



Elektronicaweg 2, 2628 XG Delft, Postbus 5094, 2600 GB Delft
T +31 15 750 16 00 W rps.nl

**ONDERBOUWING SCHETSONTWERP
VOORLAND DELFLANDEDIJK
SPUIHAVEN TE SCHIEDAM**

Definitief

Opdrachtgever:
contactpersoon
adres:

Hoogheemraadschap van Delfland
De heer ir. J. Tigchelaar
Postbus 3061
2601 DB Delft

RPS advies- en ingenieursbureau bv

projectnummer:
auteur:
projectleider:
datum:
kenmerk:
aantal pagina's:

NC13040321
ir. R. de Jong
ir. dr. B. Bosch-Stalenberg
15 november 2013
R13.047D
33 (exclusief bijlagen)

paraaf voor akkoord:

ir. R. de Jong
adviseur waterbouw

ir. R.P. van Oosten
projectleider

INHOUDSOPGAVE

1.	INLEIDING	4
1.1.	Achtergrond	4
1.2.	Doelstelling	5
1.3.	Leeswijzer	5
2.	ONTWERPRANDVOORWAARDEN EN -UITGANGSPUNTEN.....	6
2.1.	Planperiode.....	6
2.2.	Geometrie	6
2.3.	Bodemopbouw en geotechnische parameters	7
2.4.	Hydraulische randvoorwaarden	8
2.5.	Geohydrologische uitgangspunten	10
2.6.	Stabiliteitsfactor.....	11
3.	ONTWERPBEREKENINGEN.....	13
3.1.	Inleiding.....	13
3.2.	Aanbrengen damwandscherm.....	13
3.3.	Aanpassen dijkprofiel (steunberm)	15
3.4.	Conclusies	16
4.	OPTIMALISATIE VAN DE BASISSCHEMATISATIE	18
4.1.	Actualiseren geometrie	18
4.2.	Alternatieve sterkteparameters.....	18
4.3.	Herbeoordeling grondonderzoek en bodemopbouw	21
4.4.	Conclusie	22
5.	GEVOELIGHEIDSANALYSE SCHETSONTWERPEN	24
5.1.	Inleiding.....	24
5.2.	Gevoeligheid van de waterkering voor zwaardere ontwerpbelastingen	24
5.3.	Effect van het ontwerp op de overige toetsporen	26
5.4.	Effect VNK2 uitkomsten.....	27
5.5.	Conclusie	27
6.	MULTICRITERIA-ANALYSE (MCA)	29
6.1.	Inleiding.....	29
6.2.	Criteria	29
6.3.	Effectentabel	31
6.4.	Conclusie en aanbevelingen.....	33
7.	REFERENTIES	34

BIJLAGEN:

- Bijlage 1 Grondonderzoek en geohydraulische analyse (Plaxflow)
- Bijlage 2 Golfcondities op basis van Brettschneider
- Bijlage 3 Stabiliteitsberekningen (D-GeoStability)
- Bijlage 4 Sterkteberekening damwand (D-Sheetpiling)
- Bijlage 5 Herbeoordeling grondonderzoek
- Bijlage 6 SSK-raming
- Bijlage 7 Uitvoeringsbeschrijving
- Bijlage 8 Risico-analyse
- Bijlage 9 Tekeningen
- Bijlage 10 Brief aan Directeur Generaal (Ruimte en) Water
- Bijlage 11 Praatprenten
- Bijlage 12 Hydraulische Randvoorwaarden

1. INLEIDING

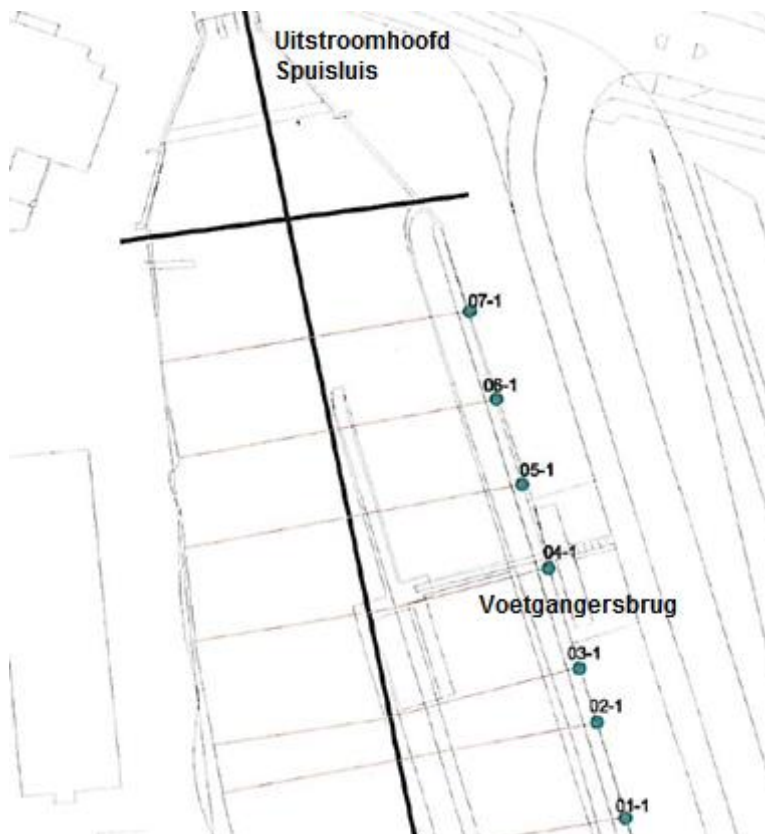
1.1. Achtergrond

Uit de resultaten van de tweede landelijke toetsronde voor de primaire waterkeringen volgt dat de Delflandsedijk langs twee trajecten niet voldoet aan de wettelijk voorgeschreven eisen. Naar aanleiding van dit toetsresultaat heeft het Hoogheemraadschap van Delfland (Delfland) voorbereidingen in gang gezet om de waterkering op de betreffende trajecten te versterken. Onderdeel van deze voorbereidingen is het opstellen van een drietal schetsontwerpen per dijktraject. In dit rapport vindt de uitwerking van deze schetsontwerpen plaats voor het dijktraject langs de Spuihaven te Schiedam.

Uit het geavanceerd onderzoek naar het faalmechanisme afschuiving van het voorland van de Delflandsedijk te Schiedam [lit 1] volgt dat de stabiliteit van het voorland (buitentalud) aan de noordzijde van de Spuihaven afneemt tot onder het vereiste veiligheidsniveau (zie tabel 1.1). Het betreft een traject over een lengte van circa 50 m ter plaatse van S001. In figuur 1.1 zijn de locaties van de profielen afgebeeld in het bovenaanzicht van de Spuihaven. De veiligheidsopgave concentreert zich aan de noordzijde van de Spuihaven, waar de waterbodem dichterbij het dijklichaam ligt. In combinatie met een 'peil na val' leidt dit tot de score 'onvoldoende'.

Tabel 1.1 Resultaat stabiliteitsanalyse toetsing Spuihaven - bron [lit. 1]

Profiel	Stabiliteitsfactor	Voldoet aan eis (SF > 1,13)
07-1	0,95	Onvoldoende
05-1	1,08	Onvoldoende
04-1	1,17	Voldoende
01-1	1,28	Voldoende



Figuur 1.1 Bovenaanzicht Spuihaven met nummering dwarsprofielen, bron [lit. 1]

In dit rapport worden twee verbetervoorstellen (schetsontwerpen) uitgewerkt, waarmee de buitenwaartse stabiliteit kan worden gewaarborgd. De schetsontwerpen zijn gebaseerd op het toetsprofiel ter plaatse van 07-1 (zie figuur 1.1). Vanuit de toetsing [lit. 1] blijkt dit profiel ten aanzien van het faalmechanisme stabiliteit buitenwaarts (STBU) maatgevend (zie tabel 1.1).

1.2. Doelstelling

In het rapport 'Hydraulische randvoorwaarden t.b.v. schetsontwerp vooroever Spuihaven' [lit. 2], zijn de maatgevende hydraulische belastingen vastgesteld voor het ontwerp van de dijkverbetering. Voor de schetsontwerpen worden in principe twee planperiodes in beschouwing genomen; tot het jaar 2050 en tot het jaar 2100. Dit rapport heeft als doel om, op basis van de in [lit. 2] vastgestelde hydraulische randvoorwaarden, twee ontwerpvoorstellen (alternatieven) uit te werken. Daarbij zijn de volgende alternatieven in beschouwing genomen:

- Het verbeteren van de stabiliteit van het voorland door het aanbrengen van een stabiliteitsscherm in de vorm van een (stalen) damwand.
- Het verbeteren van de stabiliteit van het voorland (buitentalud) door de geometrie van het dijklichaam aan te passen middels het realiseren van een stortstenen steunberm en eventueel het verflauwen van het buitentalud.

Voor beide alternatieven is de mogelijkheid onderzocht voor het optimaliseren van de basisschematisatie. Het effect van de optimalisatie op de omvang van de verbetermaatregelen is voor beide alternatieven beschouwd.

1.3. Leeswijzer

In hoofdstuk 2 is de onderbouwing voor de geotechnische en (geo)hydraulische uitgangspunten gegeven, zoals de bodemopbouw, grondparameters, geometrisch profiel en verloop van de freatische lijn. Op basis van deze uitgangspunten zijn sterkte- en stabiliteitsberekeningen uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn uitgewerkt in hoofdstuk 3. In hoofdstuk 4 is de mogelijkheid tot optimalisatie van de basisschematisatie onderzocht, waarmee de omvang van de dijkverbeteringsmaatregelen eventueel kan worden gereduceerd. In hoofdstuk 5 is een gevoeligheidsanalyse opgenomen ten aanzien van de overige toetssporen en mogelijk zwaardere belastingen. Dit rapport wordt besloten met een Multicriteria-analyse waarmee een afweging plaatsvindt van de alternatieven ten aanzien van de criteria, die in overleg met Delfland zijn opgesteld.

2. ONTWERPRANDVOORWAARDEN EN -UITGANGSPUNTEN

2.1. Planperiode

In [lit. 2] zijn voor het dijktraject langs de Spuihaven de ontwerpbelastingen bepaald voor de planperiode tot 2050 en tot 2100 ter hoogte van dijkpaal S001. Hierbij wordt rekening gehouden met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar.

Het ontwerppeil neemt van 2050 naar 2100 toe met 0,20 m. In deze rapportage wordt onderzocht welke invloed deze toename heeft op het ontwerp van de dijkverbetering. Indien de belastingtoename behorende bij een langere planperiode grote invloed heeft op de omvang van het (schets)ontwerp en daarmee op de kosten, is onderzocht of wellicht een aangepaste planperiode de voorkeur heeft.

2.2. Geometrie

De schetsontwerpen voor de verbetermaatregelen worden opgesteld op basis van het maatgevend profiel. Uit de toetsing [lit. 1] is gebleken dat profiel 07-1 het meest kritiek is ten aanzien van buitenwaartse stabiliteit. In het kader van dit onderzoek, zijn ter controle (door RPS), nieuwe dwarsprofielen ingemeten (zie figuur 2.1), DP05 en DP06. Profiel DP06 ligt ter hoogte van toetsprofiel 07-1. Op basis van de ingemeten profielen wordt het volgende geconcludeerd:

- bij DP06 ligt de bodem van de Spuihaven dieper (circa 0,4 m) dan bij DP05;
- bij DP06 is het buitentalud gemiddeld 1:3, dit is steiler dan het talud van DP05 (gemiddeld 1:4).



Figuur 2.1 Situatie en geometrie Spuihaven (dijktraject S001)

Gelet op deze constatering, wordt bevestigd dat dwarsprofiel DP06 (of toetsprofiel 07-1) maatgevend is ten aanzien van stabiliteit van het voorland.

2.3. Bodemopbouw en geotechnische parameters

2.3.1. Beschikbaar grondonderzoek

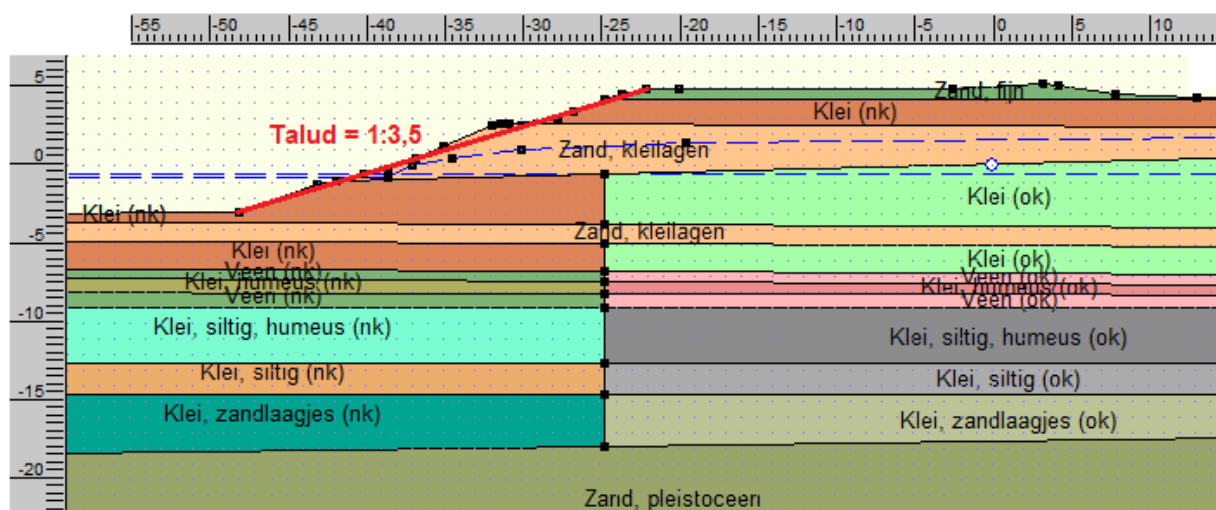
Voor de toetsing [lit. 1] is grondonderzoek verricht. Dit betreft:

- 5 diepsonderingen met meting van de plaatselijke wrijvingsweerstand (code DKM);
- 1 mechanische boring met een diepte van 11 m met freatische peilbuis;
- 3 handboringen met een diepte van 4 m met freatische peilbuis;
- laboratoriumonderzoek op geselecteerde monsters;
- afstellen van divers in 3 peilbuizen ten behoeve van 13-uursmetingen.

De resultaten van dit grondonderzoek zijn opgenomen in bijlage 1 van deze rapportage.

2.3.2. Schematisatie bodemopbouw

De bodemopbouw is in [lit. 1] vastgesteld op basis van het grondonderzoek dat ten behoeve van de geavanceerde toetsing is uitgevoerd. De relevante boringen en sonderingen voor deze locatie zijn HB1, DKM1, HB2 en DKM2 (zie bijlage 1). Op basis van het grondonderzoek en de profielmetingen is vervolgens een bodemschematisatie opgesteld voor de benodigde schematisatie in het rekenprogramma M-Stab (nu D-GeoStability).



Figuur 2.2 Bodemschematisatie, bron [lit. 1]

In figuur 2.2 is de bodemschematisatie afgebeeld, die is aangehouden in de toetsing [lit. 1]. Op basis van de geometrie van het dijklichaam is de relatief lage stabiliteitsfactor van $SF = 0,95$ en de grote diepte van de glijcirkel opvallend. Ter controle is daarom het beschikbare grondonderzoek opnieuw geanalyseerd en is de mogelijkheid van een optimalisatie onderzocht in hoofdstuk 4.

2.3.3. Volumieke gewichten

Ten behoeve van de toetsing [lit. 1] is laboratoriumonderzoek uitgevoerd op de grondmonsters uit de boringen om het volumegewicht en watergehalte te bepalen. Het resultaat van het laboratoriumonderzoek is opgenomen in bijlage 1. Voor de ontwerpberekeningen zijn deze volumieke gewichten overgenomen. In de oorspronkelijke stabiliteitsberekening voor de toetsing [lit. 1] zijn de volgende volumieke gewichten aangehouden:

- zand, fijn $17/19 \text{ kN/m}^3$ (Antropogeen zand);
- zand, kleilagen $16/18 \text{ kN/m}^3$ (Duinkerke zand);
- klei $15/15 \text{ kN/m}^3$ (Duinkerke Klei);
- veen $11/11 \text{ kN/m}^3$ (Hollandveen).

Het dijklichaam is groot en deels opgebouwd uit zandig materiaal met een relatief groot volumiek gewicht en geen cohesie. Daaronder bevinden zich vrij slappe lagen (veen en humeuze klei), waardoor een zeer ongunstige situatie ten aanzien van de buitenwaartse stabiliteit ontstaat. Daarentegen heeft het buitentalud een relatief flauw verloop (circa 1:3,5), wat niet direct aanleiding geeft tot instabiliteit.

2.3.4. Sterkteparameters

Voor de sterkteparameters van de te onderscheiden grondsoorten is gebruik gemaakt van de proevenverzameling van Delfland (uit 1997). Op basis van de grote hoeveelheid terreinonderzoek (celproeven) heeft destijds GeoDelft sigma-tau curven vastgesteld, rekeninghoudend met materiaalfactoren. In hoofdstuk 4 is daarnaast ook het effect van sterkteparameters op basis van de Eurocode (tabel 2.b) en de proevenverzameling van zowel het Hoogheemraadschap van Rijnland (triaxiaalproeven) als van het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (celproeven) doorberekend.

2.4. Hydraulische randvoorwaarden

2.4.1. Maatgevende hydraulische belastingsituatie

Voor de stabiliteit van het buitentalud is een ongunstige combinatie van hoge grondwaterstand in de dijk bij een snelle daling van de waterstand voor de dijk, of de situatie bij extreme neerslag, bepalend. Uit het toetsrapport [lit. 1] blijkt dat, voor het dijktraject S001, de situatie 'val na hoogwater' ofwel 'peil na val' de maatgevende belasting vormt voor de beoordeling van de stabiliteit van het voorland.

2.4.2. Buitenwaterstand

Het ontwerppeil is overgenomen uit bijlage A van Addendum I Leidraad Rivieren [lit. 5]. Hierin is een tabel opgenomen met de ontwerpwaterstanden op de as van de rivier. Deze peilen zijn ook van toepassing ter plaatse van de teen van de dijk. Voor het traject langs de Nieuwe-Maas, ter hoogte van de Spuihaven (rivierkilometer 1008) is in de toetsrapportage [lit. 1] gerekend volgens de hydraulische randvoorwaarden uit 2001. Het toetspeil volgens de HR2001 bedraagt NAP +3,30 m. Volgens de hydraulische randvoorwaarden 2006 (HR2006) ligt het toetspeil echter op NAP +3,50 m. Hiervoor geldt een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 jaar. Voor het ontwerppeil (incl. 0,30 m robuustheidstoeslag) is de Leidraad Rivieren [lit. 8] geraadpleegd, hiervoor geldt:

- NAP +3,90 m (1/10.000 jaar) voor het zichtjaar 2050;
- NAP +4,10 m (1/10.000 jaar) voor het zichtjaar 2100.

Voor de situatie 'peil na val' is naast het ontwerppeil ook het laagwaterpeil (GLW) van belang. Op basis van de slotgemiddelden 1998.0 (online database van Rijkswaterstaat) is af te leiden dat het gemiddeld laagwater ter hoogte van de Spuihaven NAP -0,48 m bedraagt. Verwacht wordt dat naar mate de zeespiegel stijgt, ook het laagwaterniveau zal stijgen. Aangezien dit een positief effect heeft op de stabiliteit, wordt deze stijging niet meegenomen in de ontwerpberoeeningen. Een daling van het gemiddeld laagwaterniveau is niet realistisch. In de ontwerpberoeening wordt dan ook voor beide planperiodes met een laagwaterniveau van NAP -0,50 m gerekend.

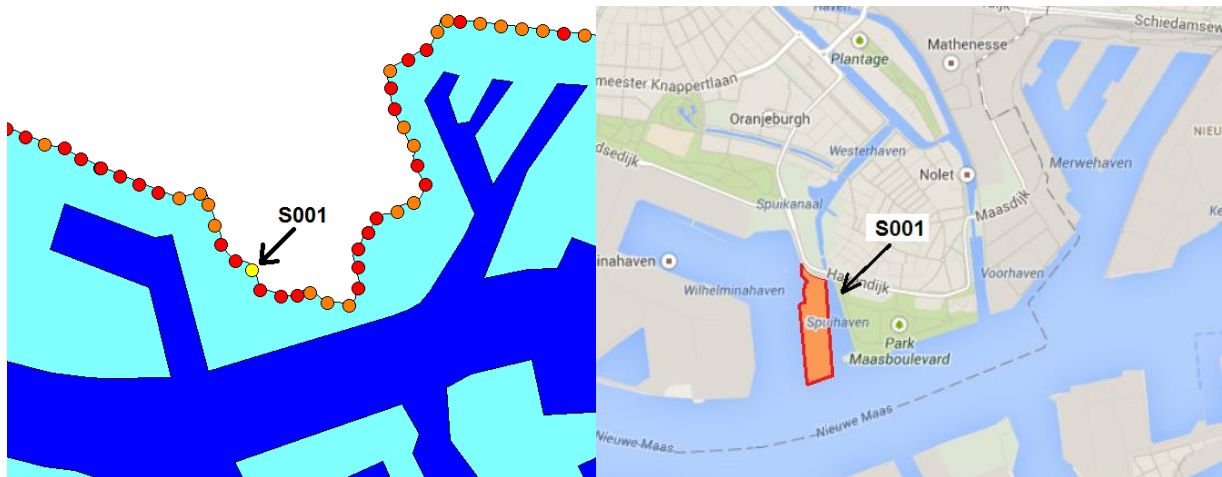
Het verloop van de freatische lijn is bepaald met behulp van PlaxFlow (zie bijlage 1). Hierin is de situatie 'peil na val' gemodelleerd. Dit houdt in dat het waterniveau in het dijklichaam wordt beschouwd in de situatie na een hoogwatergolf (dus bij laag water). Voor de buitenwaterstand is het gemiddeld laagwaterniveau GLW (= NAP -0,50 m) aangehouden. Dit wijkt af van de laagwaterstand (NAP -0,70 m), die in de oorspronkelijke schematisatie uit de toetsing [lit. 1] is gehanteerd. De onderbouwing hiervoor wordt in [lit. 2] gegeven. Dit document is ook als bijlage toegevoegd aan dit rapport.

Uit de toetsing [lit. 1] blijkt dat de stabiliteit van het buitentalud, onder zowel maatgevende als dagelijkse omstandigheden, niet voldoet aan de gestelde eis. Het verhogen van de buitenwaterstand van NAP -0,70 m naar NAP -0,50 m heeft overigens maar een beperkt effect op de buitenwaartse stabiliteit ($SF = 0,95 \rightarrow 0,97$).

2.4.3. Golfbelasting

De golfbelasting is in eerste instantie niet relevant voor het ontwerp van de schetsontwerpen, omdat de huidige bekleding voldoet aan de eis voor stabiliteit bekledingen (STBK). De veiligheidsopgave heeft betrekking op de buitenwaartse stabiliteit voor de situatie 'peil na val'. De situatie 'peil na val' is een direct gevolg van een snel dalende waterstand na het optreden van een hoogwatergolf.

Voor het ontwerpalternatief met steenbestorting is het noodzakelijk dat de bestorting stabiel is onder de maatgevende golfbelasting. In de rapportage waarin de hydraulische randvoorwaarden voor het ontwerp zijn vastgesteld [lit. 2] zijn de golfparameters bepaald voor het dijktraject ter plaatse van S001. Deze golfparameters zijn bepaald met behulp van Hydra-B. In dit model worden de golfcondities bepaald op basis van de schematisatie, zoals weergegeven in figuur 2.3 (linker plaatje). Echter, door een onnauwkeurigheid in de schematisatie kunnen de golfcondities in de praktijk niet optreden. De werkelijke situatie wordt in de rechter afbeelding van figuur 2.3 weergegeven. Hierop is te zien dat profiel S001 diep in de havenkom ligt. De golfaanval vanuit zuidwestelijke richting zal dan ook sterk worden gedecimeerd door het tegenoverliggende haventerrein (rood/oranje gekleurd).



Figuur 2.3 Locatie-aanduiding van profiel S001: links is de locatie van S001 in de schematisatie van hydra-B aangegeven en rechts is de locatie van S001 in de werkelijke situatie weergegeven.

Het haventerrein (gelegen aan de westzijde van de Spuihaven) ligt gemiddeld op NAP +3,70 m. Dit betekent dat de bekleding onder de maatgevende golfbelasting, bij een waterstand NAP +2,60 m in de praktijk veel lager belast wordt dan door het Hydra-model wordt berekend.

Met behulp van de Bretschneider formules kan een goede indicatie worden verkregen van de golfhoogte en golfperiode in een situatie, waarbij het haventerrein aan de schematisatie is toegevoegd. In bijlage 2 is hiervoor een berekening gemaakt, hieruit volgt dat bij een overwegend zuidelijke windrichting ($v_{\text{wind}} = 33 \text{ m/s}$) de significante golfhoogte $H_s = 0,39 \text{ m}$, bij een waterstand van NAP +2,60 m.

2.4.4. Stroming

Belasting van bekleding door stroming is over het algemeen geen maatgevende belastingsituatie ten opzichte van de stroomsnelheden die optreden door de golfaanval. Voor de maatgevende stroomsnelheden worden op landelijk niveau geen toets- of ontwerpwaarden vastgesteld.

2.4.4.1. Stroming in de Nieuwe Maas

De gemiddelde stroomsnelheid in de Nieuwe Maas varieert tussen de 0,70 en de 0,75 m/s. In de havens is de stroming veel kleiner: Dichtbij de Nieuwe Maas ligt deze rond de 0,10 m/s, dieper in de haven bedraagt dit ongeveer 0,04 m/s (bron: Verkenning Drijvend bouwen in buitendijks Rotterdam – gemeente + havenbedrijf Rotterdam).

De met ZWENDL berekende maximale ebstroom in de Nieuwe Maas, bij een afvoer van $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ in de Rijn bij Lobith, bedraagt $0,83 \text{ m/s}$. Bij een hogere afvoer stijgt ook de diepte-gemiddelde stroomsnelheid in de Nieuwe Maas, maar gelet op het feit dat de dijk zich diep in de havenkom bevindt, zal de stroomsnelheid bij de maatgevende afvoer ($16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith) ruim onder de maximum toelaatbare stroomsnelheid van $2,2 \text{ m/s}$ blijven.

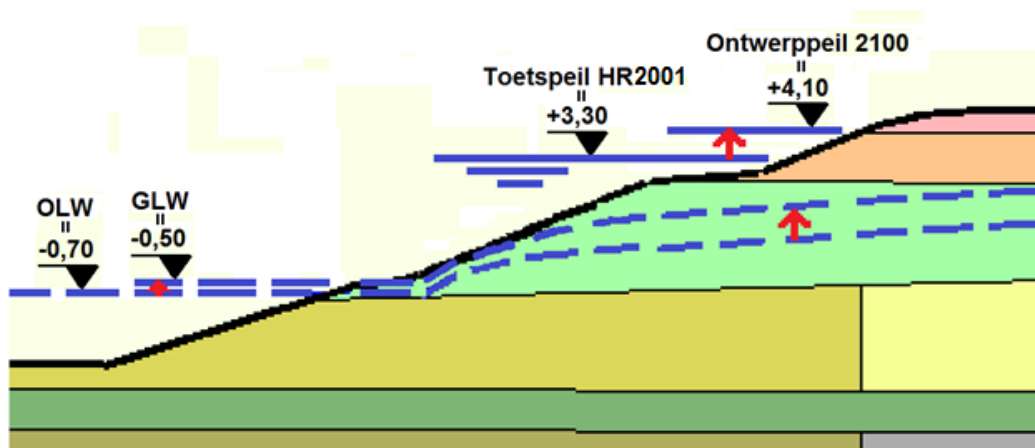
2.4.4.2. Stroming Spuisluis/gemaal

In 2003 is Spuisluis te Schiedam in [lit. 6] getoetst. In deze toetsing is de bodembescherming op het voorland in de havenkom beschouwd. Volgens de toetsrapportage bestaat de bodembescherming uit een puinlaag van circa $0,2 \text{ m}$ dik met daarboven zetsteen van zuilenbasalt (hoogte $h = 0,30 \text{ m}$). De spuicapaciteit van de spuisluis te Schiedam bedraagt $500 \text{ m}^3/\text{min} = 8,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Het water stroomt uit het gemaal met een maximum snelheid van circa $1,5 \text{ m/s}$ (inclusief veiligheidsfactor $1,5$). De zetsteen van zuilenbasalt blijkt ruimschoots te voldoen aan de minimale eis ($h > 0,06 \text{ m}$) voor stabiliteit. Langsstroming is voor het ontwerp van de bekleding dan ook niet relevant.

2.5. Geohydrologische uitgangspunten

2.5.1. Freatische lijn

De schematisering van de freatische lijn heeft doorgaans een grote invloed op de buitenwaartse macrostabiliteit van het dijklichaam. Het verloop van de freatische lijn in de schematisatie voor het gehanteerde rekenmodel (D-GeoStability) is aangehouden conform de resultaten van de PlaxFlow berekeningen, die in het toetsrapport [lit.1] worden voorgesteld. In Plaxflow is de situatie 'val na hoogwater' gesimuleerd. Dit houdt in dat de freatische lijn wordt beschouwd op het moment dat het waterniveau (na een stormduur van 35 uur) van maatgevend hoogwater is uitgezakt naar laagwater. Om uit Plaxflow, bij maatgevende omstandigheden (peil na val), een realistisch verloop van de freatische lijn te kunnen afleiden, is het model geijkt door gebruik te maken van monitoringsresultaten. Het resultaat van de simulatie in Plaxflow (zie bijlage 1) heeft de invoer gevormd voor de schematisatie ten behoeve van de toetsingsberekening.



Figuur 2.4 Translatie van de freatische lijn van toetsituatie naar ontwerpsituatie

In figuur 2.4 is de translatie van de freatische lijn in de schematisatie van D-GeoStability afgebeeld ten behoeve van de ontwerpfase. Ter plaatse van het intredepunt is de waterstand verhoogd, van OLW (NAP $-0,70 \text{ m}$) naar GLW (NAP $-0,50 \text{ m}$). De freatische lijn in het dijklichaam is ter hoogte van het snijpunt van het buitentalud met het ontwerppeil (volgens figuur 2.4) verhoogd met $0,80 \text{ m}$. Een verhoging van de freatische lijn met $0,80 \text{ m}$ leidt tot een stabiliteitsfactor $SF=0,92$. Door GLW aan te houden als laagwaterniveau (in plaats van OLW) wordt een stabiliteitsfactor (SF) gevonden van $0,94$.

2.5.2. Stijghoogte vanuit Pleistoceen

De stijghoogte in het pleistoceen is overgenomen uit de schematisatie, die in de toetsing is aangehouden en bedraagt NAP +0,50 m.

2.6. Stabiliteitsfactor

De vereiste stabiliteitsfactor voor macrostabiliteit buitenwaarts (STBU), die in de toetsing [lit. 1] wordt gehanteerd, bedraagt 1,13 [-]. In principe dient de stabiliteitsfactor minimaal 1,00 te zijn. De sterkte en belastingen worden met partiële factoren als de materiaalfactor, de modelfactor en schadefactor gecorrigeerd. De grondeigenschappen moeten hierbij dus niet worden beschouwd: variaties in de grondeigenschappen zijn middels het onderzoek, de daarop uitgevoerde statistische analyse en het toepassen van partiële materiaalfactoren al in rekening gebracht.

De sterkteparameters, die voor de stabiliteitsberekening gehanteerd worden, zijn gebaseerd op de proevenverzameling van Delfland. Deze proevenverzameling bestaat uit σ - τ curves voor de verschillende in het projectgebied voorkomende lithostratigrafische grondlagen. In de σ - τ curves van deze proevenverzameling zijn de materiaalfactoren conform LOR2 [lit. 7] reeds verwerkt.

Naast de genoemde factoren wordt tegenwoordig voor een ontwerp vaak een schematiseringsfactor toegepast, om de onzekerheden in de schematisatie (van de stabiliteitssom) in rekening te brengen. Voor de stabiliteitsberekeningen ten behoeve van de schetsontwerpen wordt de schematiseringsfactor buiten beschouwing gelaten. Vanwege het gebrek aan schuifsterkteparameters die middels triaxiaalproeven zijn vastgesteld wordt de ontwerpmethodode uit de 'oude' leidraad LOR2 [lit. 7] aangehouden. Een gevoeligheidsanalyse maakt in dit rapport ook onderdeel uit van het ontwerpproces (zie H4). Deze werkwijze voldoet aan de werkwijze zoals door het directoraat generaal ruimte en water (DG-RW) is toegestaan (zie bijlage 10).

In de toetsrapportage [lit. 1] wordt geen uitwerking gegeven voor de waarde van de stabiliteitsfactor (SF=1,13). Voor het vervaardigen van het ontwerp is daarom een controle uitgevoerd om de minimaal benodigde stabiliteitsfactor voor het ontwerp te bepalen. In deze paragraaf zijn de partiële veiligheidsfactoren nader beschreven.

2.6.1. Materiaalfactoren

Op de grondparameters worden materiaalfactoren toegepast om de verschillen tussen de beproevingsmethodes en onzekerheden te verdisconteren. Deze verschillen vloeien voort uit onder andere de beschrijving van het materiaalgedrag aan de hand van de parameters in een geschematiseerd grondmodel. Door Delfland is aangegeven dat in de (cel)proevenverzameling reeds rekening is gehouden met de materiaalfactoren. De gehanteerde sigma-tau relaties (zie paragraaf 2.3.4.) betreffen rekenwaarden. Voor het volumieke gewicht wordt geen correctie toegepast in de vorm van materiaalfactoren, dit wordt in de richtlijnen niet voorgeschreven.

2.6.2. Modelfactor

De modelfactor is afhankelijk van het gehanteerde rekenmodel. Bij toepassing van het model Bishop wordt met een modelfactor van 1,0 gerekend.

2.6.3. Schadefactoren

'Stabiliteit voorland' is maatgevend voor de situatie 'peil na val'. Dit faalmechanisme laat zich schematiseren met een buitenwaartse afschuiving (STBU), dit treedt op bij laagwater na afloop van een hoogwatergolf. Voor een rivierdijk in het benedenrivierengebied met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar bedraagt de schadefactor 1,14 volgens [lit. 4, tabel – B1.4].

2.6.4. Vereiste stabiliteitsfactor voor het ontwerp

In [lit.1] is een schade-/stabiliteitsfactor van 1,13 gehanteerd. Een onderbouwing voor deze schade-/stabiliteitsfactor wordt niet gegeven. Vermoedelijk is hiervoor de methode uit LOR2 [lit. 7] aangehouden.

Volgens [lit. 7] is de totale schadefactor gelijk aan het product van drie deelfactoren:

$$\gamma_n = \gamma_{n,f} * \gamma_{n,c} * \gamma_{n,L}$$

- $\gamma_{n,f}$ is afhankelijk van de voor de dijkkring gespecificeerde jaar-overschrijdingsfrequentie van het ontwerppeil, voor 1/10.000 jaar geldt $\gamma_{n,f} = 1,09$;
- $\gamma_{n,c}$ is afhankelijk van het al dan niet samenhangend zijn van instabiliteit met het optreden van hoogwater. Voor buitenwaartse macrostabiliteit is geen sprake van correlatie met hoogwater (snel dalende waterstand/ vallend water, zie toelichting in [lit. 4, tabel – B1.4]), dus $\gamma_{n,c} = 1,00$;
- $\gamma_{n,L}$ is afhankelijk van de lengte (L) in km van de waterkering rondom de dijkkring, of althans van dat deel ervan waarvoor instabiliteit een mogelijke bedreiging vormt. De totale dijkkring is 112 km lang, waarvan 41 km bestaat uit dijken (L=41 km). De vereiste factor $\gamma_{n,L}$ wordt berekend met behulp van de volgende formule: $\gamma_{n,L} = 1 + 0,065 \cdot 10 \log(L/10) = 1,04$.

Hieruit kan worden geconcludeerd dat $\gamma_n = \gamma_{n,f} * \gamma_{n,c} * \gamma_{n,L} = 1,09 * 1,00 * 1,04 = 1,13$.

Voor de minimaal benodigde stabiliteitsfactor van dit ontwerp, is het wettelijk vastgestelde toetsinstrumentarium aangehouden [lit 4, tabel – B1.4]. Op basis hiervan bedraagt de minimaal benodigde veiligheidsfactor SF = 1,14 [-].

3. ONTWERPBEREKENINGEN

3.1. Inleiding

In de geavanceerde toetsing [lit. 1] is de buitenwaartse stabiliteit van de Delflandsedijk in de Spuihaven beoordeeld. Uit dit onderzoek bleek de situatie 'peil na val' maatgevend te zijn met betrekking tot dit faalmechanisme. Voor deze situatie is het verloop van de freatische lijn in het dijklichaam bepaald op basis van een simulatie in Plaxflow. De buitenwaterstand is gelijk aan laag laagwater (LLW = NAP - 0,70 m). De stabiliteitsfactor bedraagt dan $SF = 0,95$.

De geometrie van het dijklichaam (toetsprofiel 07-1) in de schematisatie van de M-Stab berekeningen uit de toetsing [lit. 1 en lit. 3] verschilt van het door RPS ingemeten profiel (DP 6). Profiel DP 6 is op ongeveer dezelfde locatie ingemeten als toetsprofiel 07-1 uit de toetsing [lit. 1]. Het actualiseren van de geometrie (op basis van de inmeting van RPS) en het hanteren van een buitenwaterstand van NAP - 0,50 m (GLW in plaats van LLW) leidt reeds tot een verhoging van de stabiliteitsfactor naar $SF = 0,99$. Dit is echter nog steeds onvoldoende om aan het vereiste veiligheidsniveau ($SF > 1,14$) te kunnen voldoen.

Voor de ontwerpberekeningen wordt uitgegaan van de meest actuele geometrie (DP 6, door RPS ingemeten), omdat de schetsontwerpen uiteindelijk ook in dit profiel worden ingetekend. Daarnaast wordt met een peilval rekening gehouden van maatgevend hoogwater (MHW, verschilt per ontwerpperiode) naar gemiddeld laagwater (GLW).

In de toekomst stijgt het zeeniveau, daarnaast neemt de afvoer van de rivier toe. Voor het ontwerp moet daarom gerekend worden met een hoger verloop van de freatische lijn. Op basis van deze berekeningen is een ontwerp gemaakt voor twee dijkverbeteringsmaatregelen (stalen damwand en stortstenen steunberm), waarbij onderscheid is gemaakt tussen een ontwerpperiode tot 2050 en tot 2100. Het plaatsen van een damwand is de minst ingrijpende oplossing ten aanzien van de omgeving. In de memo 'Oplossingsrichtingen afgekeurde traject Delflandse Dijk' [lit. 3] is hiervoor reeds verkennende berekeningen uitgevoerd. In de voorliggende rapportage wordt deze berekening verder uitgewerkt en onderzocht wat de benodigde lengte en type van de damwand moet zijn om aan de minimaal benodigde eis voor stabiliteit en sterkte te kunnen voldoen.

3.2. Aanbrengen damwandscherm

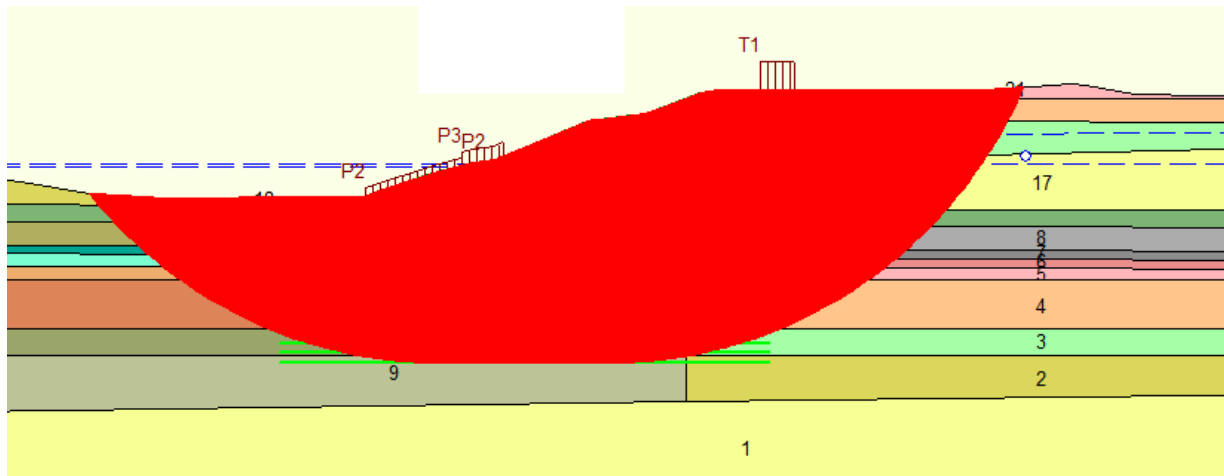
3.2.1. Ontwerpmethodiek

Wanneer een damwand wordt toegepast om de buitenwaartse stabiliteit te waarborgen, moet de damwand diep genoeg worden aangebracht om de glijvlakken uit te sluiten die beneden de stabiliteitseis liggen. Daarnaast moet de damwand weerstand kunnen bieden tegen het optredend moment in het geval van een bijna afschuiving over de grootst mogelijke glijcirkel. Om tot het ontwerp van de damwand te komen, moeten dus twee typen berekeningen worden gemaakt:

- een stabiliteitsberekening om de lengte van de planken te bepalen;
- vervolgens een sterkteberekening teneinde het damwandprofiel te bepalen met voldoende sterkte en stijfheid.

3.2.2. Lengte damwandprofiel

In de memo met oplossingsrichtingen [lit. 3] is reeds uitgerekend, dat de onderzijde van de damwand op het niveau van de pleistocene zandlaag (NAP -18,0 m) moet worden geplaatst om tot het gewenste stabiliteitsniveau te komen. Dit blijkt ook uit de 'safety overview' (figuur 3.1) van het programma D – Geo Stability, die voor de ontwerpsituatie is gegenereerd. Buiten de rood gekleurde zone in figuur 3.1 wordt voldaan aan de stabiliteitseis.



Figuur 3.1 Safety Overview STBU (Model Bishop, SF = 1,14)

In de 'safety overview' van figuur 3.1 is te zien dat de normcirkel (SF = 1,14) een opvallend diep en breed verloop heeft. Dit is vrij opmerkelijk, omdat de ondergrond met name uit zand en kleilagen, met daartussen een enkele veenlaag, is opgebouwd. Bij een dergelijk verloop van de glijcirkel zou je dus in deze situatie een voldoende hoog stabiliteitsniveau verwachten. Op grond van deze analyse kan dus worden vastgesteld dat de stabiliteitsfactor ten opzichte van de gegeven glijcirkel relatief laag is. De oorzaak hiervan is gedeeltelijk te verklaren uit het feit dat het dijklichaam opgebouwd is uit relatief zwaar, niet-cohesief materiaal en in de ondergrond een aantal slappe lagen aanwezig zijn. Daarnaast is de grote glijcirkel uit figuur 3.1 waarschijnlijk het gevolg van de toegepaste (conservatieve) sigma-tau curves (verkregen uit de proevenverzameling van Delfland) waarop de grondparameters zijn gebaseerd. Het is aan te bevelen de damwand één meter door te zetten in de pleistocene zandlaag (NAP -19,0 m) teneinde een zettingsvrije constructie te verkrijgen. De stabiliteitsfactor bedraagt in dit geval SF = 1,88 [-] (ontwerpparameters voor het zichtjaar 2100).

3.2.3. Type damwandprofiel

In bijlage 3 is de berekeningsrapportage opgenomen, waarin de gemaakte sterkteberekening voor het damwandscherm is toegelicht. Hierin is eerst de minimaal benodigde lengte van de damwand bepaald met behulp van D-GeoStability (zie paragraaf 3.2.2). Hiervoor is de schematisatie uit de memo 'Oplossingsrichtingen afgekeurde traject Delflandsedijk S000-S002' overgenomen. Het ligt voor de hand (uitvoeringstechnisch) om de bovenzijde van de damwand boven de waterlijn aan te brengen. Er is daarom gekozen om deze net boven de steenbekleding aan te brengen (bovenkant damwand op NAP +2,50 m). Door de damwand als een 'forbidden line' in te voeren, wordt de glijcirkel gedwongen tot een dieper verloop. Uit de berekening blijkt dat de damwand tot een diepte van NAP -18,0 m moet worden aangebracht. Vanaf NAP -18,0 m bevindt zich een vaste zandlaag. Het is aan te bevelen om het damwandscherm 1 tot 1,5 m door te zetten in deze laag, zodat de kans op zettingen in de toekomst minimaal is. De totale lengte van de damwand komt hiermee op 21,5 m.

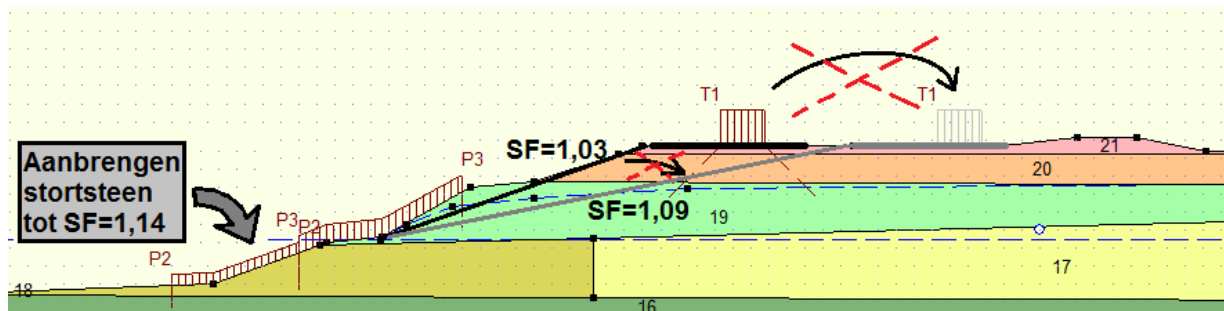
Om een damwandprofiel met een lengte van 21,5 m aan te kunnen brengen, is vanwege uitvoeringstechnische redenen een minimaal profiel AZ26 benodigd. Uit de sterkteberekening met D-Sheetpiling (bijlage 4) blijkt dat een AZ26-profiel voldoende weerstand biedt tegen het maximaal optredend moment.

3.3. Aanpassen dijkprofiel (steunberm)

Teneinde de stabiliteit van het voorland / buitentalud van het dijklichaam te verbeteren, kan enerzijds een extra belasting aangebracht worden in vorm van een (stort-/breukstenen) steunberm, anderzijds is het mogelijk om het buitentalud te verflauwen waardoor de stabiliteit ook toeneemt. De gedachte hierachter is als volgt:

- Door de ligging van de weg en het voetpad op het buitentalud is slechts een beperkte taludverflauwing mogelijk. Met in achtname van de weg en het voetpad heeft een verflauwing van het talud dan ook onvoldoende effect op de stabiliteitsfactor (SF = 1,03 bij ontwerpparameters 2100). Door de weg te verleggen (richting de kruin) kan het talud verder verflauwd worden, hierdoor vindt een verhoging van de stabiliteitsfactor plaats naar SF=1,09. Het verleggen van de weg en het afgraven van het buitentalud is een ingrijpende maatregel en is relatief duur ten opzichte van het positieve effect op de buitenwaartse stabiliteit.
- Door langs de teen van de dijk een laag steenbestorting aan te brengen, krijgt de maatgevende glijcirkel een breder verloop. Hierdoor neemt het wrijvingsoppervlak tussen de gronddeeltjes toe, waardoor ook de veiligheidsfactor voor buitenwaartse stabiliteit toeneemt.

Gelet op het bovenstaande is gekozen voor een combinatie van beide maatregelen, waarmee de buitenwaartse stabiliteit van het dijklichaam kan worden verbeterd tot het vereiste veiligheidsniveau.



Figuur 3.2 Illustratieve weergave ontwerpmethodiek aanpassen dijkprofiel (steunberm)

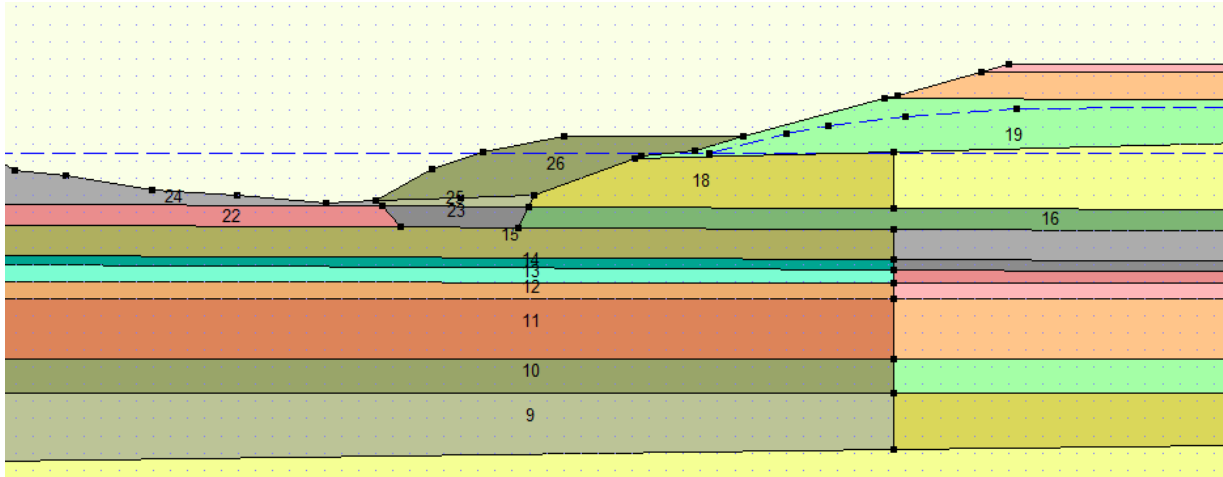
3.3.1. Ontwerpmethodiek

In het rekenprogramma D-GeoStability is in eerste instantie de verflauwing van het buitentalud in de schematisatie verwerkt. Dit leidt zoals hierboven aangegeven (figuur 3.2) tot een verhoging van de stabiliteit naar SF = 1,03. Door de weg (Jachthavenlaan) te verleggen, kan het voorland verder worden verlaagd (figuur 3.2), dit levert echter een relatief kleine verhoging van de stabiliteit op (SF=1,09). Om aan de vereiste stabiliteitsfactor van 1,14 te kunnen voldoen moet alsnog een steunberm worden aangebracht. Gezien de extra kosten voor het opbreken en opnieuw aanleggen van de weg wordt met deze optie kan ook niet verder gerekend. De locatie van de weg wordt dus gehandhaafd en vanaf het voetpad wordt het talud geherprofileerd, de stabiliteit is dan 1,03. Om te kunnen voldoen aan de stabiliteitseis van $SF \geq 1,14$ is vervolgens een stortstenen steunberm opgenomen in de schematisatie. Daarbij zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

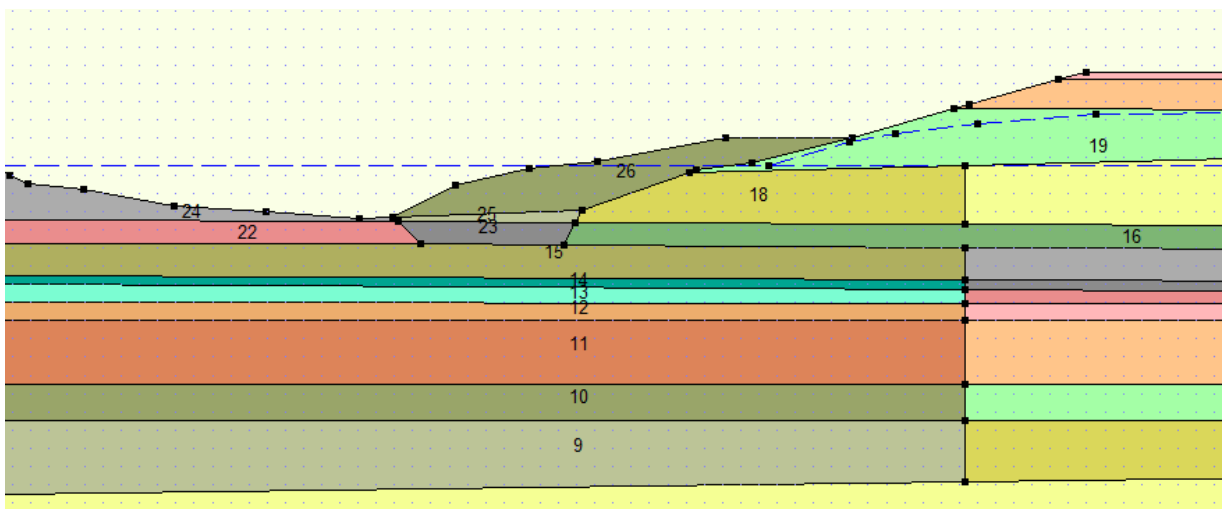
- Er is rekening gehouden met het opschonen / uitbaggeren van de waterbodem tot een niveau van NAP -4,50 m. Dit betreft de onderzijde van de steunberm.
- Er is rekening gehouden met een soortelijk gewicht van de steunberm van 18 kN/m^3 . Dit kan bereikt worden door het toepassen van kernmateriaal, bestaande uit grauwacke en het afwerken met een toplaag van stortsteen. Een gangbare gradering voor het stortsteen langs rivierdijken is 10–60 kg.
- Voor het ontwerp (zichtjaar 2050 en 2100) wordt de bovenzijde van de buitendijkse steunberm gekozen op NAP +0,50 m en respectievelijk NAP +1,00 m. Ter indicatie: Het gemiddeld laagwater ligt rond NAP -0,50 m en het gemiddeld hoogwater ligt rond NAP +1,24 m. De huidige steenzetting is aangebracht tot NAP +1,84 m.

3.3.2. Ontwerpberekeningen buitenwaartse stabiliteit

Op basis van de uitgangspunten in paragraaf 3.3.1 is de lengte van de steunberm geoptimaliseerd. In figuur 3.3 en 3.4 zijn de afmetingen van de steunberm afgebeeld voor het zichtjaar 2050 en respectievelijk 2100.



Figuur 3.3 Taludverflauwing in combinatie met een buitendijkse steunberm (zichtjaar 2050)



Figuur 3.4 Taludverflauwing in combinatie met een buitendijks steunberm (zichtjaar 2100)

3.4. Conclusies

Indien gekozen wordt voor de oplossing met de stalen damwand, is het aan te bevelen om deze constructie voor een ontwerperperiode van 100 jaar aan te brengen. Het is namelijk onmogelijk om tijdens de gebruikperiode de constructie aan te passen. Bij een stortstenen berm is dit een stuk eenvoudiger. Indien rekening wordt gehouden met een ontwerperperiode tot 2050 kan worden volstaan met een steunberm bestaande uit circa 40 m³/m stortsteen. Indien wordt gerekend met de ontwerpparameters, behorend bij het zichtjaar 2100, is ongeveer 43 m³/m benodigd. Deze berm is dan ook 0,5 m hoger, maar blijft ruim onder het niveau van de bovenkant van de huidige steenzetting.

Een wijziging in de geometrie (taludverflauwing in combinatie met het aanbrengen steunberm) heeft niet alleen consequenties voor de stabiliteit voorland en macrostabiliteit buitenwaarts, maar ook voor de toetssporen stabiliteit bekledingen en hoogte. De steunberm en taludverflauwing hebben beide een reducerende werking op de golfloop. Volgens het addendum bij de leidraad rivieren [lit. 5] voldoet

een grasbekleding tot een golfhoogte van 0,75 m. Daarmee is aangetoond dat een grasbekleding voldoet.

Ter verbetering van de buitenwaartse stabiliteit in het maatgevende dwarsprofiel, zijn forse maatregelen benodigd om aan het vereiste veiligheidsniveau te kunnen voldoen. De dwarsprofielen ten zuiden van het maatgevende dwarsprofiel (vanaf 05-1, zie tabel en figuur 1.1), zijn in de toetsrapportage [lit. 1] echter wel goedgekeurd. Dwarsprofiel 01-1 heeft zelfs een veiligheidsfactor van 1,24 in de huidige situatie. Daarnaast blijkt uit de 'safety overview' (figuur 3.1) dat de glijcirkel in verhouding tot de veiligheidsfactor relatief groot is. De oorzaak ligt naar verwachting in de grondslag (gehanteerde bodemopbouw) en de sterkteparameters afgeleid uit de proevenverzameling van Delfland.

Doordat de steunberm extra ruimte inneemt, vindt een versmalling plaats van het doorstroomprofiel. Daarom wordt aanbevolen de negatieve effecten van het gereduceerde doorstroomprofiel te onderzoeken.

4. OPTIMALISATIE VAN DE BASISSCHEMATISATIE

De berekeningsresultaten van de toetsing en het ontwerp zijn sterk afhankelijk van de aangehouden basisschematisatie. Op verzoek van Delfland is in dit hoofdstuk onderzocht, welke optimalisaties er mogelijk zijn in de aangehouden basisschematisatie die in de toetsing [lit.1] is aangehouden. Daarbij zijn de volgende mogelijkheden geanalyseerd:

- Actualiseren van de geometrie op basis van meeste recente hoogtegegevens.
- Toepassen van alternatieve sterkteparameters
- Herbeoordeling van grondonderzoek en aanpassen bodemopbouw.

De mogelijkheden voor optimalisatie zijn in de onderstaande paragrafen nader uitgewerkt. In paragraaf 4.4 is een advies opgenomen voor het wel / niet overnemen van de optimalisaties en de invloed op de afmetingen van de verbetermaatregelen, zoals uitgewerkt in hoofdstuk 3.

4.1. Actualiseren geometrie

In het kader van dit onderzoek zijn recent door RPS ter plaatse van de Spuihaven een tweetal dwarsprofielen ingemeten (zie paragraaf 2.2). Daarbij is dwarsprofiel DP06 op dezelfde locatie ingemeten als toetsprofiel 07-1, welke als maatgevend wordt beschouwd. Daarbij is een hoogteverschil geconstateerd tussen de profielen. In deze paragraaf is daarom onderzocht wat het effect is van de meest recent ingemeten geometrie op de stabiliteitsfactor behorend bij de basisschematisatie.

Door de geometrie in de schematisatie aan te passen, op basis van dwarsprofiel DP06 (2013) en rekening te houden met een peilval naar gemiddeld laagwater (in plaats van het overeengekomen laagwater), is in paragraaf 3.1 reeds aangetoond dat een verhoging van de stabiliteitsfactor plaatsvindt van $SF = 0,95$ naar $SF = 0,99$. De twee ontwerpen voor de verbetermaatregelen zijn in het voorgaande hoofdstuk ook op basis van deze geactualiseerde geometrie berekend.

4.2. Alternatieve sterkteparameters

Zoals aangegeven in paragraaf 2.3.2 leiden de aangehouden sterkteparameters conform de proevenverzameling van Delfland tot een relatief lage stabiliteitsfactor in de toetsing. In deze paragraaf is het effect van alternatieve sterkteparameters op de stabiliteitsfactor beoordeeld. Hiertoe zijn de volgende mogelijkheden onderzocht:

- Sterkteparameters conform Eurocode (tabel 2.b).
- Proevenverzameling Hoogheemraadschap van Rijnland.
- Proevenverzameling Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard.

4.2.1. Eurocode (tabel 2.b)

De sterkteparameters van de Eurocode (tabel 2.b) zijn van toepassing voor alle gebieden in Nederland. Men mag dus verwachten dat de gebiedsspecifieke grondparameters een positiever resultaat opleveren voor de stabiliteit.

Om een grondlaag op basis van tabel 2.b uit de Eurocode te classificeren, wordt in eerste instantie gekeken naar de conusweerstand. Daarnaast kan gebruik worden gemaakt van het wrijvingsgetal om de grondsoort te herleiden. Ter plaatse van het maatgevend dwarsprofiel is ten behoeve van de toetsing [lit. 1] een sondering gemaakt (DKM 1). Uit een analyse van deze sondering blijkt, waarin gelet is op conusweerstand en wrijvingsgetal, dat er vijf verschillende grondsoorten te onderscheiden zijn. In tabel 3.1 wordt een opsomming van de aanwezige grondsoorten gegeven, met in de laatste kolom de rekenwaarden voor de sterkteparameters conform tabel 2.b uit de Eurocode.

Tabel 4.1 Sterkteparameters op basis van tabel 2.b uit de Eurocode

Conus- weerstand qc [MPa]	Wrijvings- getal [%]	Grondsoort volgens classificatie Eurocode Tabel 2.b	Volume- gewicht [kN/m ³]		Karakteristieke sterkteparameters		Sterkteparameters (rekenwaarden)	
			Y _{dr}	Y _{nat}	φ [°]	C [kPa]	φ [°]	C [kPa]
1	3	Klei, schoon, matig	17	19	17,5	5	14,7	4
3 – 6	2 – 3	Zand, schoon, los	17	17	30,0	0	25,7	0
1	3 – 6	Klei, organ, matig	15	16	15	1	12,6	0,8
1	5 – 10	Veen, matig	12	13	15	5	12,1	3,3
10	2	Zand, schoon, vast	19	20	35	0	30,3	0

De opbouw van de ondergrond wordt in deze analyse niet gewijzigd. Aan de aanwezige grondlagen in de bestaande schematisatie worden de nieuwe sterkteparameters toegekend op basis van een vergelijkbare classificatie uit tabel 2.b uit de Eurocode. Dit is in tabel 3.2 weergegeven.

Tabel 4.2 Wijzigingen sterkteparameters op basis van tabel 2.b uit de Eurocode

Grondsoort, classificatie volgens de toetsing [lit. 1]	Grondsoort, classificatie volgens tabel 2.b (Eurocode)
Zand, fijn	Zand, schoon, los
Zand, kleilagen	Zand, schoon, los
Klei	Klei, schoon, matig
Klei, humeus	Klei, organisch, matig
Klei, siltig, humeus	Klei, organisch, matig
Klei, zandlaagjes	Klei, schoon, los
Veen	Veen, matig
Zand, pleistoceen	Zand, schoon, vast

Uit een herberekening van de buitenwaartse stabiliteit met de aangepaste sterkteparameters, blijkt dat de stabiliteitsfactor nagenoeg gelijk blijft (SF = 0,97).

4.2.2. Proevenverzameling Hoogheemraadschap van Rijnland (Nota waterkeringen)

Voor het dijkverbeteringsprogramma heeft het Hoogheemraadschap van Rijnland in de nota waterkeringen III v2013, sterkteparameters op basis van single-stage triaxiaalproeven vastgelegd. Voor stabiliteitsschermen of vervangende keringen rekent Rijnland met sterkteparameters bij 2% rek, zoals weergegeven in tabel 3.3.

Tabel 4.3 Grondopbouw met sterkteparameters volgens Rijnland (rekenwaarden, bepaald bij 2% rek)

Grondsoort	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_{nat} [kN/m ³]	Cohesie [kPa]	Hoek v inw wrijving [⁰]
Veen >300%	10,3	10,3	0,7	12,8
Veen <300%	11,4	11,4	0,7	12,8
Klei, humeus ($\gamma_n < 14$ kN/m ³)	13,3	13,3	2,0	16,7
Klei, siltig ($14 < \gamma_n < 16,5$ kN/m ³)	15,4	15,4	2,0	17,4
Klei, zandig ($\gamma_n > 16,5$ kN/m ³)	17,7	17,7	1,6	24,7
Zand	18	20	0	28,0
Basisveen	12	12	0,7	12,8
Pleistoceen	18	20	0	28,0

Ook voor deze proevenverzameling is een herberekening uitgevoerd. In tabel 3.4 zijn per te onderscheiden grondsoort de sterkteparameters toegewezen conform de classificatie van de proevenverzameling.

Tabel 4.4 Wijziging sterkteparameters op basis van Nota Waterkeringen van Rijnland

Grondsoort, classificatie volgens de toetsing [lit. 1]	Grondsoort, classificatie volgens Rijnland
Zand, fijn	Zand
Zand, kleilagen	Zand
Klei	Klei, siltig
Klei, humeus	Klei, humeus
Klei, siltig, humeus	Klei, humeus
Klei, zandlaagjes	Klei, zandig
Veen	Veen/basisveen
Zand, pleistoceen	Pleistoceen

Door de sterkteparameters van de grondsoorten uit de basisschematisatie te vervangen door de waarden die Rijnland hanteert, volgt uit de stabiliteitsberekening een hogere stabiliteitsfactor, SF=1,01.

4.2.3. Proevenverzameling Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard

In het beheersgebied van het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (HHSK) bevinden zich twee grote rivieren: de Hollandse IJssel en de Lek. Beide convergeren in de Nieuwe Maas. RPS heeft in het verleden onderzoek gedaan naar de stabiliteit van de primaire waterkeringen rond deze rivieren. Hiervoor heeft HHSK de benodigde bodemopbouw en sterkteparameters (sigma tau-curves) aangeleverd. Dit zijn tevens op celproeven gebaseerde sterkteparameters. In de basisschematisatie zijn de volgende wijzigingen aangebracht:

Tabel 4.5 Wijziging sterkteparameters op basis van Sigma Tau curves van HHSK

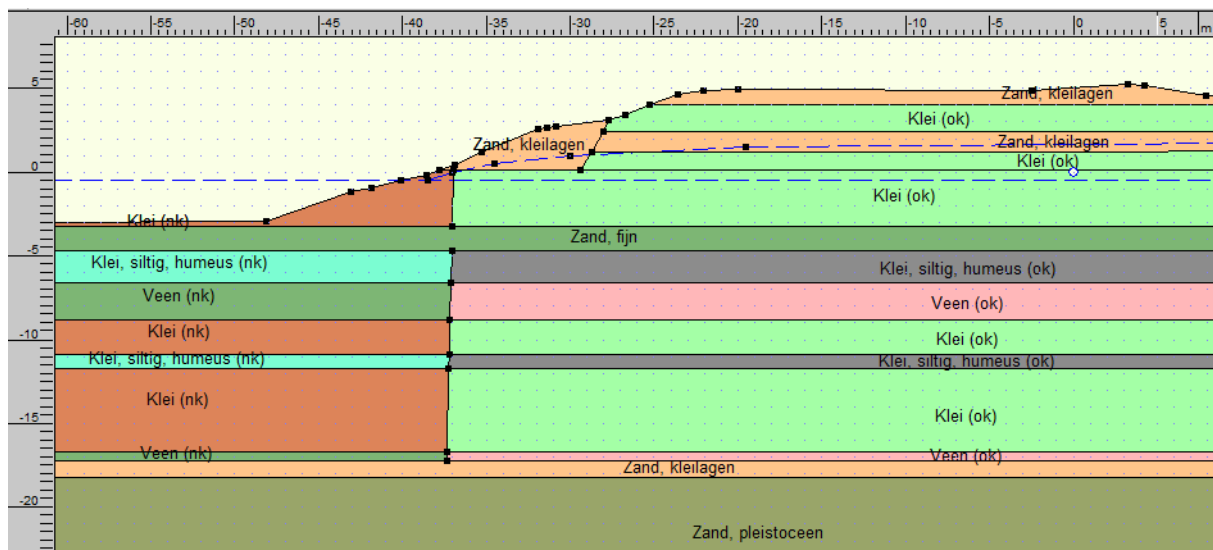
Grondsoort, classificatie volgen de toetsing [lit. 1]	Grondsoort, classificatie volgens HHSK
Klei (NAP -0,5 tot -4,0 m)	Tiel, $\gamma_n = 15,8$ kN/m ³
Klei (NAP -5,0 tot -6,5 m)	Gorkum 2, $\gamma_n = 15,0$ kN/m ³
Veen (NAP -6,5 tot -7,0 m)	Holland veen, $\gamma_n = 12,5$ kN/m ³
Klei, humeus (NAP -7,0 tot -8,0 m)	Gorkum 1, $\gamma_n = 14,0$ kN/m ³
Veen (NAP -8,0 tot -9,0 m)	Basisveen, $\gamma_n = 12,0$ kN/m ³
Klei, siltig, humeus (NAP -9,0 tot -12,5 m)	Gorkum 1, $\gamma_n = 14,0$ kN/m ³
Klei, zandlaagjes (NAP -14,5 tot -18,0 m)	Kreftenheye, $\gamma_n = 19,0$ kN/m ³

Bovenstaande wijzigingen leiden tot een verhoging van de veiligheidsfactor (SF=1,08).

4.3. Herbeoordeling grondonderzoek en bodemopbouw

De stabiliteitsfactor, die in de toetsing is berekend, hangt direct af van de geschematiseerde bodemopbouw (vertaling van grondonderzoek). In bijlage 5 is het resultaat opgenomen van een herbeoordeling van het bestaande grondonderzoek door RPS. Na herbeoordeling van het beschikbare grondonderzoek zijn de volgende optimalisaties van de aangehouden bodemopbouw mogelijk:

- Onder de kruin van NAP +4,2 m tot NAP +2,4 m zand vervangen door een kleilaag
- Onder de kruin van NAP +1,2 tot NAP -3,2 m zand vervangen door een kleilaag
- Van NAP -3,20 m tot NAP -4,70 m de betreffende grondsoort wijzigen in 'fijn zand'.



Figuur 4.1 Geoptimaliseerde bodemschematisatie op basis van een herbeoordeling van het bestaande grondonderzoek

Voor de sterkteparameters is onderscheid gemaakt in de zone 'onder de kering' en 'naast de kering'. In geval van boezemkades wordt doorgaans de buitenkruinlijn aangehouden als scheiding. In de basisschematisatie van waterkering langs de Spuihaven is in de toetsrapportage [lit.1] deze grens ook aangehouden. Dit is in dit geval een erg conservatieve keuze, omdat het hier een primaire waterkering betreft waarbij het hoogteverschil tussen de kruin en het waterniveau gemiddeld 4,5 m bedraagt. Bij boezemkeringen is dit hoogteverschil beperkt tot gemiddeld 1 m. Voor de schematisatie van de ondergrond is het daarom realistischer om de grens tussen grondlagen met kenmerk 'onder de kering' en 'naast de kering' te verschuiven richting de geul tot ongeveer 1,0 m boven de waterlijn.

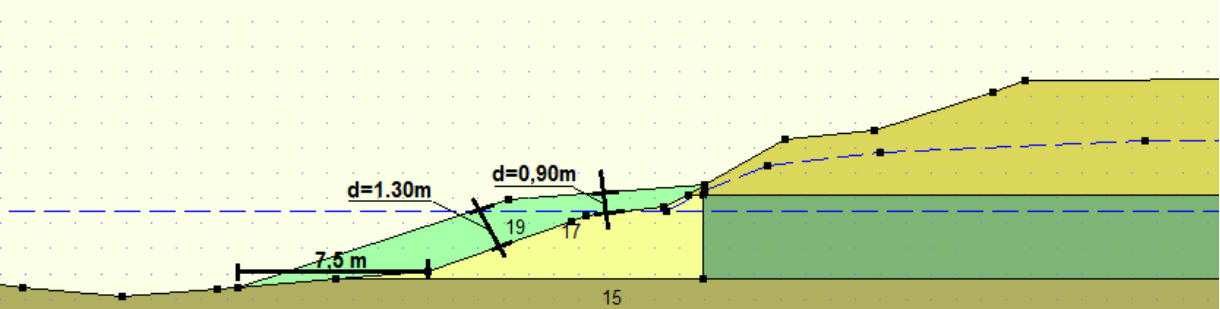
Het doorvoeren van bovenstaande wijzigingen in de basisschematisatie leidt tot een hogere stabiliteitsfactor van $SF = 1,06$. Daaruit wordt geconcludeerd dat de berekende stabiliteitsfactor erg gevoelig is voor relatief kleine veranderingen in de basisschematisatie als gevolg van een andere interpretatie van het beschikbare grondonderzoek.

4.4. Conclusie

In dit hoofdstuk zijn diverse mogelijkheden voor het optimaliseren van de basisschematisatie onderzocht. Hieruit kan het volgende worden geconcludeerd:

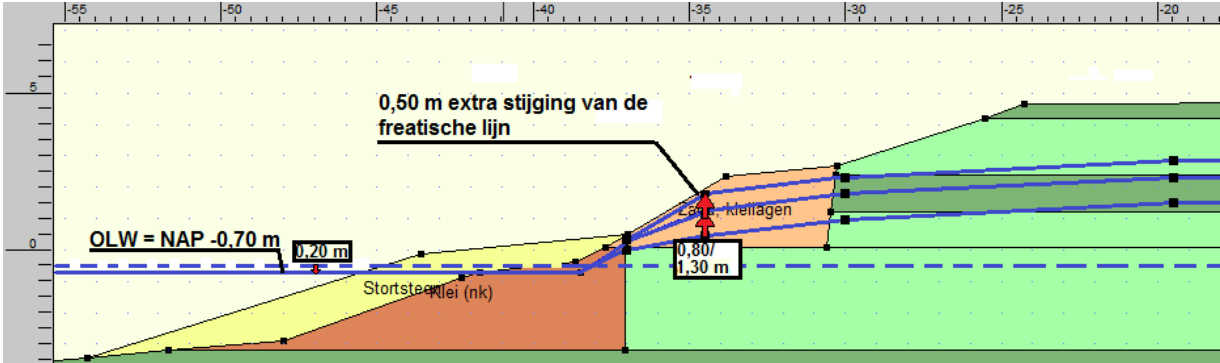
- Het aanhouden van de meest actuele geometrie in combinatie met een peilval naar GLW in plaats van OLW leidt tot een geringe verhoging van de stabiliteitsfactor. Deze aangepaste schematisatie vormt het uitgangspunt voor de schetsontwerpen die in hoofdstuk 3 zijn uitgewerkt.
- De aangehouden sterkteparameters (vastgesteld op basis van de proevenverzameling van Delfland) die ten behoeve van de toetsing zijn gehanteerd blijken conservatief. Dit volgt uit een vergelijking van berekeningsresultaten (betreffende buitenwaartse stabiliteit) waarbij de schuifsterkteparameters uit de Eurocode (tabel 2.b) en parameters op basis van proevenverzamelingen van naastgelegen waterschappen zijn aangehouden. In alle gevallen neemt de (buitenwaartse) stabiliteit toe. Bij toepassing van de schuifsterkteparameters van HHSK neemt de (buitenwaartse) stabiliteit het meest toe ($SF=1,08$), deze parameters zijn overigens door HHSK vastgesteld op basis van een celproevenverzameling. Voorlopig adviseren wij de proevenverzameling van Delfland aan te houden en eventueel in een later stadium onderbouwd lokale rekenwaarden te bepalen voor de Spuihaven.
- De vertaling van het beschikbare grondonderzoek naar een bodemopbouw in de basisschematisatie heeft een significante invloed op de stabiliteitsfactor. Er is twijfel over de aanwezigheid van een zandlaag in het dijklichaam. In de beschikbare boring is deze zandlaag aangetroffen, maar deze is niet terug te vinden in de sondering, die tevens op de locatie is uitgevoerd. Aangezien deze zandlaag duidelijk van invloed is op de buitenwaartse stabiliteit, is aan te bevelen om hier extra grondonderzoek uit te voeren middels extra handboringen. Door de sondering te laten prevaleren boven de handboring volgt een gunstigere bodemopbouw wat leidt tot een hogere stabiliteitsfactor. Door tevens de grens voor grondlagen 'onder de kering' en 'naast de kering' te verschuiven richting de waterlijn wordt een stabiliteitsfactor van $SF = 1,06$ berekend. Om de invloed van deze optimalisatie op de afmetingen van de dijkverbetering te bepalen zijn nieuwe ontwerpberoeeningen uitgevoerd. De resultaten hiervan zijn hieronder nader toegelicht.

Door in de bestaande schematisatie zowel de geometrie als de bodemopbouw te optimaliseren, kunnen tevens de schetsontwerpen (zoals uitgewerkt in hoofdstuk 3) geoptimaliseerd worden. Hierdoor kan de minimale planklengte van de damwand worden gereduceerd naar 15 m (onderkant damwand op NAP -12,5 m). Het alternatief van de steunberm kan tevens geoptimaliseerd worden. De maatregel beperkt zich hierdoor tot een bestorting met een dikte van 0,90 tot 1,30 m dik, die tegen het onderwatertalud van de waterkering wordt aangebracht (zie figuur 4.2). Hierbij is het niet noodzakelijk om het talud te verflauwen en/of een bodemverbetering in de teen van de dijk aan te brengen. Gelet op de grote verschillen in afmetingen, bevelen wij aan om in de ontwerpfase meer inzicht te krijgen in de lokale bodemopbouw om daarmee de definitieve afmetingen te bepalen.



Figuur 4.2 Geoptimaliseerd ontwerp voor de buitendijkse steunberm (ontwerperperiode: 2100)

Uit een berekening met een freatische lijn die uitzakt tot OLW (volgens de toetsing [lit. 1]) blijkt het buitentalud nog steeds aan de vereiste veiligheid ($SF=1,14$) te voldoen. Het is echter waarschijnlijker dat de freatische lijn een hoger verloop krijgt, ten gevolge van bijvoorbeeld het optreden van extremere klimaatomstandigheden (hogere rivierafvoer en meer zeespiegelstijging) dan nu wordt voorzien. Tot een stijging van 0,50 m voldoet het ontwerp van de steunberm nog steeds om aan de vereiste veiligheid van $SF=1,14$ te kunnen voldoen.



Figuur 4.3 Gevoeligheid van het geoptimaliseerd ontwerp van de steunberm voor dieper uitzakken en verder stijgen van de freatische lijn

5. GEVOELIGHEIDSANALYSE SCHETSONTWERPEN

5.1. Inleiding

In Hoofdstuk 3 zijn, op basis van de hydraulische randvoorwaarden uit [lit. 2], twee alternatieve verbetermaatregelen technisch inhoudelijk uitgewerkt tot op (schets)ontwerpniveau. In Hoofdstuk 4 is vervolgens beoordeeld in hoeverre het aanpassen van de basisschematisatie leidt tot een optimalisatie van de afmetingen van beide verbetermaatregelen. De (schets)ontwerpen zijn in het maatgevende dwarsprofiel (DP06) uitgewerkt op tekening (bijlage 9).

In dit hoofdstuk is een kwalitatieve beschouwing opgenomen van:

- Het effect van het de dijkverbetering op het veiligheidsniveau van de waterkering;
- het effect van zwaardere ontwerpbelastingen op het veiligheidsniveau van de waterkering;
- het effect van een mogelijke nieuwe norm op basis van VNK2 uitkomsten op het veiligheidsniveau van de waterkering.

Het doel hiervan is om inzicht te verschaffen in de gevoeligheden van bovengenoemde bedreigingen ten aanzien van de sterkte van de waterkering. Hiervoor zijn (per potentiële bedreiging) de volgende beoordelingssporen doorlopen:

- Hoogte HT
- Piping en heave STPH
- Macrostabieliteit binnenwaarts STBI
- Macrostabieliteit buitenwaarts STBU
- Microstabieliteit STMI
- Stabieliteit Bekledingen STBK
- Stabieliteit Voorland STVL

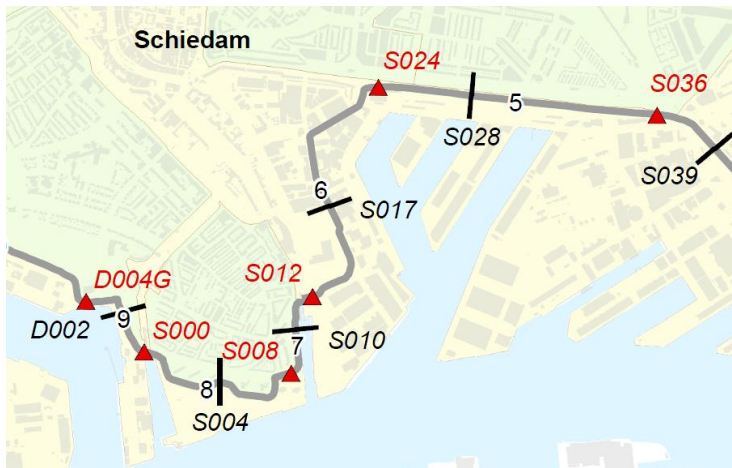
Onvoldoende (kerende) hoogte leidt tot een overschrijding van het golfoverslagdebiet. Indien een waterkering op (een van de) overige beoordelingssporen onvoldoende scoort, kan de stabiliteit in gevaar komen. Uit de resultaten van de derde toetsronde blijkt dat de faalmechanismen piping en heave en microstabieliteit op de verbeterlocaties niet van toepassing zijn.

5.2. Gevoeligheid van de waterkering voor zwaardere ontwerpbelastingen

In de stabiliteitsberekeningen is uitgegaan van hydraulische omstandigheden behorend bij het midden-scenario betreffende klimaatverandering. Theoretisch is het mogelijk dat het maximum scenario zal optreden. Dit houdt in dat de zeespiegel verder stijgt en dat de afvoer op de rivier nog groter wordt. Er wordt (vooralsnog) geen toename van de windsnelheid voorspeld. Mocht dit wel optreden, dan neemt ook de golfbelasting op de waterkering toe.

5.2.1. Hoogte

Uit de resultaten van de derde toetsronde [lit. 10] volgt dat ter plaatse van S004 (maatgevend profiel, zie figuur 5.1) het golfoplooppniveau $z_{2\%}$ (door 2% van de inkomende golven overschreden), NAP +4,29 m bedraagt. De kruinhoogte ligt hier op NAP +5,32 m. Het (gemiddeld) overslagdebiet is onder maatgevende omstandigheden kleiner dan 0,1 l/s/m. De kruinhoogte ter plaatse van de verbetermaatregel is NAP +5,18 m, 0,14 m lager dan S004. Het golfoplooppniveau is hier naar verwachting lager in verband met de beschutte ligging in de Spuihaven. Ten aanzien van het beoordelingsspoor hoogte is S001 dan ook niet maatgevend voor traject tussen S000 en S008, zoals al uit de toetsrapportage blijkt.



Figuur 5.1 Overzicht dijkvakindeling

5.2.2. Stabiliteit buitenwaarts

Een extra toename van de zeespiegelstijging en rivierafvoer leiden tot hogere waterstanden, waardoor de buitenwaartse stabiliteit ongunstiger wordt beïnvloed onder maatgevende omstandigheden (peilval na hoogwater). Het ontwerp van de dijkverbeteringsmaatregelen is berekend op basis van een peilval vanaf NAP +4,10 m (zichtjaar 2100). Hierbij is een stabiliteitsfactor van $SF = 1,14$ in acht genomen. Omdat gericht is ontworpen op een minimale stabiliteitsfactor van 1,14 heeft een toename van het maatgevend hoogwater direct effect op de schetsontwerpen. Het is mogelijk om een hogere marge aan te houden (meer robuustheid), maar dan neemt het ruimtebeslag van de verbetermaatregelen (steunberm) zienderogen toe. Voor het geoptimaliseerde ontwerp van de steunberm was het wel mogelijk om een ruimere marge aan te houden betreffende de stabiliteitsfactor ($SF=1,16$). Bij een verlaging van de freatische lijn naar OLW in plaats van GLW blijft de stabiliteit voldoende ($SF=1,14$). Dit geldt ook voor een stijging van de freatische lijn met maximaal een halve meter extra (zie §4.4, $SF=1,14$).

5.2.3. Stabiliteit binnenwaarts

Ook voor stabiliteit binnenwaarts is S004 het maatgevend profiel voor het traject S000-S008. Uit de geotechnische toets van de Delflandse dijk [lit 11] blijkt dat de veiligheidsfactor $SF=2,08$ bedraagt.

5.2.4. Stabiliteit bekleding

De significante golfhoogte H_s bedraagt momenteel 0,39 m. Een grasbekleding voldoet tot een golfbelasting met $H_s = 0,75$ m. Ontwerpregels (uit de Leidraad Rivieren [lit. 8]) schrijven voor dat er dan wel een kleilaag met een minimale dikte van 0,80 m wenselijk is. Vermoedelijk is dit voor de Spuihaven niet het geval (zie boringen uit bijlage 1). Naast een grasbekleding is op de onderzijde van het buitentalud een steenzetting aanwezig van basaltzuilen. In de toetsing [lit. 1] is een zuilhoogte aangehouden van 0,30 m, wat gezien de golfbelasting volgens [lit. 1] voldoende is. Naar verwachting zijn de basaltzuilen op klei geplaatst, maar dit wordt niet door het beschikbare grondonderzoek bevestigd.

Door een toename van de windsnelheid neemt de golfbelasting toe. De huidige bekleding bestaat volgens [lit. 1] uit basaltzuilen met een hoogte van 0,30 m. Het is niet bekend of de basaltzuilen op een filterconstructie, dan wel granulaire laag zijn aangebracht. Het is zelfs niet duidelijk of de basaltzuilen op een kleilaag zijn aangebracht met voldoende dikte. In het VTV [lit. 4] is een rekenmethode opgenomen waarmee op basis van empirische relaties tussen sterkteparameter $H_s/\Delta D$ en de belastingparameter ξ_{op} de basaltbekleding kan worden getoetst op stabiliteit onder golfaanval.

De brekerparameter ξ_{0p} kan als volgt worden bepaald:

$$\xi_{0p} = \tan \alpha / \sqrt{(H_s / L_{0p})} = 0,33 / \sqrt{(0,39 / 6,7)} = 1,4 \quad [-]$$

waarin:

$$\alpha = \text{gemiddelde taludhelling} = 18,4 \text{ (bij 1:3)} \quad [^\circ]$$

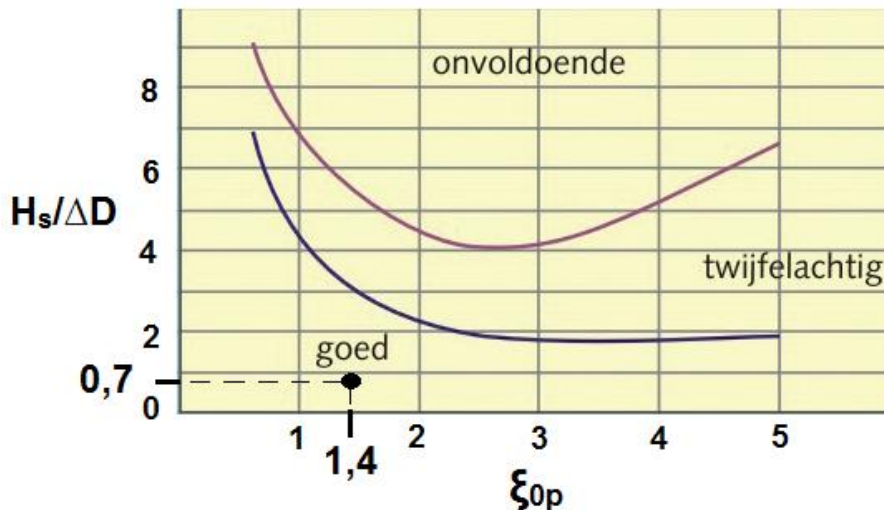
$$L_{0p} = \text{golflengte op diep water die hoort bij de piekperiode} \\ = gT_p^2 / 2\pi = 9,81 * 2,07^2 / 6,28 = 6,7 \quad [m]$$

ΔD = relatieve dichtheid * steendikte

Het soortelijk gewicht van rots/natuursteen is 2900 kg/m^3 . Dit leidt tot een relatieve dichtheid (in water) van $(2900 - 1025) / 1025 = 1,83$.

$$\rightarrow H_s / \Delta D = 0,39 \text{ m} / (1,83 * 0,30 \text{ m}) = 0,7 \quad [-]$$

Aan de hand van modelproeven is vastgesteld bij welke verhouding tussen de sterkte- en belastingparameters de constructie zeker 'goed' en zeker 'onvoldoende' is. Deze grenslijnen zijn vastgesteld in de zogenaamde black-box grafieken.



Figuur 5.2 Blackbox-grafiek voor steenzetting op geokunststof op zand of klei (bron VTV2006, [lit. 4])

Op basis van de grafiek uit figuur 5.2 (blackbox-grafiek) kan gesteld worden dat de aanwezige bekleding van basaltzuilen voldoet aan de eis voor toplaaginstabiliteit. Hieruit is ook af te lezen dat een toename van de hydraulische belasting niet direct gevolgen heeft voor de stabiliteit van de huidige bekleding.

5.3. Effect van het ontwerp op de overige toetssporen

Een wijziging in de geometrie kan nadelige effecten hebben op de overige toetssporen, zoals de kerende hoogte. Het is daarom relevant om een nadere beschouwing op te nemen van de invloed van de nieuwe geometrie op de overige toetssporen.

5.3.1. Hoogte

De belangrijkste factoren in toetsing op hoogte zijn kruinhoogte en taludhelling, resulterend in het overslagdebiet. Bij de damwandoplossing verandert geen van deze factoren. Bij de oplossing met een steunberm zal de golfoploop enkel afnemen.

5.3.2. Stabiliteit buitenwaarts

De belangrijkste factoren voor buitenwaartse stabiliteit zijn de geometrie van het buitentalud en de opbouw en (schuif)sterkte van de grond. De verbetering van de Spuihaven is in feite een verbetering van de buitenwaartse stabiliteit.

5.3.3. Stabiliteit binnenwaarts

De belangrijkste factoren voor binnenwaartse stabiliteit zijn de geometrie van het binnentalud en de opbouw en (schuif)sterkte van de grond aan de binnenzijde. Beide voorgestelde oplossingsrichtingen hebben hier geen invloed op.

5.3.4. Stabiliteit bekleding

De belangrijkste factoren voor stabiliteit bekleding zijn de graskwaliteit, steendikte en de erosiebestendigheid van onderliggende lagen. Bij de damwandoplossing zal de bekleding niet veranderen. Het aanbrengen van een (stortstenen) steunberm tegen de bestaande basaltbekleding heeft een reducerende werking op de golfaanval tegen het buitentalud. De bestaande grasbekleding zal daarom minder belast worden tijdens maatgevende condities.

In het ontwerp (bijlage 9) is een gradering van 10-60 kg opgenomen voor de toe te passen stortsteen. Dit is voor dergelijke situaties (langs rivierdijken) een veel toegepaste gradering. Een berekening voor de Spuihaven zou uit kunnen wijzen dat een lichtere gradering op deze locatie eventueel ook zou kunnen voldoen. Hierin zou ook het begrip robuustheid nog meegenomen kunnen worden.

5.4. Effect VNK2 uitkomsten

Het project Veiligheid Nederland in Kaart (VНК2) analyseert de huidige overstromingsrisico's in Nederland. Met een innovatieve methode koppelt het overstromingskansen aan de overstromingsgevolgen uitgedrukt in economische schade en aantallen slachtoffers. Met de informatie uit VНК2 kan de overheid gericht maatregelen treffen om Nederland kostenefficiënt te beschermen tegen overstromingen.

In de risicobenadering wordt de waterkering in samenhang met het achterliggende gebied beschouwd. VНК2 berekent en verklaart de overstromingsrisico's per dijkkringgebied. Het traject van S000 tot S008 is onderdeel van dijkvak 21. De maatgevende overstromingskansen liggen in de orde van $2,72 \times 10^{-7}$ per jaar. Enkel het faalmechanisme golfoverloop en golfoverslag zijn in VНК2 berekend. De overige mechanismen zijn als niet significant bestempeld (dus een te lage kans op basis van expert-judgement). De waterkering is dus met meest gevoelig ten aanzien van het faalmechanisme golfoverslag en overloop. Indien een verhoging van veiligheid benodigd is, ligt het, op basis van de resultaten van VНК2, voor de hand dat de hoogte van de kering wordt aangepast. Het in VНК2 beschouwde traject (S000-S008) heeft een lengte van circa 800 m. Het traject waarover de verbetermaatregel moet worden toegepast is circa 50 m lang (S001) en ligt achter in de Spuihaven. Een eventueel strengere norm zal, over het traject S000-S008, leiden tot extra hoogte. De verwachting is dat dit ter plaatse van S001 ook het geval is, maar dit profiel is zeker niet maatgevend ten aanzien van het faalmechanisme hoogte, zoals in § 5.2.1. ook al werd geconstateerd.

5.5. Conclusie

Tijdens maatgevende omstandigheden mag een dijk niet bezwijken, dus de stabiliteit moet gewaarborgd zijn. Daarnaast wordt slechts een beperkte hoeveelheid overloop/overslag toegestaan, dus de hoogte van de dijk is ook van belang.

Door een stabiliteitsscherf te plaatsen of een steunberf tegen de onderzijde van het buitentalud aan te brengen, kan de buitenwaartse stabiliteit tot een acceptabel veiligheidsniveau worden verbeterd. Aanscherping van de minimaal vereiste stabiliteitsfactor of een toename van de hydraulische belasting, heeft direct nadelige consequenties voor het schetsontwerp van de verbetermaatregelen. In principe kan met betrekking tot de steunberf, vrij eenvoudig extra stortsteen aangebracht worden, maar de

beschikbare ruimte hiervoor is beperkt. De uitbreidbaarheid van de steunberm is dus beperkt. Er moet echter wel gerealiseerd worden dat bovenop de toename van de maatgevende waterstand ook al een robuustheidstoeslag in rekening is gebracht van 0,30 m.

6. MULTICRITERIA-ANALYSE (MCA)

6.1. Inleiding

De beoordeling van de twee uitgewerkte schetsontwerpen vindt plaats middels een multicriteria-analyse. Ter verificatie zijn ook de geoptimaliseerde ontwerpen in deze analyse meegenomen. Multicriteria-analyse (MCA) is een evaluatiemethode om tussen diverse discrete alternatieven een rationele keuze te maken op basis van meer dan één onderscheidingscriterium. De doelen van een MCA zijn het ordenen van gegevens, het transparant maken van beslissingsprocessen en het ondersteunen van beslissers / beleidsmakers. De criteria voor de schetsontwerpen zijn in samenspraak met Delfland opgesteld en worden in volgende paragraaf nader toegelicht.

De eerste stap in MCA is probleemanalyse. In deze stap worden de criteria geordend in groepen, worden de schalen van de criteria vastgesteld en de scores per criterium voor alle alternatieven beschreven in een effectentabel.

De criteria voor de schetsontwerpen zijn, op basis van de schalen, grofweg in te delen in twee groepen. De kosten worden uitgedrukt in monetaire eenheden (€) en de overige criteria worden volgens een ordinale schaal (-/+) beoordeeld. De effectentabel geeft een overzicht van alle sterke en zwakke punten van elk alternatief. Hiermee wordt het mogelijk een systematische afweging te maken tussen de drie alternatieven, waarbij ieder criteria (even zwaar) wordt meegewogen. Het is mogelijk om extra gewicht aan bepaalde criteria mee te geven, maar in dit stadium van het ontwerpproces gaat hier niet de voorkeur naar uit. Het resultaat van de effectentabel geeft dus een indicatie van de kosten op basis van een SSK-raming en een afweging van de overige beoordelingscriteria op basis van een ordinale schaal (5-puntsschaal).

6.2. Criteria

6.2.1. Kosten

Per alternatief is een inschatting gemaakt van de kosten middels een SSK-raming (Standaard Systematiek voor Kostenramingen). De volledig uitgewerkte raming is opgenomen in bijlage 6 van dit rapport. Hieronder volgen de resultaten van de SSK-raming.

Alternatief 1 – Stalen damwand

- Investeringskosten: € 5,0 ton
- Levensduurkosten: € 1,8 ton
- Kosten totaal: € 6,8 ton

Alternatief 2 – Steunberm + taludverflauwing

- Investeringskosten: € 3,4 ton
- Levensduurkosten: € 1,9 ton
- Kosten totaal: € 5,3 ton

Alternatief 1a – Stalen damwand (geoptimaliseerd)

- Investeringskosten € 3,9 ton
- Levensduurkosten € 1,8 ton
- Kosten totaal: € 5,7 ton

Alternatief 2b – Steunberm (geoptimaliseerd)

- Investeringskosten: € 2,2
- Levensduurkosten: € 1,9
- Kosten totaal: € 4,1 ton

Het percentage “Nader te detailleren” voor bouwkosten staat in deze fase op 20% en voor de levensduurkosten + objectrisico's is 5% opgenomen in de raming. Dit percentage zal in het verdere verloop van het project afnemen tot aan het DO.

6.2.2. Uitvoerbaarheid

Voor het criterium uitvoerbaarheid wordt met name gekeken naar de bereikbaarheid van het (buiten)talud om het stabiliteitsschermb (damwand) of de steunberm (steenbestorting) aan te kunnen brengen. Daarnaast moet de toegankelijkheid/bereikbaarheid van het gebied voor gebruikers/omwonenden zoveel mogelijke gewaarborgd blijven tijdens de uitvoering. Ten aanzien van uitvoerbaarheid is niet duidelijk een voorkeur aan te wijzen voor het aanbrengen van een steunberm of een damwandschermb. In bijlage 7 is voor de twee alternatieven een beknopte uitvoeringsbeschrijving opgenomen. Hieruit valt af te leiden dat het aanbrengen van een stortstenen steunberm meer overlast met zich mee zal brengen dan het trillen van een damwand. Indien de geoptimaliseerde berm wordt aangebracht is minder materiaal benodigd, daarbij hoeft het buitentalud niet geherprofileerd te worden hetgeen de overlast beperkt (geen depot benodigd).

6.2.3. Duurzaamheid

Om een concrete invulling te kunnen geven aan het begrip duurzaamheid gebruikt Delfland de triple-P benadering. In deze theorie staan de drie P's voor:

- People sociale kwaliteit: gezondheid, leefbaarheid, keuzevrijheid.
- Planet milieukwaliteit: zuiverheid en beschikbaarheid van energie, water, grondstoffen, lucht, etc.
- Profit economische kwaliteit: winst, betaalbaarheid en betrouwbaarheid.

Delfland streeft bij het uitvoeren van het werk naar een evenwichtige balans tussen de drie P's. Voor de Delflandse dijk betekent dit concreet dat het ontwerp moet inspelen op alle drie P's. Bij 'People' kan gedacht worden aan de leefomgeving en de beleving van de gebruikers (fietsers / voetgangers / automobilisten) en omwonenden / bedrijven. Bij 'Planet' kun je denken aan gebruik van duurzame materialen, hergebruik van producten en beperkt energieverbruik. 'Profit' houdt in dat de realisatie- en onderhoudskosten zo laag mogelijk worden gehouden.

Aan de begrippen 'People' en 'Profit' wordt in de paragrafen 'uitvoerbaarheid' en 'kosten' reeds aandacht besteedt. Het begrip 'Planet' staat daarom voor het criterium duurzaamheid centraal. Het document 'Criteria voor duurzaam inkopen van Waterbouwkundige Constructies [lit. 13]' geeft aan het begrip duurzaamheid een zeer concrete invulling. Hergebruik en het gebruik van duurzame materialen is hiervan een goed voorbeeld. Daarnaast wordt het beperken van energieverbruik en transport gezien als duurzaam.

6.2.4. Robuustheid en uitbreidbaarheid

In hoofdstuk 5 is een kwalitatieve gevoeligheidsanalyse van de twee alternatieven uitgevoerd ten aanzien van zwaardere richtlijnen (conservatievere ontwerpparameters) en de overige toetssporen. Hieruit bleek dat de nieuwe geometrie (stortstenen steunberm) geen negatieve invloed op de overige toetssporen heeft. Een verzwaring van de ontwerpparameters kan wel gevolgen hebben voor het ontwerp van de verbetermaatregelen en de benodigde kruinhoogte.

6.2.5. Impact op omgeving

De impact op de omgeving kan onderverdeeld worden in de volgende categorieën:

- Direct effect op actoren
- Hinder/overlast tijdens de uitvoering
- Schade aan eigendom tijdens de uitvoering
- Belevingswaarde

In het alternatief met de steunberm wordt enkele meters extra ruimtebeslag gelegd op de vooroever, waardoor de bestaande ligplaatsen in het gedrang komen. De steunberm in het geoptimaliseerde ontwerp legt slechts een beperkt ruimtebeslag op de vooroever, dit heeft beduidend minder grote gevolgen voor de ligplaatsen in het haventje voor pleziervaartuigen. De overlast tijdens de uitvoering wordt reeds beschouwd in paragraaf 5.2.2.

Een stabiliteitsscherm, uitgevoerd in de vorm van een stalen damwand, kan onder het maaiveld worden afgewerkt. Tijdens het aanbrengen van de damwand kan enige overlast ontstaan in de directe omgeving van de kade, maar dit is naar verwachting van korte duur. Na afloop zijn er echter geen veranderingen merkbaar ten opzichte van de huidige situatie.

De steunberm bestaande uit een kern van mijnsteen (grauwacke) en een toplaag van stortsteen wordt in principe vanaf het water aangebracht, de overlast beperkt zich dan tot de Spuihaven (watergedeelte). Indien dit te veel overlast geeft of niet mogelijk blijkt te zijn, dan kan ook via de weg materiaal aangevoerd en aangebracht worden, maar deze methode geniet niet de voorkeur. Ten behoeve van het aanbrengen van de steunberm zullen, vanwege het grote ruimtebeslag, waarschijnlijk een aantal ligplaatsen permanent moeten verdwijnen. Het geoptimaliseerde ontwerp heeft beduidend minder ruimtebeslag tot gevolg, waardoor waarschijnlijk de ligplaatsen (gedeeltelijk) behouden kunnen blijven.



Figuur 6.1 Impressie van de Delflandsedijk ter plaatse van de Spuihaven, met links het buitentalud van de kade en rechts de jachthaven

In bijlage 11 zijn een drietal praatprenten opgenomen met een impressie van de twee dijkverbeteringsalternatieven wanneer deze uitgevoerd zijn. Uit de praatprenten blijkt dat het alternatief waarbij de geometrie wordt aangepast (herprofilering buitentalud + aanbrengen steunberm) overduidelijk ingrijpende gevolgen heeft voor de directe omgeving. Voor deze maatregel is waarschijnlijk geen wijziging in de legger van Delfland noodzakelijk. Voor de legger van Rijkwaterstaat is dit waarschijnlijk wel het geval (opgenomen in de risico-analyse). Het plaatsen van specifieke nieuwe constructie-elementen vergt wel een wijziging in de legger van Delfland. Hiervoor moet dus een procedure worden opgestart.

6.3. Effectentabel

Met behulp van de effectentabel kunnen effecten van uiteenlopende oplossingen overzichtelijk naast elkaar worden gezet. In de tabel staan de criteria in de eerste kolom. De effecten van de alternatieven op de criteria kunnen kwalitatief en kwantitatief in de effectentabel worden aangeduid. Op basis van die effecten kan vervolgens een rangschikking worden gemaakt.

Volgens het bovenstaande principe is voor dit onderzoek een effectentabel (tabel 6.1) opgesteld. Hierin zijn de twee (alternatieve) dijkverbeteringsmaatregelen en de geoptimaliseerde ontwerpen naast elkaar gezet. In de meest linker kolom zijn de criteria verwerkt, die in overleg met Delfland zijn geformuleerd. Voor ieder criterium is nagegaan tot in welke mate de verbetermaatregel tegemoet komt aan het betreffende criterium. Dit is uitgedrukt in een ordinale schaal (--/++). Hierin moet een min (-) worden gelezen als zijnde 'slecht' en een plus (+) als zijnde 'goed', 0 is neutraal. Dubbel min (--) of dubbel plus (++) is zeer slecht of zeer goed.

Tabel 6.1 Effectentabel

	'Standaard' ontwerp		'Geoptimaliseerd' ontwerp	
	Stabiliteitsscherm	Steunberm	Stabiliteitsscherm	Steunberm
Kosten (totaal, in €)	6,8 ton	5,3 ton	5,7 ton*	4,1 ton
Uitvoerbaarheid	+	--	+	-
Duurzaamheid	0	0	+	+
Robuustheid & uitbreidbaarheid	-	0	-	+
Impact op de omgeving	0	--	0	-
Totaal	0	-4	1+	0

* De kosten voor het geoptimaliseerde ontwerp van het stabiliteitsscherm zijn conservatief omdat alleen de lengte van het oorspronkelijke damwandprofiel is aangepast. Een gedetailleerde uitwerking van deze oplossing zou kunnen leiden tot een lichter profiel waardoor de kosten verder naar beneden bijgesteld kunnen worden.

Ten aanzien van de uitvoerbaarheid worden voor de dijkverbeteringen geen bijzonderheden voorzien. Er moet nog wel aangetoond worden dat het, met het oog op buitenwaartse stabiliteit, verantwoord is om het damwandscherm vanaf het buitentalud aan te brengen. Het aanbrengen van de steunberm wordt bij voorkeur vanaf het water uitgevoerd, maar door ruimtegebrek zou men genoodzaakt kunnen zijn om dit via de weg te doen. Dit zou nog nader onderzocht moeten worden. Wel staat vast dat het aanbrengen van een damwand beduidend minder overlast veroorzaakt, omdat de uitvoeringstijd relatief kort is en de hoeveelheid aan te voeren materiaal beperkt is ten opzicht van de hoeveelheid benodigde stortsteen voor een steunberm. Het voordeel van de geoptimaliseerde steunberm ten opzichte van het 'standaard' ontwerp zit in de hoeveelheid benodigde stortsteen, maar ook in het feit dat het buitentalud niet geprofileerd hoeft te worden.

Het hergebruik van materialen en beperken van transport en energieverbruik zijn aspecten van het begrip duurzaamheid waaraan de verbetermaatregelen tegemoet zouden moeten komen. Voor het plaatsen van een damwandscherm moeten stalen damwandplanken gefabriceerd en aangevoerd worden. Voor het aanbrengen van de steunberm moet stortsteen worden aangevoerd. Het volume stortsteen dat benodigd is voor de steunberm is vele malen groter dan het volume staal ten behoeve van het stabiliteitsscherm. In dat opzicht is een stabiliteitsscherm duurzamer dan een steunberm. Het fabriceren van de stalen planken kost daarentegen veel energie, dit is vanuit een duurzaamheidsperspectief weer een nadeel ten opzicht van stortsteen. Er is dus geen duidelijke voorkeur voor een van de twee maatregelen aan te wijzen. Het mag wel duidelijk zijn dat het geoptimaliseerde ontwerp duurzamer is dan het 'standaard' ontwerp vanwege minder materiaalgebruik.

Ten aanzien van robuustheid is gebleken (zie paragraaf 4.2) dat beide oplossingen tot in zekere mate bestand zijn tegen een toename van de hydraulische belastingen. Een steunberm heeft echter ook een reducerend effect op de golfoploop waardoor het golfoverslagdebiet afneemt. Een steunberm draagt dus bij aan een robuustere waterkering. Een stabiliteitsscherm, die onder het talud wordt afgewerkt, draagt alleen bij aan een verbetering van de buitenwaartse stabiliteit en heeft geen positief effect op de overige faalmechanismen zoals golfoverslag.

Wat betreft uitbreidbaarheid biedt een steunberm in principe een zeker voordeel, omdat deze in de toekomst relatief eenvoudig uitgebreid kan worden, mocht dit met betrekking tot veiligheidsoverwegingen noodzakelijk zijn. Door de omvang van de steunberm en de beperkte ruimte in de Spuihaven is extra uitbreiding echter problematisch. Bij het geoptimaliseerde ontwerp is de speelruimte voor uitbreiding wel aanwezig.

Wat betreft de impact op de omgeving scoort het damwandscherm duidelijk het meest positief. Omdat de bovenkant van de damwand beneden maaiveld wordt afgewerkt, zijn er geen merkbare gevolgen voor de omgeving. In geval van een steunberm van mijnsteen afgewerkt met een toplaag van stortsteen verandert van het buitentalud ingrijpend. Hierdoor verandert het uiterlijk van de waterkering (beleving). Daarnaast zijn de gevolgen van het aanbrengen van stortsteen in praktisch opzicht nadelig ten aanzien van de ligplaatsen in de Spuihaven. Bij het geoptimaliseerde ontwerp zijn de gevolgen naar verwachting minder ingrijpend.

6.4. Conclusie en aanbevelingen

Vanuit economisch perspectief gaat de voorkeur uit naar een steunberm van stortsteen. Deze oplossing is circa 40% goedkoper dan het aanbrengen van een damwandscherm. Uit de effectentabel blijkt echter dat de steunberm zeer negatief scoort ten aanzien van de overige criteria. Een stabiliteitsscherm (aanbrengen damwand) scoort ten aanzien van de overige criteria relatief positief.

Naast de twee 'standaard' oplossingen zijn ook de 'geoptimaliseerde' versies van een stabiliteitsscherm (stalen damwand) en een steunberm (stortsteen) beschouwd. Hiervoor is een wijziging in de bodemopbouw aangebracht nadat een herbeoordeling van het bestaande grondonderzoek is uitgevoerd. Daarnaast is de grenslijn tussen sterkteparameters voor de bodem onder de kering en naast de kering opgeschoven richting de waterlijn.

Op basis van de 'geoptimaliseerde' bodemschematisatie zijn voor zowel voor de damwand als de steunberm van stortsteen nieuwe ontwerpberekeningen gemaakt. Hieruit blijkt dat de kosten voor de twee alternatieven circa 25% lager uitvallen. Maar met name de geoptimaliseerde versie van de steunberm scoort veel beter ten aanzien van de overige criteria (van -5 naar 0). Ook de damwand scoort beter, door een kortere lengte is minder materiaal benodigd (dus, minder staalproductie = duurzamer).

Gezien de grote prijsverschillen tussen de 'geoptimaliseerde' ontwerpen en de 'standaard' schetsontwerpen, wordt geadviseerd om extra grondonderzoek te verrichten ter onderbouwing van de 'geoptimaliseerde' bodemopbouw. Daarnaast wordt geadviseerd om de grenslijn tussen sterkteparameters voor de bodem onder de kering en naast de kering vast te stellen volgens de officiële richtlijn van Delfland.

7. REFERENTIES

- [1] Toetsingsrapportage betreffende Afschuiving voorland Delflandse dijk te Schiedam
Fugro, oktober 2006
- [2] Hydraulische randvoorwaarden t.b.v. schetsontwerp vooroever Spuihaven
RPS, september 2013
- [3] Oplossingsrichtingen afgekeurde traject Delflandse Dijk S000-S002
Fugro, februari 2007
- [4] Voorschrift Toetsen op Veiligheid Primaire Waterkeringen
Ministerie van V&W, september 2007
- [5] Addendum I bij de Leidraad Rivieren – t.b.v. het ontwerpen van rivierdijken
Ministerie van V&W, juli 2007
- [6] Toetsing Spuisluis Schiedam
Witteveen+Bos, 2003
- [7] Leidraad Ontwerpen van Rivierdijken – Deel 2 benedenrivierengebied
TAW, 1989
- [8] Leidraad Rivieren
Ministerie van V&W, 2007
- [9] Toetsing bekleding Delflandsedijk
Infram, 2009
- [10] Toetsing hoogte Delflandsedijk
Infram, 2009
- [11] Toetsing geotechnische stabiliteit Delflandsedijk
Witteveen+Bos, 2009
- [12] Programma van eisen Delflandse Dijk t.b.v. dijkverbetering op twee locaties Spuihaven (S000.85 t/m S001.35) Merwehaven (S0024 tm S0033)
RPS, november 2013
- [13] Criteria voor duurzaam inkopen van Waterbouwkundige Constructies
Ministerie van Infrastructuur en Milieu, oktober 2013