaag aanwezig vanaf circa NAP -4 à -7 m tot circa NAP -15 m. In deze laag zijn ter plaatse van vier boringen (B24.6Aa, B24.8BuT, B24.8KR en B25.6BuT) een vijftal monsters genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. De genomen monsters bestaan uit zand, matig fijn en matig siltig. Daarnaast zijn in het kader van de toetsing van deze secties drie boringen uitgevoerd (CO-3860904/14, /15 en /17) waarbij 8 monster zijn genomen waarop korrelverdelingen zijn gemaakt. Op basis van de dertien uitgevoerde korrelverdelingen zijn de d_{10} , d_{70} en U bepaald. Hieruit volgt dat de zandlaag een redelijke doorlatendheid heeft. Dit blijkt ook uit de peilbuismetingen die in deze zandlaag beschikbaar zijn (Figuur 3-7). De respons op de buitenwaterstand is vrij groot. Op basis van de dertien korrelverdelingen zijn karakteristieke waarden voor de tussenzandlaag bepaald en is een piping berekening gemaakt. Deze berekening toont aan dat voor sectie 3c een berm benodigd is om voldoende kwelweglengte te creëren.

6.5. Resultaten

In onderstaande tabel zijn de dwarsprofielen opgenomen waar opbarsten van het achterland optreedt en mogelijk piping kan optreden. Het optreden van piping is voor deze dwarsprofielen nader uitgewerkt. De figuren waarin per dwarsprofiel, de in- en uittredepunten en de aanwezige kwelweglengte is bepaald, zijn opgenomen in bijlage 14.

Tabel 6-2 Resultaten piping berekening methode Sellmeijer

Sectie	Metrering [hm]	Dwp	In- en uittredepunt	L _{huidig} [m]	L _{benodigd} [m]	L _{tekort} [m]	(ΔH-0,3d) [m]	Conclusie
1a	14,82-15,05	14.903	s – s	47	45,4	0	4,54	Huidige situatie voldoet
1b	15,60-15,80	15.707	s – s	57	57,0	0	5,30	Huidige situatie voldoet
2a	19,20-19,50	19.292	t – s	61	62,3	1,3	5,30	Voldoet met berm
		19.490	n.v.t. ¹					
2b	20,15-20,30	20.179	n.v.t. ¹					
3a1	21,40-22,00	21.461	n.v.t. ²					
		21.552	n.v.t. ²					
		21.660	n.v.t. ²					
		21.878	n.v.t. ²					
3a2	22,00-22,50	22.034	n.v.t. ²					
		22.150	t – s	45	59,4	14,4	5,29	Voldoet met berm
		22.304	n.v.t. ²					
		22.473	n.v.t. ¹					
3a3	22,50-22,82	22.696	n.v.t. ¹					
		22.795	n.v.t. ²					
3b	24,10-24,27	24.243	n.v.t. ²					
3c	24,65-24,85	24.660	n.v.t. ²					
		24.806	t – s	57	65,5	8,5	5,31	Voldoet met berm
4	24,97-25,71	24.962 (kopsloot)	n.v.t. ²					
		24.989	n.v.t. ²					
		25.298	n.v.t. ¹					
		25.609	n.v.t. ²					
		25.675 (kopsloot)	n.v.t. ²					
5a	26,00-26,15	26.025	n.v.t. ¹					
		26.150	n.v.t. ³					
5b	26,35-26,75	26.486	n.v.t. ¹					
		26.704	n.v.t. ¹					
6a	26,75-27,45	27.095	n.v.t. ¹					
6b	27,45-27,60	27.530	n.v.t. ¹					

¹ De opbarstveiligheid is groter dan 1,2 zodat opbarsten niet optreedt en piping is uitgesloten.

² De dikte van de deklaag is groot (meer dan 4 m) zodat opbarsten niet op kan treden en piping is uitgesloten.

³ Gezien de aanwezigheid van een zeer breed voorland is het optreden van piping uitgesloten.

Hierin is:

s	= in- of uittredepunt ter plaatse van sloot
t	= intredepunt ter plaatse van teenschot
L_{huidig}	= huidige lengte van de horizontale kwelweg
L_{benodigd}	= benodigde kwelweglengte om aan toelaatbaar kritiek verval te voldoen
L_{tekort}	= tekort aan kwelweglengte om aan toelaatbaar kritiek verval te voldoen
$(\Delta H-0,3d)$	= optredend kritiek verval over de waterkering

De piping berekeningen per dwarsprofiel zijn opgenomen in bijlage 14.

6.6. Conclusie

Uit Tabel 6-2 blijkt dat veel dwarsprofielen in de huidige situatie al voldoen aan de ontwerpbelasting voor een planperiode van 50 jaar voor het faalmechanisme piping. Alleen voor dwarsprofiel 19.292 ter plaatse van sectie 2a, dwarsprofiel 22.150 ter plaatse van secties 3a2 en dwp 24.806 van sectie 3c is een pipingberm benodigd om aan de pipingregels conform het Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen te kunnen voldoen.

Ter plaatse van sectie 2a is een pipingberm met een lengte van 1,3 m nodig om het tekort aan kwelweglengte op te heffen. In hoofdstuk 4 blijkt dat voor sectie 2a een stabiliteitsberm nodig is met een totale breedte van 18 m. De afmeting van deze stabiliteitsberm is ruim voldoende om het tekort aan kwelweglengte voor deze sectie op te heffen.

Uit hoofdstuk 4 blijkt dat de binnenwaartse stabiliteit in de huidige situatie voldoet voor sectie 3a2. Een stabiliteitsberm is hier niet benodigd. Voor sectie 3a2 is voor dwarsprofiel 22.150 echter een pipingberm noodzakelijk van 14,4 m om voldoende kwelweglengte te verkrijgen.

Uit hoofdstuk 4 blijkt dat voor dwp 24.660 van sectie 3c al een stabiliteitsberm benodigd is met een totale breedte van 20 m (bermverbreding van circa 10 m) om te kunnen voldoen aan de gesteld eisen voor macrostabiliteit binnenwaarts. Voor dwarsprofiel 24.806 van sectie 3c is een pipingberm noodzakelijk van 8,5 m om voldoende kwelweglengte te verkrijgen. Voor het ontwerp van sectie 3c wordt één bermbreedte gehanteerd. De stabiliteitsberm met een totale breedte van 20 m (bermverbreding van circa 10 m) is dus maatgevend ten opzicht van de pipingberm van 8,5 m. Het aanbrengen van een bermverbreding van 10 m is dus ruim voldoende om het tekort aan kwelweglengte voor deze sectie op te heffen.

7. MICRO STABILITEIT

7.1. Algemeen

Micro instabiliteit is de instabiliteit van kleine gronddeeltjes op het binnentalud als gevolg van een grondwaterstroming in de dijk.

Wanneer micro instabiliteit optreedt, kunnen de volgende mechanismen kunnen optreden:

- Uitspoeling van grond als gevolg van het uittredende water uit het binnentalud. Dit kan optreden wanneer het dijklichaam grotendeels is opgebouwd uit zand.
- Afdrukken of afschuiven van de bekleding op het binnentalud als gevolg van wateroverdruk in het dijklichaam. Dit mechanisme kan optreden indien de kern van de dijk is opgebouwd uit zand en een afdeklaag bestaande uit klei op het binnentalud aanwezig is.

7.2. Conclusie

De dijken langs het Spui zijn van oorsprong kleidijken, die bij de vorige versterking aan de binnenzijde zijn aangevuld met zand met een drainageconstructie en afgedekt met een kleibekleding. Het op het binnentalud en berm aangebracht zandpakket, de drainage en de gedempte kwelsloot zorgen voor een goede ontwatering van deze zandscheg. Dit wordt bevestigd door metingen die ter plaatse van de binnenberm zijn uitgevoerd (zie paragraaf 4.5). Hieruit blijkt dat de freatische lijn minimaal 1 m onder de bovenzijde van de binnenberm wordt aangetroffen. De freatische lijn zal daarom niet uittreden uit het binnentalud zodat micro-instabiliteit dan ook niet kan optreden.

De nieuw aan te brengen binnenbermen worden opgebouwd uit zand en worden voorzien van een drainage. De drainerende werking van de berm blijft dus gehandhaafd. De freatische lijn zal daarom niet uittreden uit het binnentalud zodat micro-instabiliteit dan ook niet kan optreden.

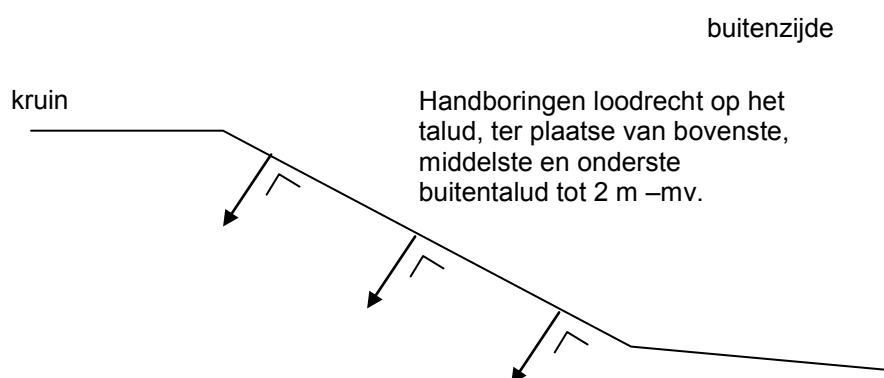
8. BEKLEDING

Op de waterkering zijn verschillende typen bekleding aanwezig. Op het bovenbeloop van het buitentalud, de kruin en het binnentalud, bestaat de bekleding uit gras. Samen met de onderliggende kleilaag vormt dit gras de bekleding. Aan de oever van het spui is daarnaast een steenzetting en een teenbestorting aanwezig. De steenzetting en de teenbestorting vervullen de functie van oeverbescherming en worden tijdens maatgevende omstandigheden (hoog water in combinatie met golven) niet belast. De steenzetting en de steenbestorting worden enkel belast onder dagelijkse omstandigheden. Door de luwe ligging van de dijk zijn de windgolven onder deze dagelijkse omstandigheden klein.

8.1. Huidige grasbekleding buitentalud

Ter verkenning van de kwaliteit en dikte van de kleilaag op het buitentalud zijn handboringen uitgevoerd inclusief monsternamen t.b.v. laboratoriumonderzoek. Dit kleibekledingsonderzoek richt zich op de samenstelling van de klei(dek)lagen in het buitentalud van de huidige waterkering, waarbij de samenstelling van dijkbekleding en de erosiebestendigheid van de verschillende bekledingslagen wordt bepaald. De handboringen zijn uitgevoerd tot 2 m beneden maaiveld, loodrecht op het talud. Dit complete onderzoek is opgenomen in de rapportage "Planstudie Spui west en Hellevoetsluis", Opdrachtnummer 1209-0017-001, versie 1, 28 april 2010, Fugro. Deze rapportage is opgenomen in bijlage 1.

De locaties van de boringen in het dwarsprofiel zijn aangegeven in de onderstaande schetsdoorsnede.



Figuur 8-1 Schematische weergave locaties handboringen buitentalud

Op basis van de classificatie van de aangetroffen grondlagen wordt geconcludeerd dat de deklaag overwegend uit uiterst siltige klei bestaat. Doorgaans wordt klei aangetroffen tot de maximaal verkende diepte van 2,0 m, op een enkel punt is de deklaagdikte 1,5 m. Lokaal wordt een zandtussenlaagje van enkele decimeters aangetroffen. De aangetroffen klei is zeer homogeen van samenstelling.

Op basis van de laboratoriumresultaten wordt geconcludeerd dat alle mengmonsters voldoen aan de eisen aan klei voor kleibekleding met erosiebestendigheidscategorie I. De bemonsterde klei (mengmonsters) voldoen tevens aan de eisen voor zandgehalte, percentage organische stof, kalk- en zoutgehalte. Volgens de huidige ontwerp Leidraad (addendum op de Leidraad Rivieren) voldoet de bekleding van het buitentalud (klei en gras) qua samenstelling en aanwezige dikte ruimschoots. WSHD heeft vanuit beheerbaarheid en

toetsbaarheid de wens buitentaluds te verflauwen naar 1:3, de volgens HWBP standaard subsidiabele taludhelling. In een aantal secties is het bestaande talud steiler dan 1:3.

De vigerende ontwerpregels zijn vrij summier en zijn opgesteld om te voorkomen dat er te veel wordt geïnvesteerd in nieuwe bekledingen op basis van de oude ontwerpregels (de regels zijn opgesteld vooruitlopend op het verwerken van onderzoeksresultaten naar sterkte van met gras beklede kleitaluds in meer gedetailleerde regels).

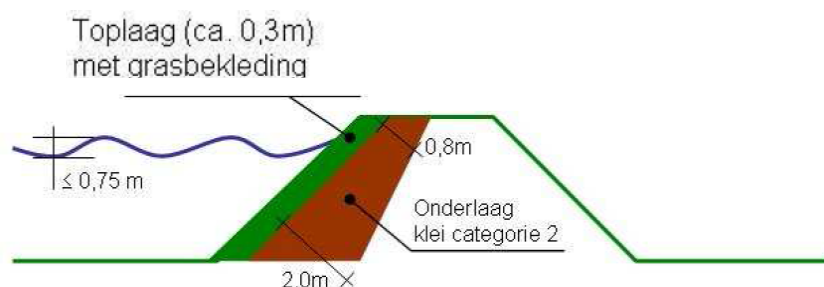
Om te bepalen welke delen van het talud moeten worden aangepast zijn de betreffende bestaande bekledingen getoetst met de bestaande (te conservatief geachte) rekenregels zoals opgenomen in het VTV onder de ontwerp omstandigheden zoals we die over 50 jaar verwachten. Daarbij wordt ook gebruik gemaakt van de reststerkte van de klei. Om reële belastingen te genereren op de taluddelen is in de toetssoftware (Hydra_B) de bestaande geometrie aangepast. Hierbij zijn aanwezige voorlanden verlaagd (met zowel robuustheidstoeslag als in de planperiode te verwachten zettingen en waterstandstijgingen). De uitwerking is opgenomen als bijlage 17 bij dit geotechnisch achtergrond rapport. Uit deze beschouwing blijkt dat alleen de bekleding (gras en klei) op het buitentalud bij sectie 3a3 niet voldoet. Daarmee moet deze bekleding opnieuw worden ontworpen met de vigerende ontwerpregels en worden verflauwd (marginaal, van maximaal 1:2,5 naar 1:3). Op de overige secties voldoet de bestaande bekleding, ook bij een graskwaliteit die als matig is te kwalificeren.

8.2. Nieuwe grasbekleding buitentalud

Zoals beschreven in de vorige paragraaf moet de bekleding bij sectie 3a3 worden vervangen. Om aan de buitenwaartse macrostabiliteit te voldoen is bij sectie 1a (dwp 14.903) een aanpassing van het buitentalud (huidige helling 1:2,2) noodzakelijk. Deze aanpassing bestaat uit het verflauwen van het buitentalud tot een helling 1:3.

Voor de aanpassing van de bekleding op het buitentalud bij secties 1a en 3a3 worden de ontwerpregels zoals opgenomen in het Addendum I bij de Leidraad Rivieren gehanteerd:

- De toe te passen klei dient te voldoen aan de eisen conform kleicategorie 2 volgens het Technisch Rapport Klei voor Dijken.
- De buitentaluds dienen na versterking aan de kruin een minimale kleidikte van 0,8 m te hebben. Ter plaatse van de teen dient een minimale kleidikte van 2,0 m aanwezig te zijn. Deze afmetingen zijn de afmetingen loodrecht op het talud.
- De kleilaag kan worden afgedekt met een toplaag van 0,3 m met grasbekleding, bij klei met erosiebestendigheid categorie 2 kan dit dezelfde klei zijn.



Figuur 8-2 Ontwerp klei- en grasbekleding buitentalud (bron: Addendum I bij de Leidraad Rivieren)

Uit het uitgevoerde deklagen onderzoek blijkt dat de aanwezige klei voldoet (qua dikte en samenstelling) aan de eisen uit het addendum. Het bestaande talud hoeft dus enkel

verflauwd te worden. Na verwijderen van de bestaande toplaag van 30 cm en het scherven (ruw maken van het bestaande talud zodat de nieuwe kleilaag niet afschuift) wordt nieuwe klei (erosiebestendigheid categorie 2) aangebracht, de oude toplaag weer aangebracht en opnieuw ingezaaid.

8.3. Bekleding kruin en binnentalud

Binnen het te versterken tracé hoeft nergens de kruin te worden verhoogd of verbreed. Ook aan het einde van de planperiode is de kruin op dijktafelhoogte bij een overslagdebiet van 0,1 l/m/s voldoende breed. Hieruit volgt tevens dat er vanuit de vigerende ontwerpregels geen eisen worden gesteld aan de kleidikte, klei- en graskwaliteit op de kruin en het binnentalud.

Op het binnentalud is op de dijken in de bestaande situatie 60 cm klei aanwezig, op veel locaties bevindt zich onder deze kleilaag een zandaanvulling die tijdens voorgaande versterking is aangebracht als stabiliteitsberm. Deze kleilaag wordt voorafgaand aan het aanbrengen van uit te breiden bermen verwijderd en na aanleg van de nieuwe stabiliteitsberm weer aangebracht. Op nieuwe delen van de berm wordt deze kleilaag doorgezet met nieuw te leveren klei.

9. ZETTINGEN

9.1. Inleiding

Om inzicht te krijgen in de zettingen die op kunnen treden ten gevolge van de aanleg van de stabiliteitsbermen zijn oriënterende zettingsberekeningen gemaakt. De zettingen zijn berekend in DSettlement met de formule van Koppejan (gecombineerde formule Terzaghi-Buisman).

9.2. Grondparameters

Ten behoeve van het projectplan Spui West zijn onder andere samendrukkingsproeven uitgevoerd. Op basis van deze proeven zijn de samendrukkingsparameters bepaald van de verschillende grondlagen en opgenomen in de hiervoor opgestelde proevenverzameling. Deze proevenverzameling wordt gehanteerd bij het ontwerp van de dijkverbetering Spui West. De proevenverzameling is opgenomen in bijlage 3.

9.3. Grondwaterstanden

Om in de zettingsberekening de juiste waterspanningen te kunnen berekenen moeten de volgende waarden worden bepaald:

- De hoogteligging van de freatische lijn;
- De stijghoogte in de watervoerende lagen;
- Het verloop van de waterspanningen in de slechtdoorlatende lagen.

De toegepaste waarden voor de grondwaterstanden zijn weergegeven in Tabel 9-1.

Tabel 9-1 Gehanteerde grondwaterstanden in de zettingsberekeningen

Sectie	Metrering [hm]	Dwp	GLW	GHW	GW	Polderpeil	Stijghoogte Pleistoceen binnen m+NAP	Stijghoogte Pleistoceen buiten m+NAP
			m+NAP	m+NAP	m+NAP			
1a	14,82-15,05	14.903	0,34	0,70	0,52	-1,25	-0,3	0,70
1b	15,60-15,80	15.707	0,34	0,70	0,52	-2,00	-0,3	0,70
2a	19,20-19,50	19.292	0,18	0,80	0,49	-3,00	-0,4	0,80
		19.490	0,18	0,80	0,49	-3,00	-0,4	0,80
2b	20,15-20,30	20.179	0,11	0,85	0,48	-3,00	-0,4	0,80
3a1	21,40-22,00	21.461	0,11	0,85	0,48	-2,65	-0,4	0,85
		21.552	0,11	0,85	0,48	-2,65	-0,4	0,85
		21.660	0,11	0,85	0,48	-2,65	-0,4	0,85
		21.878	0,11	0,85	0,48	-2,65	-0,4	0,85
3a2	22,00-22,50	22.150	0,11	0,85	0,48	-2,65	-0,4	0,85
3a3	22,50-22,82	22.795	0,11	0,85	0,48	-2,25	-0,4	0,85
3b	24,10-24,27	24.243	0,02	0,85	0,44	-1,90	-0,4	0,85
3c	24,65-24,85	24.660	0,02	0,90	0,46	-1,90	0,9	0,90
		24.806	0,02	0,90	0,46	-1,90	0,9	0,90
5b	26,35-26,75	26.486	-0,06	0,00	-0,03	-1,55	0,0	0,00

Bij de bepaling van de zettingen gaat het om het schematiseren van de gemiddelde omstandigheden die gemiddeld genomen gedurende de duur van de zettingen (≈ 30 jaar)

aanwezig zijn. Voor de bepaling van de waterstanden en stijghoogten is het daarom van belang om de gemiddelde invloed van het getij te schematiseren. In de zettingsberekening worden daarom de volgende waarden gehanteerd:

- Voor de buitenwaterstand wordt de gemiddelde waterstand gehanteerd (gemiddelde van het gemiddeld hoogwater en gemiddeld laagwater).
- Voor de freatische waterstand ter plaatse van het achterland wordt het polderpeil gehanteerd.
- Voor de stijghoogte in het pleistocene zand wordt de stijghoogte bij gemiddeld hoogwater gehanteerd. Deze waarden zijn bepaald op basis van de uitgevoerde peilbuismetingen.
- Voor de stijghoogte in eventuele tussenzandlagen worden de waarden bij gemiddeld hoogwater gehanteerd. Deze waarden zijn bepaald op basis van de uitgevoerde peilbuismetingen.
- De waterspanning in de slappe lagen volgt uit interpolatie tussen de waterspanning in de watervoerende lagen en het freatisch niveau. Hiervoor is een rechte lijn interpolatie toegepast.
- Het verloop van de freatische lijn wordt als volgt geschematiseerd. De gehanteerde gemiddelde buitenwaterstand verloopt horizontaal vanaf de kruising met het voorland tot de buitenteen van de dijk. Vervolgens verloopt de lijn lineair naar de aanwezige kwelsloot waarin het polderpeil heerst.

9.4. Overige uitgangspunten

- De eindzetting wordt bepaald na een periode van circa 30 jaar (10.000 dagen).
- Het zettingsgedrag van een voorbelaste bodem is anders dan een bodem zonder voorbelasting. Het last-zettingsgedrag van klei en veen toont een knikpunt bij een toenemende belasting. Vanaf dit knikpunt is het zettingsgedrag aanzienlijk slapper. Dit knikpunt komt globaal overeen met de spanning die reeds een keer in de grond is opgetreden en wordt de grensspanning genoemd. In de berekening is de grensspanning berekend door de toepassing van een constante Pre-Overburden Pressure (POP) van 10 kPa. De POP is een constante spanning waarmee de terreinspanning wordt verhoogd om de grensspanning te berekenen.
- In de berekening is de verkeersbelasting niet meegenomen.
- In de berekening is geen rekening gehouden met het optreden van autonome zettingen ten gevolge van inklinking door polderpeilverlaging, voortgaande zettingen door vroegere ophogingen enz.
- Bij de berekening van de bruto ophoging is uitgegaan van het in de tijd op peil houden van de ophoging (in de tijd compenseren van de zettingen= zettingscompensatie).
- Voor de samendrukkingsparameters is uitgegaan van de gemiddelde waarden zoals deze in de proevenverzameling voor Spui West zijn bepaald. Op deze samendrukkingsparameters zijn geen materiaalfactoren toegepast.

9.5. Resultaten zettingsberekeningen

De eindzettingen die optreden na 30 jaar zijn berekend voor de bruikbaarheidsgrenstoestand (BGT). De onnauwkeurigheid in de berekende zetting bedraagt circa 30%. Bij de berekeningen is rekening gehouden met het aanbrengen van een overhoogte om de opgetreden zettingen te compenseren (= zettingscompensatie).

De uitvoer van de berekeningen is opgenomen in bijlage 15. De berekeningsresultaten zijn gepresenteerd in de vorm van:

- een dwarsprofiel waarin de berekende eindzettingen op enkele karakteristieke punten is aangegeven;
- een grafiek waarin de berekende zetting is uitgezet tegen tijd.

In Tabel 9-2 zijn de berekende zettingen samengevat. Hierbij wordt de maximaal berekende eindzetting van het dwarsprofiel gepresenteerd. Deze grootste zetting treedt veelal op ter plaatse van een aangevulde kwelsloot. De oppervlakte van de ophoging per dwarsprofiel is eveneens in de tabel opgenomen. De netto oppervlakte is de oppervlakte van de ophoging exclusief de berekende zettingen. De bruto oppervlakte is de hoeveelheid grond die totaal benodigd is om de ophoging te realiseren inclusief de berekende eindzettingen (= inclusief zettingscompensatie).

Tabel 9-2 Resultaten maximale zetting en hoeveelheden

Sectie	Metrering	DWP	Maximale ophoging (m)		Berekende eindzetting (m)	Opp. ophoging (m ² /m)	
			bruto	netto		bruto	netto
1a	14,82-15,05	14.903 Bi	2,15	1,90	0,25	11,8	10,4
		14.903 Bu	1,55	1,40	0,15	8,9	7,9
2a	19,20-19,50	19.292	2,25	1,80	0,45	15,8	10,6
		19.490	3,70	2,70	1,00	18,0	12,7
2b	20,15-20,30	20.179	1,45	0,9	0,55	7,8	6,2
3a1	21,40-22,00	21.461	6,20	3,70	2,50	46,6	29,9
		21.552	5,50	2,90	2,60	59,5	35,2
		21.660	6,90	3,80	3,10	103,2	52,7
		21.878	3,50	2,60	0,90	16,0	12,3
3a2	22,00-22,50	22.150	4,10	3,00	1,10	28,0	21,8
3a3	22,50-22,82	22.795	4,05	3,15	0,90	19,1	13,8
3b	24,10-24,27	24.243	5,55	3,45	2,10	51,4	33,4
3c	24,65-24,85	24.660	4,85	3,15	1,70	38,0	25,6
		24.806	3,65	3,20	0,45	27,3	24,6
5b	26,35-26,75	26.486	2,90	2,20	0,70	9,2	6,9

De grootste zettingen worden berekend ter plaatse van sectie 3a1. Hier wordt een hoge en brede berm gerealiseerd op een slappe ondergrond van 3 tot 4 m veen. De optredende zettingen bedragen hier maximaal circa 3 m ter plaatse van de aangevulde teensloot. Deze zetting is inclusief zettingscompensatie.

9.6. Conclusie

De grootste zettingen treden op waar de bestaande teensloot wordt opgevuld met zand en vervolgens een berm tot boven het maaiveld wordt aangebracht. Deze berekende zettingen bedragen maximaal circa 3 m bij een netto ophoging van circa 4 m.

Om de (eind)zettingen en het zettingsverloop beter te bepalen wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering de zettingen nauwkeurig te monitoren door middel van zakbaken.

10. ONTWERP DAMWAND SECTIE 3A1

10.1. Inleiding

Ter plaatse van sectie 3a1 staat op enkele locaties bebouwing dicht bij de dijk. Hier is geen ruimte voor een binnenwaartse versterking in grond en wordt een damwand toepast. Daarnaast wordt de dijk ter plaatse van circa hm 21.8 op enkele locaties gekruist door grote transportleidingen. Op deze locaties worden eveneens damwanden toegepast waarbij enkele coupures worden toegepast om de leidingen te kunnen laten passeren.

Voor de maatgevende locatie zijn stabiliteitsberekeningen met DGeo Stability en sterkteberekeningen met DSheet Piling gemaakt om de benodigde lengte en sterkte van de damwand te bepalen. De berekening wordt uitgevoerd voor dwarsprofiel 21.660.

De hier gepresenteerde berekening op basis van het programma DSheet-Piling is een indicatieve berekening op basis van robuuste uitgangspunten. In een vervolgfase dient het damwandontwerp door middel van een analyse met EEM (eindige elementen methode) berekeningen nader beschouwd te worden.

10.2. Uitgangspunten

- De ontwerplevensduur van de damwand bedraagt 100 jaar.
- De damwand wordt gedimensioneerd met D-Sheet Piling. Hierbij wordt de grondweerstand aan de passieve zijde aangepast aan de omstandigheden behorende bij opdrijven. Dit is gedaan door voor de grondlagen in de opdrijfzone de hoek van inwendige wrijving (ϕ) en de horizontale beddingconstanten te halveren.
- De stabiliteit van de waterkering wordt eveneens berekend met een DGeo Stability berekening waarbij de damwand wordt geschematiseerd als een forboden line.
- De damwand wordt gedimensioneerd als een doorlopende constructie in de lengterichting van de dijk.
- De locatie van de damwand wordt gekozen ter plaatse van de binnenteen (overgang binnenteen en rand van weg op de bestaande berm). Hierbij komt de top van de damwand op NAP 0,0 m.
- De voet van de damwand komt op NAP -22,0 m. De damwand staat hierbij circa 5 m in het pleistocene zandpakket. Aangenomen wordt dat de damwand hiermee voldoende verticale draagkracht kan leveren. Een toetsing van de verticale draagkracht is in deze fase niet uitgevoerd.
- Het damwandscherm is een stabiliteitsscherm (type II) waarbij de constructie in combinatie met een grondlichaam de waterkerende functie vervuld.
- De horizontale verplaatsing van de damwand dient kleiner dan 0,10 m te zijn in BGT.
- De damwandplanken worden niet aaneengesloten aangebracht om de mogelijkheid te houden m.b.t. doorvoer van leidingen. Op deze manier wordt bovendien de grondwaterstroming binnen de dijk en achter de dijk zo min mogelijk beïnvloed. Om dit te realiseren wordt het damwandscherm op regelmatige afstanden onderbroken met een open ruimte door een plank over te slaan (steeds 1 opening op 4 planken).
- Er wordt een openingspercentage van 20% toegepast. De belasting op de resterende planken neemt dan toe met een factor $(100/(100-20)) = 1,25$.
- De damwandplanken dienen verbonden te worden door een gording ten behoeve van de spreiding van de belasting.
- Er wordt rekening gehouden met corrosie. Hierbij is uitgegaan van een afname van de dikte van de damwandplank van 2 mm per zijde in 100 jaar. Dit is in rekening gebracht door een reductie van het traagheidsmoment en het weerstandsmoment.

- Als de aangrenzende bebouwing onderkelderd is, mag deze niet worden meegenomen in de berekening en moet er een 'gat' gemodelleerd worden (aannahme dat bebouwing bezweken of verwijderd is).
- D-Sheet-Piling kan alleen rechte freatische lijnen modelleren, hetgeen betekent dat bij een damwand in de binnenteen geen representatieve freatische lijn bij de ontwerpwaterstand kan worden gemodelleerd. Voor de freatische lijn in de dijk aan de actieve zijde van de damwand is daarom een niveau van NAP +1,0 m gehanteerd. Dit is een gemiddelde waarde tussen de freatische lijn in de dijk (NAP +2,0 m) en de bovenzijde van de damwand (NAP +0,0 m).
- Voor de kruinhoogte van het dijklichaam wordt de hoogte over 100 jaar aangehouden. Deze kruinhoogte bedraagt 0,20 m lager dan de huidige kruinhoogte in verband met de autonome bodemdaling.
- Voor het polderpeil wordt een niveau van NAP -2,85 m gehanteerd. Dit peil is 0,20 m lager dan het huidige polderpeil om de gevolgen van de autonome bodemdaling over een periode van 100 jaar in rekening te brengen.
- Er wordt uitgegaan van een verankerde damwand.
- Conform het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies is uitgegaan van een ongedraineerde bovenbelasting van $13,3 \text{ kN/m}^2$ over een breedte van 2,5 m;
- De damwandberekeningen zijn uitgevoerd met materiaalfactoren conform Eurocode veiligheidsklasse RC3.

Richtlijnen

Voor het ontwerp van de constructieve schermen worden de volgende richtlijnen gehanteerd:

- CUR 166 Damwandconstructies, Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving, oktober 2005
- NEN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies, december 2011
- Leidraad Kunstwerken, TAW, mei 2003

Geometrie

Voor het ontwerp van de damwand is het dwarsprofiel bij hm 21.660 als maatgevend genomen. Hier staat de bebouwing het dichtst bij de dijk. Onderaan de dijk ligt een berm met daarop een weg. De locatie van de damwand is aangenomen aan de rand van deze berm aan de zijde van de dijk, ter plaatse van de binnenteen van de dijk.

Bodemopbouw

De maatgevende bodemopbouw voor de damwandberekeningen is geschematiseerd op basis van het grondonderzoek bij hm 21.660. De bodemopbouw is gegeven in tabel 10-1.

Tabel 10-1 Maatgevende bodemopbouw voor de damwandberekening

Diepte bovenkant laag [m t.o.v. NAP]	Bodembeschrijving
0,0	Klei, dijkmateriaal
-2,0	Klei, zwak siltig
-2,9	Klei, sterk siltig
-3,9	Veen
-8,0	Klei, zwak siltig
-9,5	Zand, holocene
-10,5	Klei, sterk siltig
-17,0	Zand, pleistoceen

Grondparameters

De volumegewichten en sterkteparameters zijn afgeleid uit de proevenverzameling van Spui West, die door Fugro is opgesteld. Hierbij zijn de parameters voor de binnentoegebruik voor de damwandberekeningen. De stijfheidsparameters in tabel 10-2 zijn afgeleid uit CUR Publicatie 166.

Tabel 10-2 Representatieve waarden stijfheidsparameters

Grondlaag	horizontale beddingconstante [kN/m^3]					
	lage waarden			hoge waarden		
	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$	$k_{h,1}$	$k_{h,2}$	$k_{h,3}$
Klei, dijkmateriaal	4000	2000	800	9000	4500	1800
Klei, zwak siltig	2000	800	500	4500	1800	1125
Klei, sterk siltig	6000	4000	2000	13500	9000	4500
Zand, holocene	12000	6000	3000	27000	13500	6750
Klei, humeus	2000	800	500	4500	1800	1125
Veen	1000	500	250	2250	1125	650
Zand pleistoceen	40000	20000	10000	90000	45000	22500

Opmerkingen:

- Voor een berekening conform CUR Publicatie 166 kan een multi-lineaire veer karakteristiek worden gehanteerd, bestaande uit 3 tussentakken aangeduid met $k_{h,1}$ t/m $k_{h,3}$, waarin:
 $k_{h,1}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 1
 $k_{h,2}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 2
 $k_{h,3}$ = lage- of hoge waarde voor de horizontale beddingconstante van tak 3

10.3. Berekeningen

Voor de berekeningen is uitgegaan van een damwandprofiel AZ 26-700 met een lengte van 22 m. Hierbij komt de top van de damwand op NAP 0,0 m en de voet op NAP -22,0 m. De eigenschappen voor de damwand zonder en met corrosie zijn gegeven in tabel 10-3.

Tabel 10-3 Eigenschappen damwandprofiel AZ 26-700

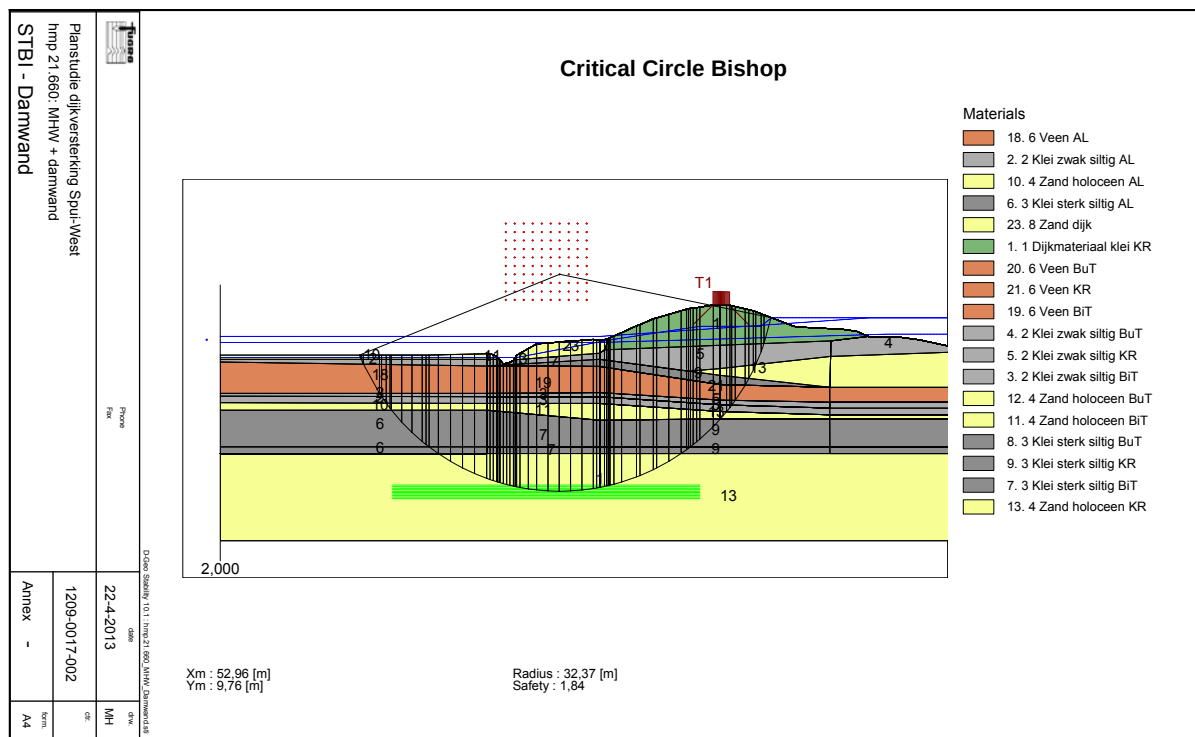
Damwandprofiel		AZ 26-700 zonder corrosie	AZ 26-700 met corrosie (2 mm per zijde / 100 jr)
Eigenschappen			
Lengte		22 m	-
Inbeddingsdiepte		NAP -22,0 m	-
Traagheidsmoment	I	59720 cm ⁴ /m	41207 cm ⁴ /m
Weerstandsmoment	W	2600 cm ³ /m	1794 cm ³ /m
Staaldoorsnede	A	187,2 cm ² /m	129 cm ² /m
Buigstijfheid	EI	1,25·10 ⁵ kNm ² /m	0,87·10 ⁵ kNm ² /m
Rekstijfheid	EA	3,93·10 ⁶ kN/m	2,71·10 ⁶ kN/m
Gewicht	w	1,44 kN/m/m	-
Momentcapaciteit ¹⁾	M _{max}	702 kNm/m	484 kNm/m

¹⁾ Voor de momentcapaciteit is uitgegaan van staalkwaliteit S270 met een vloeispanning van 270 N/mm²

In de berekeningen is uitgegaan van een verankerde damwand. Voor de ankers is uitgegaan van stalen ankers met een diameter van 52 mm en een rekstijfheid van $EA = 3,53 \cdot 10^5$ kN/m. De ankers met een lengte van 30 m zijn onder een hoek van 45° geplaatst en grijpen aan bij de damwand op een niveau van NAP -0,50 m.

Stabiliteit van de dijk

Met DGeo Stability is de stabiliteit van de dijk met de damwand berekend voor de situatie bij ontwerpwaterstand. Hierbij is uitgegaan van de damwand met een lengte van 22,0 m ter plaatse van de binnenteen. Uit de berekening volgt dat de stabiliteit van de dijk voldoet met een stabiliteitsfactor van $F.S. = 1,84$.



Figuur 10-1 Maatgevende glijcirkel met damwand

10.4. Conclusie

Voor de maatgevende situatie is een damwand met een lengte van 22,0 m stabiel. Een profiel AZ 26-700 voldoet aan de sterkte-eisen bij een maximaal optredend moment van 463 kNm. Hierbij is uitgegaan van staalkwaliteit S270 en is rekening gehouden met corrosie. De maximale uitbuiging bedraagt circa 4 cm, waarmee voldaan wordt aan de uitbuigingseis.

De verankering is nog niet gedimensioneerd. Verder zorgt de verankering voor een verticale normaalkracht in de damwand. Daarom dient de draagkracht van de damwand gecontroleerd te worden. Hierbij dient ook rekening gehouden te worden met negatieve kleef ten gevolge van zakkende grond langs de damwand. Deze aspecten dienen in het detailontwerp verder uitgewerkt te worden.

De hier gepresenteerde berekening op basis van het programma DSheet-Piling is een indicatieve berekening op basis van robuuste uitgangspunten. In een vervolgfase dient het damwandontwerp door middel van een analyse met EEM (eindige elementen methode) berekeningen nader beschouwd te worden.

Ter plaatse van circa hm 21.46 en hm 21.8 wordt de dijk op enkele locaties gekruist door grote transportleidingen. Op deze locaties zijn eveneens damwanden voorzien waarbij enkele coupures worden toegepast om de leidingen te kunnen laten passeren. Om de grote horizontale krachten van een coupure te kunnen opnemen zijn buispalen nodig. Ook deze damwanden/buispalen dienen in een vervolgfase nader uitgewerkt te worden waarbij tevens rekening moet worden gehouden met 3D effecten als gevolg van de toepassing van coupures.

11. UITVOERINGSASPECTEN

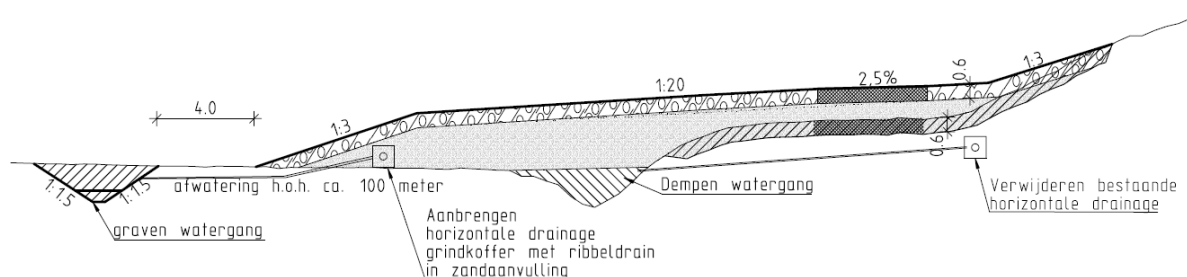
11.1. Algemeen

De uitvoering van de dijkversterking langs het Spui gaat gepaard met uitvoeringsrisico's. Door de beperkte ruimte is op voor sectie 3a1 (gedeeltelijk) gekozen voor een constructieve oplossing, zodat de aanwezige bebouwing gespaard kan worden. Echter de installatie van dergelijke oplossingen kan met trillingen en hinder gepaard gaan. Per bebouwing dient vooraf te worden beschouwd welke dynamische belasting het kan hebben. De risico's dienen te worden ingeschat en beheerst. Daarnaast zal de uitvoering ook consequenties hebben voor de bereikbaarheid, omdat de waterkering veelal de ontsluitingsweg is.

11.2. Opbouw stabiliteitsberm

Voordat de nieuwe stabiliteitsberm wordt aangelegd dient de huidige toplaag op de berm en de dijk bestaande uit gras verwijderd te worden. Hierbij dient ook de bestaande horizontale drainage verwijderd te worden. Voor het dempen van de teensloot met gebiedseigen grond dient het slib uit de sloot verwijderd te worden.

De stabiliteitsberm bestaat uit een zandlichaam afgedekt met een 0,6 m dikke kleilaag (categorie 3). Bij de aansluiting van de berm op de bestaande dijk dienen inkassingen te worden aangebracht om te voorkomen dat hier een voorkeurs glijvlak kan ontstaan. De berm wordt voorzien van horizontale drainage. Een principe doorsnede van de berm is opgenomen in Figuur 11-1.



Figuur 11-1 Principe doorsnede stabiliteitsberm

11.3. Zettingsvloeiing

De invloed van de versterkingswerkzaamheden op de oevers dient beschouwd te worden. Met name zware dynamische belastingen kunnen een risico vormen voor de oevers. Volgens de plannen dient in 2014 de oever op een aantal trajecten te zijn versterkt door het aanbrengen van een bestorting, om zettingsvloeiing (door erosie van het Spui) te voorkomen. Mogelijk is op deze trajecten het risico minder groot, omdat de bestorting als "ballast" fungeert, maar het ontwerp dient te worden geverifieerd. Dit betreft een controle of het ontwerp ook bestand is tegen zware dynamische belastingen.

11.4. Globale indicatie invloed zettingen op omliggende bebouwing en leidingen

Door het aanbrengen van grondophogingen ter verbetering van de binnenwaartse macrostabiliteit treden zettingen op in de aanwezige samendrukbare klei- en veenlagen. Daarnaast treden horizontale gronddeformaties en spanningsverhogingen op die door zettingen worden geïnitieerd. Hierdoor kan schade aan de fundering van de omliggende bebouwing en leidingen optreden.

De omvang van de optredende horizontale gronddeformatie is volgens de analytische 2D methode van “De Leeuw” afhankelijk van de omvang van de zettingen, de laagdikte van de samendrukbare lagen en de afstand tot de grondophoging. De optredende horizontale gronddeformatie wordt hierbij uitgedrukt in een percentage van de optredende eindzetting. Voor achtergronden van deze methode wordt verwezen naar CUR 162 “Construeren met grond”.

Ter plaatse van de secties 2a, 2b, 3a1, 3a3 en 3c is bebouwing en/of zijn leidingen aanwezig in de nabijheid van de aan te brengen bermen. In Tabel 11-1 zijn de waarden opgenomen die benodigd zijn om de optredende horizontale gronddeformaties te bepalen. Uitgangspunt hierbij is dat een maximale horizontale gronddeformatie van circa 5 cm toelaatbaar is. Wanneer grotere deformaties optreden, is een nadere beschouwing van mogelijke schade aan de fundering noodzakelijk.

Tabel 11-1 Bepaling horizontale gronddeformatie t.p.v. bebouwing als gevolg van aanbrengen bermen

Sectie	Hm	Bebouwing/ leiding	Afstand tot ophoging ¹ [m]	Dikte slappe laag [m]	Eindzetting (U_{vert}) ² [m]	$U_{hor}/$ U_{vert} ³ [%]	U_{hor} [m]
2a	19.420	Schuddebeursdijk 19a	50	8,0	0,8	0	0,00
2b	20.306	Schuddebeursdijk 21	20	8,0	0,3	9	0,03
3a1	21.810	PPS Pipelines buisleiding (diepte NAP -3,0)	12	6,0	0,4	12	0,05
3a3	22.472	Aaldijk 2	40	6,5	0,8	1	0,01
	22.820	Aaldijk 1a	18	6,5	0,8	8	0,06
3c	24.660	Evides leiding	20	5,8	0,7	5	0,04
	24.900	Aaldijk 3	45	4,0	0,3	0	0,00

¹ Afstand van bebouwing/leiding tot teen van berm.

² Gemiddelde eindzetting ter plaatse van de berm.

³ Verhouding horizontale en verticale grondverplaatsing conform methode de Leeuw (geen rekstijve bovenlaag).

U_{vert} = De berekende eindzetting a.g.v. het aanbrengen van de berm

U_{hor} = De optredende horizontale gronddeformatie als gevolg van de zetting

Geconcludeerd kan worden dat alleen voor het pand Aaldijk 1a horizontale grondverplaatsingen groter dan 5 cm worden verwacht. Aangeraden om een aanvullende beschouwing uit te voeren met betrekking tot mogelijke schade aan de fundering als gevolg van de optredende horizontale gronddeformaties. Ter plaatse van de overige panden zijn de optredende horizontale gronddeformaties afwezig of gering.

De berekende horizontale gronddeformatie ter plaatse van de PPS Pipelines buisleiding op sectie 3a1 bedraagt circa 5 cm. De methode de Leeuw gaat echter uit van een oneindig brede ophoging. In dit geval wordt echter een berm met een beperkte breedte van circa 10 m aangebracht. De optredende horizontale verplaatsing op een afstand van 12 m zal daarom circa 50% minder zijn en circa 2 tot 3 cm bedragen. De horizontale gronddeformatie ter plaatse van de Evides leiding bedraagt circa 4 cm. Aangeraden om een aanvullende beschouwing uit te voeren met betrekking tot mogelijke schade aan de leidingen als gevolg

van de optredende horizontale gronddeformaties. In overleg met de beheerders van deze leidingen moet worden vastgesteld welke horizontale verplaatsing toelaatbaar is en of mitigerende maatregelen noodzakelijk zijn.

Ter plaatse van Hm 21.835 kruist de Total raffinaderij buisleiding de waterkering. Deze leiding is echter aangebracht op een grote diepte van NAP -20 m (t.p.v. bestaande teensloot) tot -15 m (op een afstand van 30 m achter de bestaande teensloot) en ligt hiermee in niet zettingsgevoelige lagen. Het aanbrengen van de berm heeft daarom geen negatieve invloed op deze leiding.

Geadviseerd wordt om voorafgaand aan de uitvoering voor elk pand een bouwkundige nulopname van de omliggende bebouwing uit te voeren.

11.5. Monitoring zettingsverloop

Door het aanbrengen van bermen op de aanwezige samendrukbare lagen treden zettingen op. Om aan het eind van de planperiode de ontwerphoogte van de berm te bereiken, dient extra grond te worden aangebracht (= zettingscompensatie). De berekende zettingen variëren ter plaatse van de aan te leggen bermen tussen 0,15 m en 3,10 m.

Om de (eind)zettingen en het zettingsverloop beter te bepalen wordt aanbevolen om tijdens de uitvoering de zettingen nauwkeurig te monitoren door middel van zakbaken. Op basis van de verkregen meetresultaten kan vervolgens een nieuwe zettingsberekening worden opgesteld en de op te brengen hoeveelheid grond worden aangepast. Op deze manier kan de onzekerheid met betrekking tot de optredende restzetting worden verkleind.

11.6. Stabiliteit tijdens uitvoering

Door het aanbrengen van bermen wordt wateroverspanning in de samendrukbare klei- en veenlagen geïnitieerd. Deze wateroverspanning leidt tot een afname van de korrelspanning en sterkte van de ondergrond. Dit leidt tot een tijdelijke afname van de stabiliteit van de waterkering. Om dit te voorkomen, dienen de ophogingen in enkele ophoogslagen aangebracht te worden. Hierbij dienen de waterspanningen in de samendrukbare lagen gemeten te worden. Op deze manier kan de uitvoeringsstabiliteit worden gemonitord en het uitvoeringsschema worden bijgestuurd.

Om na te gaan in hoeveel slagen de berm kan worden aangebracht is een beknopte stabiliteitsanalyse uitgevoerd van de uitvoeringsstabiliteit.

De schadefactor voor glijvlakken die het waterkerend vermogen van de dijk aantasten dient een waarde van minimaal 1,0 te worden gehanteerd. Voor glijvlakken die het waterkerend vermogen niet aantasten, dient een schadefactor van minimaal 0,9 toegepast te worden conform het Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies.

De uitvoeringsstabiliteit is bepaald voor de volgende twee representatieve dwarsprofielen:

- Dwp 19.292 (sectie 2a); dit dwarsprofiel is representatief voor de secties waar de bestaande berm wordt verlengd en niet wordt verhoogd (secties 2a, 2b en 5b);
- Dwp 24.243 (sectie 3b); dit dwarsprofiel is representatief voor de secties waar de bestaande berm wordt verhoogd en verlengd (secties 3a3, 3b en 3c).

De stabiliteitsfactoren zijn bepaald bij een gemiddeld hoge buitenwaterstand. Tevens is voor de cohesieve lagen een consolidatiepercentage van 20% aangehouden. De berekeningen zijn opgenomen in bijlage 12.

Wanneer een hoge berm wordt aangebracht zal de optredende glijcirkel aan het einde van de berm nabij de teensloot maatgevend zijn. Omdat deze glijcirkel het waterkerend vermogen van de dijk niet aantast, wordt hier een schadefactor van 0,9 gehanteerd. In Tabel 11-2 zijn de berekeningsresultaten opgenomen.

Tabel 11-2 Resultaten uitvoeringsstabiliteit (bij 20% consolidatie)

Sectie	Hm	Stabiliteit bij 1 ophoogslag		Stabiliteit bij 1 ophoogslag (berm nabij teensloot)	
		vereist	berekend	vereist	berekend
2a	19.292	$1,16 \times 1,0 = 1,16$	1,40	$1,16 \times 0,9 = 1,05$	1,15
3b	24.243	$1,10 \times 1,0 = 1,10$	1,58	$1,10 \times 0,9 = 0,99$	0,95 1,00 (40% consolidatie)

De berekende stabiliteitsfactor voldoet niet aan de vereiste stabiliteitsfactor voor sectie 3b ter plaatse van het einde van de berm nabij de teensloot. Wanneer een consolidatie van 40% wordt gehanteerd voldoet de stabiliteitsfactor wel. Uit de D-Settlement berekening volgt dat 40% consolidatie optreedt na een wachtperiode van circa 30 dagen.

De overige stabiliteitsfactoren voldoen wel bij een consolidatiepercentage van 20%.

Geconcludeerd kan worden dat de ophogingen voor de secties 2a, 2b, 3a2 en 5b in 1 keer kunnen worden aangebracht. Voor de secties 3a3, 3b en 3c is voor het aanbrengen van de berm nabij de teensloot een wachtperiode van circa 30 dagen noodzakelijk.

11.7. Inbrengen damwanden

Ter plaatse van sectie 3a1 wordt een damwand AZ26-700 toegepast in de nabijheid van bestaande bebouwing. Wanneer de bebouwing op meer dan 20 m van de in te brengen damwand staat, zullen de in de grond opgewekte bewegingen bij het installeren van de damwand nauwelijks meer invloed hebben op bestaande bebouwing of constructies. Zettingen veroorzaakt door verdichting van trillingsgevoelige lagen worden op deze locatie niet verwacht door de afwezigheid van zandlagen.

Op basis van de aangetroffen grondopbouw ter plaatse van sectie 3a1 wordt geen zwaar trilwerk verwacht. Vanaf het inbrengniveau van NAP 0,0 m tot een diepte van circa NAP - 17,0 m bestaat de ondergrond uit samendrukbare lagen met een conusweerstand tot maximaal 5 MPa. Hieronder wordt het pleistocene zand aangetroffen met een conusweerstand van circa 15 tot 20 MPa. In deze laag dient de damwand 5 m te worden ingebracht tot een niveau van NAP -22 m. Aangeraden wordt om de damwanden in te brengen met een hoogfrequent trilblok. Voor wat betreft het schadevrij installeren van de damwand zelf worden geen problemen verwacht.

Om eventuele trillingsschade te voorkomen wordt aangeraden de damwanden tot 20 m van de bebouwing trillend in te brengen en binnen 20 m drukkend aan te brengen.

- Het gemaal "De volharding" (hm 21.4) ligt op minder dan 5 m afstand van de aan te brengen damwand. Hier dient de damwand drukkend te worden aangebracht.

- De afstand van de aan te brengen damwand tot de fundering van de hoogspanningsmast (hm 21.44) en het pand Aaldijk 11 bedraagt circa 28 m zodat hier de damwand trillend kan worden ingebracht.
- De afstand van de aan te brengen damwand tot de panden Aaldijk 11a en Aaldijk 13 bedraagt circa 14 m. Gezien de relatief slappe grondopbouw en de relatief grote afstand van de panden tot de damwand is het zeer waarschijnlijk dat de damwand ter plaatse van de bebouwing geheel trillend kan worden ingebracht. Een definitief oordeel hierover kan echter pas worden gegeven indien de funderingswijze van de bebouwing bekend is en de staat waarin de bebouwing verkeerd. Een nadere trillingsanalyse wordt aangeraden in een vervolgfase.

Ter plaatse van circa hm 21.46 en hm 21.8 wordt de dijk op enkele locaties gekruist door grote transportleidingen. Op deze locaties zijn eveneens damwanden voorzien waarbij enkele coupures worden toegepast om de leidingen te kunnen laten passeren. Om de grote horizontale krachten van een coupure te kunnen opnemen zijn buispalen nodig. Geadviseerd wordt om de buispalen nabij de transportleidingen door middel van boren, trillingsvrij te installeren om het risico op trillingsschade te minimaliseren. Ook voor de damwanden wordt hier geadviseerd om binnen een zone van 20 m deze trillingsvrij aan te brengen door middel van drukken.

Tijdens het installeren van de damwandplanken en buispalen dient de omliggende bebouwing/leidingen te worden gemonitord op zetting en trillingen.

12. ONTWERP DIJKVERBETERING

12.1. Afgekeurde secties

De aanleiding voor de dijkversterking is de beoordeling “onvoldoende veilig tegen overstromen” in de voorgaande toetsronde voor primaire waterkeringen (Veiligheidstoetsing primaire waterkering rond Voorne-Putten, Waterschap De Brielse Dijkkring, 2003). Dit oordeel is gebaseerd op berekeningen van de huidige hoogte en sterkte van de dijk (rapportages Veiligheidsbeoordeling Brielse dijkkring, Geodelft, 1996-2001).

12.2. Ontwerp dijkverbetering

In Tabel 12-1 is per sectie aangegeven op welk faalmechanisme deze is afgekeurd. Daarnaast is het ontwerp van de dijkverbetering aangegeven. Voor het ontwerp van de dijkverbetering wordt uitgegaan van een levensduur van 50 jaar. De toetsing gaat uit van een periode van 5 jaar. Het komt daarom voor dat wanneer een sectie is afgekeurd voor één faalmechanisme deze versterkt moet worden voor meerdere faalmechanismen.

Tabel 12-1 Overzicht faalmechanisme voor afkeuring en ontwerp dijkverbetering per sectie

Sectie	Metreering	Afgekeurd op	Ontwerp dijkverbetering
1a	14,82-15,05	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm en verflauwen buitentalud (stabiliteit)
1b	15,60-15,80	Piping	n.v.t.
2a	19,20-19,50	Macrostabieliteit binnenwaarts en piping	Binnenberm (stabiliteit en piping)
2b	20,15-20,30	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm (stabiliteit)
3a1	21,40-22,00	Macrostabieliteit binnenwaarts	Damwand in binnenteen
3a2	22,00-22,50	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm (piping)
3a3	22,50-22,82	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm (stabiliteit) Vervangen bekleding buitentalud
3b	24,10-24,27	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm (stabiliteit)
3c	24,65-24,85	Piping	Binnenberm (stabiliteit en piping)
4	24,97-25,71	Zettingsvloeiing ¹	n.v.t.
5a	26,00-26,15	Macrostabieliteit binnenwaarts	n.v.t.
5b	26,35-26,75	Macrostabieliteit binnenwaarts	Binnenberm (stabiliteit)
6a	26,75-27,45	Macrostabieliteit binnenwaarts	n.v.t.
6b	27,45-27,60	Macrostabieliteit binnenwaarts	n.v.t.

¹ Zettingsvloeiing valt buiten de scope van dit project

De afmetingen van de bermen zijn opgenomen in Tabel 4-5 en Tabel 4-6 en de figuren in bijlage 12.

Voor sectie 1a is een kleine binnenberm noodzakelijk om aan de stabiliteitseis te voldoen. Daarnaast is vanwege een relatief steil buitentalud een kleine taludverflauwing van het buitentalud benodigd.

Op basis van een aanvullende piping analyse kan sectie 1b worden goedgekeurd. De binnenwaartse stabiliteit voldoet in de huidige situatie. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt doordat de deklaag bestaande uit klei op deze locatie dun is.

Ter plaatse van sectie 3a1 komt op diverse locatie bebouwing voor. Daarnaast kruisen op diverse locaties kabels en leidingen de waterkering. Het toepassen van een brede stabiliteitsberm is hier moeilijk in te passen. Op basis van een uitgebreide beschouwing is besloten om ter plaatse van deze sectie een damwand in de binnenteen toe te passen in plaats van een brede berm. Deze beschouwing is opgenomen in de notitie "Dijkversterking Spui West, sectie 3a1; afweging doorgetrokken damwand/toepassen berm", Kenmerk N015-4640375JFG-irb-V01-NL, 29 april 2013.

Sectie 3a2 voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis. Dit is grotendeels het gevolg van de aanwezigheid van een relatief brede binnenberm op een groot gedeelte van deze sectie. Daarnaast ontbreekt een dikke, slappe veenlaag ter plaatse van de binnenberm en achterland op deze sectie. Op een gedeelte van deze sectie is de aanwezige kwelweglengte echter onvoldoende. Als gevolg hiervan is een pipingberm noodzakelijk.

Sectie 4 voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis. Dit is voornamelijk het gevolg van het ontbreken van een kwelsloot in deze sectie. Daarnaast is het maaiveldniveau van het achterland relatief hoog (circa NAP -0,2 à +1,0 m).

Secties 5a en 6a voldoen in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis. Voor deze secties blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket onafhankelijk is van het optreden van hoogwater maar afhankelijk is van het optreden van extreme neerslag. Door de afwezigheid van een dikke veenlaag voldoen deze secties voor het faalmechanisme macrostabiliteit binnenwaarts.

Ook voor sectie 5b blijkt dat de stijghoogte in het watervoerende pakket onafhankelijk is van het optreden van hoogwater maar afhankelijk is van het optreden van extreme neerslag. Ter plaatse van deze sectie is een relatief dikke veenlaag aangetroffen ter plaatse van de binnenberm. Om te voldoen aan de vereiste stabiliteitseis is een verplaatsing van de teensloot over een afstand van circa 5 m noodzakelijk.

Sectie 6b voldoet in de huidige situatie aan de vereiste stabiliteitseis. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt doordat de aan te houden stijghoogte in het watervoerende zandpakket hier beperkt blijft tot NAP -0,9 m. Bovendien ontbreekt een kwelsloot in deze sectie en is het maaiveldniveau van het achterland relatief hoog (circa NAP +0,0 m).

Voor de overige dijksecties (2, 3b en 3c) is het aanbrengen van stabiliteitsbermen noodzakelijk om aan de vereiste stabiliteitsfactoren te kunnen voldoen. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door de aanwezigheid van een veenlaag met een dikte van circa 2 à 5 m ter plaatse van de binnenteen en het achterland. Daarnaast treedt als gevolg van het optreden van een relatief hoge stijghoogte in het watervoerende pakket het mechanisme opdrijven op. Dit zorgt voor hoge waterspanningen in de weerstandbiedende lagen.

Op basis van de uitgevoerde toetsing in 2003 is geconcludeerd dat de secties 1a, 2, 3a, 3b, 5 en 6 niet voldeden aan de gestelde eisen voor macrostabiliteit binnenwaarts. De berekeningen voor de toetsing zijn destijds uitgevoerd met een proevenverzameling gebaseerd op celproeven.

Op basis van de in dit rapport gepresenteerde berekeningen wordt geconcludeerd dat secties 5a en 6 alsnog voldoen. Dit is voornamelijk het gevolg van het opstellen van een nieuwe proevenverzameling voor dit gebied. Deze proevenverzameling is gebaseerd op nieuwe triaxiaalproeven die ter plaatse van de te versterken secties zijn uitgevoerd. Deze proevenverzameling geeft voor klei betere sterkte eigenschappen dan de gehanteerde proevenverzameling van celproeven die in de toetsing is toegepast. Voor veen worden daarentegen voor de proevenverzameling gebaseerd op triaxiaalproeven slechtere sterkte eigenschappen gevonden dan de proevenverzameling gebaseerd op celproeven. Voor secties waar voornamelijk kleilagen worden aangetroffen leidt dit tot een kleine versterking (secties 1a, 2, 3a3 en 5b) of zelfs tot het uitblijven van een aanpassing (secties 5a en 6). Voor de secties waar relatief dikke veenlagen worden aangetroffen is een grotere versterking noodzakelijk (secties 3a1, 3b en 3c).

13. LITERATUUR

Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied (TROB), Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW), juli 2007

Addendum Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (aTRWG), Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW), juli 2007

Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), juni 2001

Technisch Rapport Waterspanningen bij dijken (TRWD), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), september 2004

Technisch Rapport Zandmeevoerende wellen (TRZW), Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), maart 1999

Technisch Rapport Actuele sterkte van dijken (TRAS), Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW), 27 maart 2009

Addendum I bij de Leidraad Rivieren t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken, Expertise Netwerk Waterkeringen (ENW), 2009

Leidraad Kunstwerken, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), mei 2003

CUR-publicatie 166 (4e druk), "Damwandconstructies", oktober 2005

CUR 162, "Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond", tweede druk, 1993

NEN 9997-1 Geotechnisch ontwerp van constructies, december 2011