

10 Voorland en bebouwing

10.1 Inleiding

In het kader van de enkele jaren geleden uitgevoerde toetsing zijn het voorland en de bebouwing niet getoetst. Omdat ontwerpnormen ontbreken, is de beoordeling uitgevoerd volgens het toetsspoor van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV) waarbij de ontwerpandvoorwaarden (o.a. hydraulische) voor versterking zijn gehanteerd. Alle aspecten die in dit katern beschreven worden, zijn meegenomen in de beoordeling.

De toets op voorland en buitendijkse bebouwing is beschreven in de rapporten 398213.0018 en 398212.0045.

10.2 Voorland

Voor afschuiving van de vooroever kan er geconcludeerd worden dat het resultaat van de score voor de trajecten 2, 4 en 6 afhankelijk is van de score van de buitenwaartse stabiliteit van de waterkering (zie Tabel 10.1). Als deze goed is, kunnen de trajecten op het deelspoor afschuiving de score goed krijgen.

Voor het mechanisme zettingsvloeiing is aanvankelijk geconcludeerd dat er één traject is met een voorlopig negatieve score. Dit is de traject G+90 – 0.0+00. Dit werd veroorzaakt door een gebrek aan informatie van de ondergrond. Op dit traject is aanvullend grondonderzoek door middel van 2 sonderingen uitgevoerd (c122 en C123). Op basis van dit onderzoek is vastgesteld dat er weliswaar verwekingsgevoelige lagen aanwezig zijn, maar dat deze zodanig dus zijn dat zettingsvloeiing niet kan optreden.

De resultaten staan weergegeven in Tabel 10.1.

Traject	Strekking			Deelsporen		Eindscore	Opmerking
1	G+90	-	0,0+00	AF	Score buitenwaartse stabiliteit	Score buitenwaartse stabiliteit	Grondonderzoek uitgevoerd
				ZV	Goed		
2	0,0+90	-	0,5+00	AF	Score buitenwaartse stabiliteit	Score buitenwaartse stabiliteit	Als buitenwaartse stabiliteit goed dan is afschuiving ook goed
				ZV	Goed		
3	0,5+00	-	1,8+00	AF	Goed	Goed	
				ZV	Goed		
4	1,8+00	-	2,3+00	AF	Score buitenwaartse stabiliteit	Score buitenwaartse stabiliteit	Als buitenwaartse stabiliteit goed dan is afschuiving ook goed
				ZV	Goed		
5	2,3+00	-	3,5+50	AF	Goed	Goed	
				ZV	Goed		
6	3,5+50	-	3,9+00	AF	Score buitenwaartse stabiliteit	Score buitenwaartse stabiliteit	Als buitenwaartse stabiliteit goed dan is afschuiving ook goed
				ZV	Goed		
7	3,9+00	-	6,0+00	AF	Goed	Goed	
				ZV	Goed		

Tabel 10.1: Resultaten toetsing voorland

In de bovenstaande tabel staat AF voor afschuiving en ZV voor zettingsvloeiing.

10.3 Buitendijkse bebouwing

In de onderstaande tabel is de gemiddelde hoogte van het voorland in relatie tot de ontwerpwaterstand gegeven.

Van HMP	Tot HMP	Gemiddelde voorland hoogte [m+NAP]	Ontwerpwaterstand [m+NAP]
G+90	0.0+00	3,00	4,50
0.0+00	0.6+00	Schaardijk	4,30
0.6+00	1.8+00	1,20	4,30
1.8+00	2.3+00	Schaardijk	4,20
2.3+00	3.6+50	1,50	4,20
3.6+50	3.9+45	Schaardijk	4,10
3.9+45	4.4+60	2,50	4,00
4.4+60	4.9+00	1,00	4,00
4.9+00	5.4+00	4,20	3,85
5.4+00	5.4+70	Schaardijk	3,85
5.4+70	6.0+00	2,50	3,85

Tabel 10.2: Hoogte van het voorland in combinatie met de ontwerpwaterstand

Uit de tabel blijkt dat op vrijwel het gehele traject het buitendijkse voorland onder MHW+0,5 m ligt. Dit betekent dat het beoordelingsprofiel over het maaiveld loopt. Vrijwel alle buitendijkse panden snijden hierdoor het beoordelingsprofiel.

Voor de panden binnen het beoordelingsprofiel kan met een meer gedetailleerd onderzoek worden aangetoond of deze voor het ontwerp van de dijkversterking problemen geven of niet. Als dat zo is, dient er een maatregel hiervoor te worden opgenomen in het dijkversterkingsplan.

Het gedetailleerde onderzoek is vanaf paragraaf 10.5 gegeven.

10.4 Binnendijkse bebouwing

De binnendijkse bebouwing wordt beoordeeld aan de hand van de kritieke lijn voor piping/heave, hoogte en binnenwaartse stabiliteit. Voor de trajecten waar er sprake is van opdrijven, betekent dit dat de kritieke lijn voor binnenwaartse stabiliteit over het maaiveld loopt tot de grens van de invloedszone. De invloedsgrens ligt voor het dijkversterkingstraject op 134 meter bij een kelder diepte tot 1,5 meter onder maaiveld en bij een kelderdiepte van meer dan 1,5 meter onder maaiveld ligt de invloedsgrens op 150 meter zoals bepaald in rapport Invloedgrenzen van oktober 2003 [25].

Voor de trajecten waar in het kader van de dijkversterking een stabiliteitsscherp gerealiseerd zal worden, is geen extra maatregel meer nodig. Het stabiliteitsscherp waarborgt de stabiliteit. Er moet in dit geval nog wel onderzocht worden of het binnendijkse pand de kritieke lijn voor piping doorsnijdt, de aanwezigheid van het stabiliteitsscherp wordt hierin meegenomen. Voor de trajecten waar geen stabiliteitsscherp is gepland, zijn er twee vervolgstappen mogelijk:

- Er kan gekeken worden of het beoordelingsprofiel geoptimaliseerd kan worden. Dit is voornamelijk mogelijk voor de bebouwing die relatief ver van het binnentalud af ligt en waarbij er sprake is van opdrijven. De invloedszone die in een eerdere studie bepaald is gaat uit van grote maatgevende trajecten. Dit resulteert in conservatieve aannames. Lokaal kan de situatie gunstiger zijn en kan dus de invloedszone veel kleiner zijn. Er kan een aparte stabiliteitsberekening gemaakt worden om zo de lokale invloedszone te bepalen. Als

het pand buiten deze locale invloedszone valt, is er geen maatregel voor het pand noodzakelijk. Voor panden waar op basis van de bovengenoemde analyses blijkt dat niet aan de norm wordt voldaan, kan door het uitvoeren van locale stabiliteit- en pipingberekeningen (waarin de kruip-/kelderruimte is geschematiseerd) worden geconcludeerd of een aanvullende maatregel in het dijkversterkingsplan moet worden opgenomen.

- Er is ook de optie van het aanbrengen van kwel- of stabiliteitsschermen. Deze zullen in een latere fase worden gedimensioneerd.

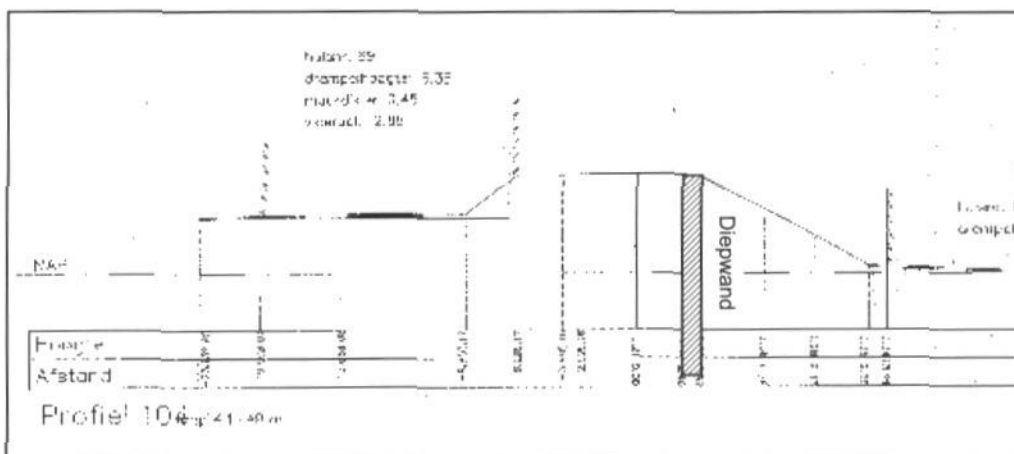
Op basis van het voorkeursalternatief dienen de bovenstaande controles nog te worden uitgevoerd voor de volgende panden.

Adres		Adres	
Lekdijk	Pand 3 en 5	Hogedijk	Schuur pand 3
Bij de Watertoren	Pand 2 t/m 16	Hogedijk	Pand 3
Bij de Watertoren	Pand 18 t/m 24	Hogedijk	Pand 1c/b
Lekdijk West	Pand 81	Hogedijk	Pand 1a
Lekdijk West	Pand 83	Hogedijk	Pand 1
Lekdijk West	Pand 87	Hogedijk	Pand 66 en 64
Lekdijk West	Pand 89	Hogedijk	Pand 62
Lekdijk West	Pand 91	Hogedijk	Pand 60
Lekdijk West	Pand 93	Hogedijk	Schuur pand 60
Lekdijk West	Pand 95	Hogedijk	Pand 54/56
Lekdijk West	Schuur pand 97	Hogedijk	Pand 50/52
Lekdijk West	Pand 97	Hogedijk	Schuur pand 48
Lekdijk West	Pand 99	Hogedijk	Pand 48
Lekdijk West	Pand 101	Hogedijk	Pand 36/40
Lekdijk West	Pand 103	Hogedijk	Pand 34
Lekdijk West	Pand 105	Hogedijk	Pand 32
Hogedijk	Pand 15(a)	Hogedijk	Pand 30
Hogedijk	Pand 144	Hogedijk	Pand 28
Hogedijk	Pand 138	Hogedijk	Pand 26
Hogedijk	Pand 136	Hogedijk	Pand 24
Hogedijk	Schuur pand 114	Hogedijk	Pand 14
Hogedijk	Pand 114	Lekdijk Oost	Pand 66
Hogedijk	Pand 112 a	Lekdijk Oost	Schuur pand 62a
Hogedijk	Pand 112	Lekdijk Oost	Pand 62a
Hogedijk	Pand 110	Lekdijk Oost	Pand 62b
Hogedijk	Pand 108	Lekdijk Oost	Pand 62
Hogedijk	Pand 106	Lekdijk Oost	Pand 60
Hogedijk	Pand 104	Lekdijk Oost	Pand 58
Hogedijk	Pand 100 en 98	Lekdijk Oost	Pand 56
Hogedijk	Pand 92	Lekdijk Oost	Pand 54
Hogedijk	Schuur pand 90	Lekdijk Oost	Pand thv hmp 4,9
Hogedijk	Pand 90	Lekdijk Oost	Pand 52
Hogedijk	Pand 80	Lekdijk Oost	Pand 50
Hogedijk	Pand 78	Lekdijk Oost	Pand 48
Hogedijk	Pand 76	Lekdijk Oost	Pand 46
Hogedijk	Pand 74	Lekdijk Oost	Pand 44
Hogedijk	Pand 5	Lekdijk Oost	Pand 1 t/m 5

Tabel 10.3: Panden waarvoor het beoordelingsprofiel nog geoptimaliseerd dient te worden

10.5 Geavanceerde benadering buitendijkse bebouwing op laag voorland

Een groot deel van de buitendijkse bebouwing in het traject Bergambacht Schoonhoven staat op voorland dat lager ligt dan MHW+0,3 m. Overeenkomstig de VTV staat deze bebouwing binnen het beoordelingsprofiel (vanuit oogpunt van veiligheid). Dit betekent dat bij de versterking van de waterkering een erosiemaatregel noodzakelijk is tenzij door een geavanceerde aanpak anders kan worden aangetoond. De consequenties worden toegelicht aan de hand van een voorbeeld uit vak D (pand 69) in de bebouwde kom van Ammerstol.



Figuur 10.1: Oplossing vak D

Conform het voorkeursalternatief wordt in de binnenkruinlijn een diepwand toegepast om de binnenwaartse macrostabiliteit te verbeteren. Er wordt op dat moment voldaan aan de veiligheidseis. Tijdens maatgevende omstandigheden moet de dijk echter voldoende bereikbaar zijn. Omdat het pand binnen het beoordelingsprofiel (vanuit oogpunt van veiligheid) staat kan vervolgschade optreden. Dit kan tot gevolg hebben dat er niet aan de bereikbaarheidseis wordt voldaan.

Is een diepwand in de buitenkruinlijn in dit geval dan niet mogelijk? Nee, en wel om 2 redenen:

- De stabiliteit van het binnentalud is zeer laag ($<1,0$) zodat de bereikbaarheid binnendijs van de diepwand onder maatgevende omstandigheden niet gewaarborgd is;
- De buitendijkse bebouwing staat op korte afstand van de diepwand. Het plaatsen van de diepwand onder de wegconstructie is geen optie i.v.m. zettingen van het dijklichaam waardoor de niet zakkende diepwand zich in de loop der jaren zal bijven aftekenen in de verharding.
- Een aantal van de panden heeft vleugelmuren die tijdens de bouw doorgezaagd en verwijderd moeten worden. Dit is procedureel en uitvoeringstechnisch lastig.

Een andere mogelijkheid is een erosiemaatregel in de buitenkruinlijn in de vorm van een erosiescherm. Aangezien het aantal woningen op dit traject groot is, brengt toepassing van zowel een erosiescherm als een diepwand hoge kosten met zich mee. Bovendien speelt ook hier de problematiek met de vleugelmuren.

Het is dus lonend de erosie en afslag van het buitentalud ter plaatse van buitendijkse bebouwing geavanceerd te beschouwen. Door middel van een benadering op basis van geometrie, grondopbouw, golfhoogte en stroomsnelheid kan de buitendijkse bebouwing nader worden bekeken. Hierbij wordt gesteld dat de veiligheid ten aanzien van bereikbaarheid ook in geval van falen van het niet-waterkerende object moet worden gewaarborgd.

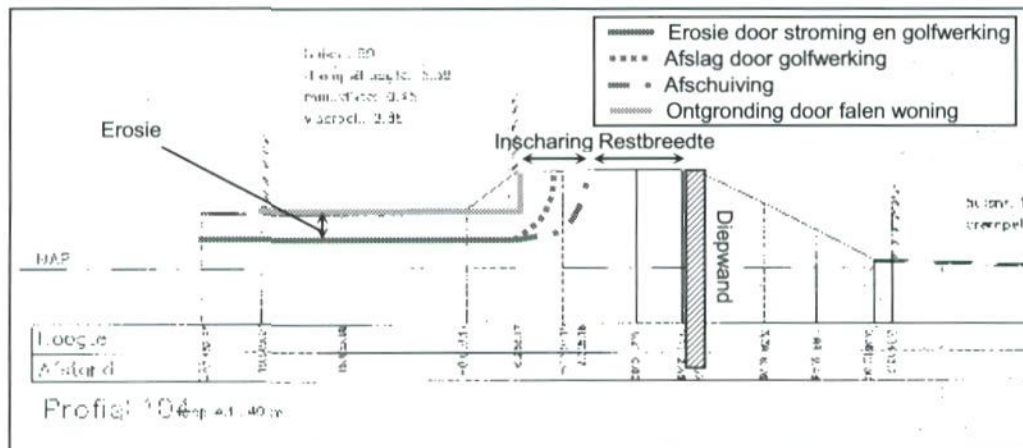
Bij dijkversterking wordt er geen constructieve waarde aan niet-waterkerende objecten (zoals pand 69) toegekend. Vanaf de voorgevel van het pand (maar ook tussen de panden) kan vervolgens door golfwerking en stroming het buitentalud afslaan. Daarnaast kan het resterende

talud van de waterkering afschuiven. Tegelijkertijd zal er door stroming en golfwerking erosie van het voorland optreden. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de erosiebestendigheid van het materiaal van de falende woning tenminste even groot is als de erosiebestendigheid van het materiaal van het voorland.

Het buitentalud kan na instorten van een niet-waterkerend object op een laag voorland op 3 manieren worden aangetast:

- Door erosie van het voorland
- Door afslag van de waterkering ten gevolge van golven
- Door afschuiving van het resterende talud

In de onderstaande figuur wordt e.e.a. verduidelijkt.



Figuur 10.2: Faalmechanismen bij aanwezigheid van bebouwing in het buitentalud

Het totaal van de drie mechanismen levert een totale inscharing op vanaf de voorgevel van het pand. Vervolgens resteert een restbreedte. Door provincie Zuid Holland wordt vanuit het oogpunt van bereikbaarheid een restbreedte van 3 m vereist. Aan de restbreedte is vooralsnog een hoogteeis van MHW+0,5 m gekoppeld. Door toepassing van de diepwand in de binnenkruinlijn wordt voldaan aan de duurzaamheidseis en veiligheidseis.

De geavanceerde benadering is verder toegelicht in het rapport 398213.0018.

10.6 Buitendijkse bebouwing op hoog voorland

Bij een voldoende hoge (boven MHW+0,3 m) kan de theorie van het afslagprofiel worden toegepast om na te gaan of de waterkerende functie in gevaar komt.

Het afslagprofiel wordt toegepast onder de volgende voorwaarden:

- Er is een voldoende hoge, brede en stabiele waterkering aanwezig;
- Het voorland ligt boven MHW+0,3 m;
- Het voorland is voldoende breed als het afslagprofiel (inclusief vervolgerosie en eventueel afschuiven) op het niveau MHW+0,3 m op een afstand van minimaal 3 m van de binnenkruinlijn ligt. Deze eis wordt gesteld uit het oogpunt van bereikbaarheid van de waterkering onder maatgevende omstandigheden.

Het afslagprofiel is conform de handreiking Constructief Ontwerpen afgeleid van het profiel dat ontstaat bij duinafslag en bestaat uit een talud van 1:12,5 beneden MHW -1,0 m en 1:20 boven MHW -1,0 m. Het afslagprofiel begint op een hoogte van $\frac{1}{2} H$. Waarbij H de geuldiepte onder maatgevende omstandigheden is.

Wanneer het afslagprofiel een buitendijks pand doorsnijdt, wordt er vanuit gegaan dat het pand bezwijkt. Na bezwijken van het pand kan vanaf de voorgevel een vervolgerosie optreden. Er wordt aangenomen dat de vervolgerosie optreedt vanaf het kelderniveau (de keldervloer blijft aanwezig). De vervolgerosie ligt in de lijn van het afslagprofiel (1:20 talud). Wanneer er geen kelder of kruipruimte aanwezig is, wordt een ontgrondingsdiepte van maaiveld -1 m aangenomen.

10.7 Beoordeling buitendijkse bebouwing

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de buitendijkse bebouwing en het bijbehorende oordeel. Voor Lekdijk west 8-16, Lekdijk 189, Lekdijk 7-13A, Lekdijk Oost 19, Lekdijk Oost 11, 11a en 15 en Lekdijk West 6 geldt dat hier een erosiemaatregel noodzakelijk is, in principe een erosiescherm. In een volgende fase zal de problematiek ter plaatse van Lekdijk 189 en Lekdijk 19 nader worden gedetailleerd.

Pand	Hmp	Voorkeurs alternatief	Eis	MHW	Voorland	Hoog voorland	Oordeel
Lekdijk west 8-16	H + 00	KV	Veiligheid	NAP+4,50 m	NAP+3,00 m	Nee	Erosiemaatregel
Lekdijk 189	3.9+40	CO3	Veiligheid	NAP+4,00 m	Geen	Nee	Erosiemaatregel
Lekdijk 107-77	3.9+45-4.1+00	CO4	Veiligheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 73 en 75	4.1+10-4.1+30	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 71A en B	4.1+40	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 69	4.1+49	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 65	4.1+90	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 55 - 63	4.2+10-4.2+50	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 53	4.2+60	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 47-51	4.2+80	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 45	4.3+00	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 43	4.3+10	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 41	4.3+20	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 39	4.3+50	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 35 en 37	4.3+70	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 33	4.3+80	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 27 en 29	4.4+10	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 21 en 25	4.4+30	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 19	4.4+50	CO4	Bereikbaarheid	NAP+4,00 m	NAP+3,00 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk 7-13A	4.4+80-4.5+20	CO3	Veiligheid	NAP+4,00 m	NAP+3,30 m	Nee	Erosiemaatregel
Lekdijk Oost 27A	4.9+00	KV	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+4,20 m	Ja	Geen maatregel
Lekdijk Oost 23 tot 27	4.9+50	KV	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+4,20 m	Ja	Geen maatregel
2 Loodsen	5.0+50	KV	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+4,20 m	Ja	Geen maatregel
Lekdijk Oost 19	5.5+20	CO3	Veiligheid	NAP+3,85 m	Geen	Nee	Erosiemaatregel
Loods 11, 11a en pand 15	5.6+00-5.7+00	CO3, GR2	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+2,50 m	Nee	Erosiemaatregel
Loods 7	5.7+20-5.7+50	GR2	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+2,50 m	Nee	Erosiemaatregel
Loods 7	5.7+50-5.8+00	CO4	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+2,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk West 4	5.8+90	CO4	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+3,50 m	Nee	Geen maatregel
Lekdijk West 6	5.9+40	GR2	Veiligheid	NAP+3,85 m	NAP+3,50 m	Nee	Erosiemaatregel

Tabel 10.1: Beoordeling buitendijkse bebouwing

10.8 Conclusie

De toets op het voorland en bebouwing is tijdens de laatste toetsronde niet volledig afgerond. Het voorland en de bebouwing zijn daarom beoordeeld volgens katern 9 van het VTV met het gebruik van scherpere randvoorwaarden zoals van toepassing bij de dijkversterking.

Het voorland voldoet aan de toetseisen voor zettingsvloeiing en afschuiving. Voor het mechanisme afschuiving geldt de voorwaarde dat de buitenwaartse macrostabiliteit op schaaldijktrajecten voldoende moet zijn. De buitenwaartse macro-stabiliteit wordt beoordeeld in hoofdstuk 12.

Voor de buitendijkse panden geldt dat op 6 locaties erosiemaatregelen noodzakelijk zijn. De dimensionering van erosieschermen voor deze locaties is gegeven in hoofdstuk 14. Voor 2 van deze locaties (Lekdijk 189 en Lekdijk Oost 19) is nadere detaillering van de erosieproblematiek noodzakelijk. Ter plaatse van de panden is theoretisch een erosiescherm noodzakelijk. Vanwege de ligging (in de luwte van hoogvoorland) en funderingswijze van deze panden kan hier wellicht worden geoptimaliseerd.

Een groot aantal binnendijkse panden staat binnen het beoordelingsprofiel van de waterkering. Ter plaatse van deze panden is in een volgende fase een optimalisatie van het beoordelingsprofiel noodzakelijk. Hieruit kan de noodzaak van maatregelen volgen.

11 Macrostabiliteit binnenwaarts: oplossingen in grond

11.1 Inleiding

In de startnotitiefase is voor ieder traject aangegeven welke berm lengte (GR2) of asverschuiving (GR1) noodzakelijk is voor voldoende macrostabiliteit. Hierbij is een nauwkeurigheid in de berm lengte of asverschuiving van 5 m gehanteerd. In de PN/MER-fase is per traject met een oplossing in grond (GR1 of GR2) de berm lengte en asverschuiving gedetailleerd bepaald. De uitgangspunten voor de berekeningen (o.a. zetting en stijghoogten) zijn hiertoe verfijnd.

Het VA (Voorkeursalternatief) is het uitgangspunt geweest bij het ontwerp van de oplossingen in grond in de Ontwerpplanfase.

11.2 Aanpak stabiliteitsberekeningen

11.2.1 Rekenmethode

De volgende methode is gevolgd bij de beoordeling van de beide varianten in grond (GR1 en GR2):

- Per dijkvak is een maatgevend dwarsprofiel vastgesteld op basis van de volgende criteria:
 - Grondopbouw binnendijs en ter plaatse van de kruin;
 - Helling van het binnentalud;
 - Maaiveldniveau van het achterland;
 - Opdrijfveiligheid binnendijs.
- Wanneer de opdrijfveiligheid gelijk of groter is dan 1,2 wordt de berekening uitgevoerd volgens de methode Bishop.
- Indien de opdrijfveiligheid kleiner is dan 1,2 en de dikte van het slappe lagenpakket kleiner dan 4 m, wordt aan het slappe lagenpakket geen sterkte toegekend. Er is dan sprake van opbarsten in plaats van opdrijven. Deze (Bishop) berekeningen worden aangeduid met de term "*c en ϕ is nul*" berekening. Naast deze berekening wordt ook een Bishop-som uitgevoerd, waarbij een zodanige potentiaal in de diepe zandlaag optreedt dat de evenwichtsfactor ter plaatse van de opbarstlocatie 1,0 is. Dit stelt de situatie direct voor het opbarsten van het slappe lagenpakket voor.
- Indien de veiligheid tegen opdrijven kleiner is dan 1,2 en de dikte van het oprijvend pakket groter is dan 4 m, wordt een oprijfberekening uitgevoerd volgens de methode Lift-Van. Tevens wordt een berekening met de methode Bishop uitgevoerd.
- Ter beoordeling van de stabiliteit van het binnentalud is de situatie tijdens het optreden van de ontwerpwaterstand onderzocht. Deze situatie zal veelal maatgevend zijn. Daarnaast is de situatie tijdens extreme neerslag onderzocht voor alleen die gevallen waarvoor twijfel bestaat of de macro-stabiliteit tijdens het optreden van de ontwerpwaterstand maatgevend is.

11.2.2 Methode Bishop

Bij het rekenmodel volgens de theorie van Bishop worden tweedimensionale stabiliteitsanalyses langs cirkelvormige glijvlakken uitgevoerd. De evenwichtsfactor wordt bij dit rekenmodel gedefinieerd als de waarde waardoor de rekenwaarden van de cohesie en de tangens van de aanwezige hoek van inwendige wrijving van de door het glijvlak doorsneden grondlagen

gedeeld moet worden voor het verkrijgen van een stabiele evenwichtssituatie (evenwichtsfactor = 1,0).

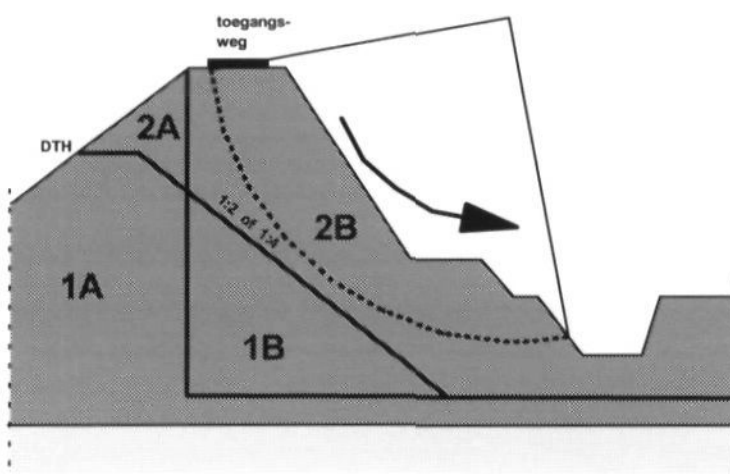
11.2.3 Methode LiftVan

Wanneer opdrijven aan de orde is, is de stabiliteit met de methode LiftVan bepaald. In de zone waar de grenspotentiaal wordt bereikt, de opdrijfzone, wordt de schuifspanning op het grensvlak van de holocene klei- en veenlagen en het pleistocene zand of zandige geul tot nul gereduceerd hetgeen de binnenwaartse stabiliteit van de dijk nadelig beïnvloedt.

11.2.4 Toetscriteria

Voor het beoordelen van de binnenwaartse macro-stabiliteit is uitgegaan van de normen en condities zoals aangegeven in het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Voor de stabiliteitsberekeningen is gebruik gemaakt van de nieuwe zonering in het programma Mstab. Hierbij wordt onderscheid gemaakt in drie zones waarvoor een verschillende schadefactor geldt (zie ook onderstaande figuur):

- Zone 1A: Het gedeelte van de dijk dat samenvalt met het restprofiel en waarbij het optreden van hoogwater invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 1,17).
- Zone 1B: Het gedeelte van de dijk dat samenvalt met het restprofiel en waarbij het optreden van hoogwater geen invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 1,17).
- Zone 2A: Het gedeelte van de dijk dat niet samenvalt met het restprofiel en waarbij het optreden van hoogwater invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 1,00 of geen verslechtering van de stabiliteit).
- Zone 2B: Het gedeelte van de dijk dat niet samenvalt met het restprofiel en waarbij het optreden van hoogwater geen invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 1,00 of geen verslechtering van de stabiliteit).
- Zone 3A: Het gedeelte van de dijk waarbij een afschuiving het restprofiel van de toegangsweg aantast en waarbij het optreden van hoogwater invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 0,9).
- Zone 3B: Het gedeelte van de dijk waarbij een afschuiving het restprofiel van de toegangsweg niet aantast en waarbij het optreden van hoogwater invloed heeft op het functieverlies (schadefactor 0,9).



Figuur 11.1: Nieuwe zonering

11.2.5 Overige uitgangspunten

De volgende uitgangspunten zijn gehanteerd bij de binnenwaartse stabiliteitsberekeningen:

- De lengte van de binnenberm is variabel en is bepaald met een nauwkeurigheid van 1 m;
- De hoogte van de binnenberm is variabel (DTH-2 m of DTH -3 m);
- De verkeersbelasting wordt in rekening gebracht conform de Handreiking Constructief Ontwerpen. Op de kruin van de dijk is een verkeersbelasting aangenomen van 13 kN/m^2 over een breedte van 2,5 m;
- Berekend is de stabiliteit in de eindsituatie, dat wil zeggen de stabiliteit waarbij de zettingen in de ondergrond zijn opgetreden en waarbij geen wateroverspanningen in de ondergrond meer aanwezig zijn als gevolg van het aanbrengen van de versterking. De hoogte van de kruin is hierbij gelijk aan DTH. De hoogte van de binnenberm is gelijk aan de benodigde eindhoogte. De daling van het polderpeil bedraagt 0,2 m in 50 jaar. Ten gevolge van de daling van het polderpeil wordt met een maaiveldzakking van 0,2 m in 50 jaar rekening gehouden;
- De volumegewichten zijn ontleend aan de dichtstbijzijnde boringen van het te beschouwen dwarsprofiel;
- Voor de sterkteparameters is gebruik gemaakt van de reeds door GeoDelft vervaardigde proevenverzameling Krimpenerwaard / Alblasserwaard van celproeven (rekenwaarden).

In geval van ontbrekende gegevens is een veilige aanname gedaan. De rekenresultaten zijn gegeven in paragraaf 11.4.

11.3 Indicatieve zetting van oplossingen in grond

Zetting van de ondergrond ten gevolge van het aanbrengen van een oplossing grond heeft invloed op de binnenwaartse macrostabiliteit van de waterkering. Per dwarsprofiel is daarom indicatief de zetting bepaald ten gevolge van een bepaalde asverschuiving (GR1) of berm (GR2). Het gezette profiel is vervolgens meegenomen in de stabiliteitsberekeningen.

Voor de bepaling van de eindzetting wordt gebruik gemaakt van het programma MSettle, het zettingsmodel van Koppejan en het consolidatiemodel van Terzaghi. In MSettle wordt gebruik gemaakt van de samendrukkingsparameters uit de proevenverzameling voor de Alblasserwaard. De Alblasserwaard kent geologisch gezien dezelfde holocene afzettingen als de Krimpenerwaard. Uit ervaring blijkt dat representatieve samendrukkingsparameters in beide gebieden van toepassing zijn. Bij het samenstellen van de proevenverzameling van de Alblasserwaard is geen grensspanning bepaald. Er wordt vanuit gegaan dat de beschikbare parameters boven de grensspanning liggen en er wordt gerekend met een OCR (Over Consolidation Ratio) van 1,2. Dit is gebaseerd op gebiedservaring. Onder de grensspanning wordt gerekend met de verhouding $C_p = 4C_p'$ en $C_s = 4C_s'$, eveneens gebaseerd op gebiedservaring. Bij de bepaling van de zetting is rekening gehouden met de zetting ten gevolge van de zettingscompenserende overhoogte.

	γ	c_v	NEN-Koppejan parameters				OCR
			C_p	C_s	C_p'	C_s'	
Grondlaag	[kN/m ³]	[m ² /s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Klei van Tiel	<15,7	4,80E-06	115	289	28,7	72,3	1,2
	15,7-17,5	4,80E-06	181	412	45	103	1,2
Hollandveen	<10,8	4,20E-07	49,2	164	12,3	41,1	1,2
	10,8-11,7	4,20E-07	42,8	219	10,7	54,8	1,2
Gorkum licht	11,8-12,7	5,30E-08	46,8	218	11,7	54,6	1,2
	12,8-13,6	5,30E-08	48,8	247	12,2	61,8	1,2
	13,7-14,6	5,30E-08	57,6	231	14,4	57,7	1,2
Gorkum zwaar	14,7-15,6	2,80E-07	93,2	301	23,3	75,2	1,2
	15,7-17,6	2,80E-07	109	473	27,3	118	1,2

Tabel 11.1: NEN –Koppejan parameters Alblasserwaard

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de indicatieve zettingsberekeningen gegeven.

Dwarsprofiel	VA	Traject	Bermlengte [m]	Asverschuiving [m]	Bermhoogte [m tov DTH]	Maximale eindzetting [m], inclusief zettingcompensatie
0.7+95	GR1	0.6+00 - 1.0+00		14 m	DTH-2	1,0 m
1.0+11	GR1	1.0+00 - 1.1+10		4 m	DTH-3	0,8 m
1.4+36	GR2	1.3+60 - 1.5+00	9 m	1,82	DTH-3	0,9 m
1.5+35	GR2	1.5+00 - 1.6+00	17 m		DTH-3	0,9 m
1.6+04	GR2	1.6+00 - 1.7+50	17 m	0,92 m	DTH-3	1,2 m
2.3+62	GR1	2.4+50 - 3.4+50		12 m		1,2 m
2.6+08	GR1	2.4+50 - 3.4+50		10 m		1,3 m
4.5+95	GR1	4.5+60 - 4.8+00		9 m		0,3 m
4.7+90	GR1	4.5+60 - 4.8+00		9 m		0,4 m
5.6+50	GR2	5.6+00 - 5.7+30	11 m		DTH-2	1,1 m
5.6+82	GR2	5.6+00 - 5.7+30	15 m		DTH-3	1,0 m
5.8+65	GR2	5.8+90 - 6.0+00	12 m		DTH-3	1,5 m

Tabel 11.2: Resultaten indicatieve zettingsberekeningen

In het uitvoeringsplan zullen de zettingen en de overhoogte nauwkeuriger worden bepaald. Dit ten behoeve van de aanleg op de juiste hoogte en ter bepaling van de noodzakelijke hoeveelheden.

11.4 Resultaten binnenwaartse macrostabiliteit

In de onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven van de stabiliteitsberekeningen in de Startnotitiefase [398211.0027]. De rekennauwkeurigheid van de bermlengte en asverschuiving bedraagt 5 m. Op basis van deze berekeningen is per sectie bepaald welke alternatieven in de PN/MER fase worden onderzocht. In de onderstaande rekenresultaten is nog geen rekening gehouden met zetting ten gevolge van de dijkversterking, bovendien is de potentiaal over het dwarsprofiel constant aangenomen (dezelfde potentiaal binnendijs als buitendijs).

Vak	Hmp	Profiel	Bermbreedte GR2 DTH-3 m	Bermbreedte GR2 DTH-2 m	Asverschuiving GR1
B	G+90 – 0.0+00	0.0+30	Nvt	Nvt	Nvt
C1	0.0+00 – 0.0+50	0.0+30	Nvt	Nvt	Nvt
	0.0+50 – 0.6+00	0.1+40	<10 m	<10 m	Nvt
C2	0.6+00 – 1.0+00	1.3+51	<15 m	<15 m	<10 m
	1.0+00 – 1.1+90	1.0+11	<5 m	~	Nvt
	1.1+90 – 1.8+00	1.3+51	<15 m	<15 m	<10 m
C3	1.8+00 – 2.3+00	1.8+56	<20 m	<20 m	Nvt
C4	2.3+00 – 3.6+50	2.3+62	<30 m	<20 m	<15 m
C5	3.6+50 – 3.9+45	3.7+12	<15 m	<10 m	Nvt
D	3.9+45 – 4.4+60	4.2+64	<30 m	<25 m	Nvt
E1	4.4+60 – 4.8+00	4.7+90	<30 m	<30 m	<15 m
E2	5.2+00 – 5.3+00	5.2+90	<20 m	<15 m	<10 m
F1	5.3+00 – 5.4+70	5.3+34	<15 m	<15 m	<15 m
F2	5.4+70 – 5.6+00	5.5+18	< 20 m	< 15 m	Nvt

Tabel 11.3: Rekenresultaten principeoplossingen GR1 en GR2

De bovenstaande tabel is het vertrekpunt geweest voor de PN/MER fase en de Ontwerpplanfase.

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de binnenwaartse macrostabiliteitsberekeningen aangegeven. Voor de berekeningen is gebruik gemaakt van de meest recente tekeningenset van juli 2006 en van de brief van GeoDelft 398213.0049 (aanpassingen asverschuiving in vak C4). Het betreft het Voorkeursalternatief zoals weergegeven in de PN/MER en het Ontwerpplan.

Vak	Hmp	VA	Dwarsprofiel	Bermbreedte	Asverschuiving	Bermhoogte	Msf Lift Van	Msf Bishop	Opmerking
B	G+90 - 0.0+00	KV	H	-	-	-	2,11	1,64	
C1.1	0.0+00 - 0.0+50	KV	0.0+30	-	-	-	1,39	1,49	
C2.1	0.6+00 - 1.0+00	GR1	0.7+95	-	14 m	DTH-2	1,19	1,39	Inclusief zetting
C2.2	1.0+00 - 1.1+10	GR1	1.0+11	-	14 m	DTH-3	1,21	1,26	Exclusief zetting
			1.0+45	-	4,2 m	DTH-3	1,23	1,30	Exclusief zetting
C2.3	1.1+10 - 1.1+90	KV	1.1+49	-	-	-	1,29	1,29	Oude dijkversterking Hemstoep, inclusief zetting en nieuwe zonering
C2.3	1.1+10 - 1.1+90	KV	1.1+49	-	-	-	1,20	-	Oude dijkversterking Hemstoep, pseudo values oude zonering en exclusief zetting, (zie ook aandachtspunten H18)
C2.5	1.3+60 - 1.5+00	GR2	1.4+36	15 m	1,8 m	DTH-3	1,23	1,37	Inclusief zetting
C2.6	1.5+00 - 1.6+00	GR2	1.5+35	20 m	-	DTH-3	1,41	2,05	Inclusief zetting
C2.7	1.6+00 - 1.7+50	GR2	1.6+04	17 m	0,9 m	DTH-3	1,17	1,41	Inclusief zetting
C4.1	2.3+00 - 2.9+50	GR1	2.3+62	-	12 m	DTH-3	1,18	1,33	Inclusief zetting Nog niet aangepast op tekening
			2.6+08	-	10 m	DTH-3	1,18	1,29	Inclusief zetting Nog niet aangepast op tekening
			2.8+02	-	8 m	DTH-3	1,20	1,47	Inclusief zetting Nog niet aangepast op tekening
			2.9+43	-	9 m	DTH-3	1,21	1,37	Exclusief zetting, bestaande berm handhaven
C4.2	2.9+50 - 3.5+00	GR1	3.0+16	-	3,3 m	DTH-3	1,30	1,47	Inclusief zetting
			3.1+48	-	3,3 m	DTH-3	1,17	1,28	Exclusief zetting
			3.3+67	-	9 m	DTH-3	1,17	1,30	Inclusief zetting
E1.1	4.5+60 - 4.8+00	GR1	4.5+95	-	9,55 m	DTH-3	1,18	1,29	Inclusief zetting
			4.7+90	-	13,1 m	DTH-3			Zie brief 398213.0054
E.1.2	4.8+00 - 5.2+00	KV	4.8+44	-	7,65 m	DTH-3			Zie brief 398213.0054
F2.2	5.6+00 - 5.7+50	GR2	5.6+50	11 m	-	DTH-2	1,17	1,25	Inclusief zetting. Buitenkruinlijn handhaven op $x = -4,5$ m
F2.3	5.8+90 - 6.0+00	GR2	5.8+87	9 m	-	DTH-2	1,23	1,39	Exclusief zetting

Tabel 11.4: Resultaten stabiliteitsberekeningen op basis van tekeningsset van juli 2006

In de laatste kolom van de bovenstaande tabel is aangegeven in hoeverre de indicatieve eindzetting zoals bepaald in paragraaf 11.3 is meegenomen in de bepaling van de macrostabiliteit. Hierbij wordt opgemerkt dat het niet in rekenig brengen van de zetting een veilig uitgangspunt vormt.

Extreme neerslag (niet gecorreleerd met MHW) is in een aantal gevallen gecontroleerd (zie onderstaande tabel). Deze situatie zal veelal niet maatgevend zijn. De situatie tijdens extreme neerslag is onderzocht voor alleen die gevallen waarbij twijfel bestaat of de macrostabiliteit tijdens het optreden van de ontwerpwaterstand maatgevend is.

Hmp	VA	Bermbreedte	Asverschuiving	Bermhoogte	Msf Lift Van	Msf Bishop
1.6+04	GR2	17 m	0,9 m	DTH-3	1,38	1,46
3.3+67	GR1	-	9 m	DTH-3	1,31	1,39

Tabel 11.5: Resultaten controle stabiliteitsberekeningen bij extreme neerslag

12 Macrostabiliteit buitenwaarts

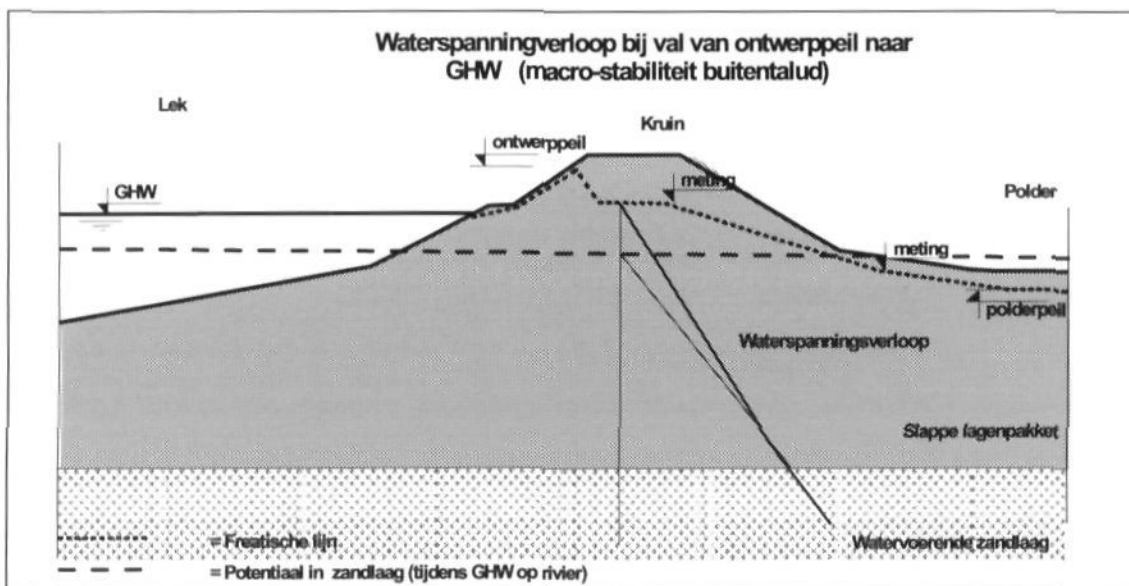
12.1 Inleiding

De macrostabiliteit van het buitentalud is vooralsnog alleen gecontroleerd ter plaatse van de schaaldijktrajecten. De buitenwaartse macrostabiliteit ter plaatse van voorland trajecten is gecontroleerd in het vak C4. In de onderstaande paragrafen zijn de rekenmethode, de toetscriteria en de resultaten toegelicht.

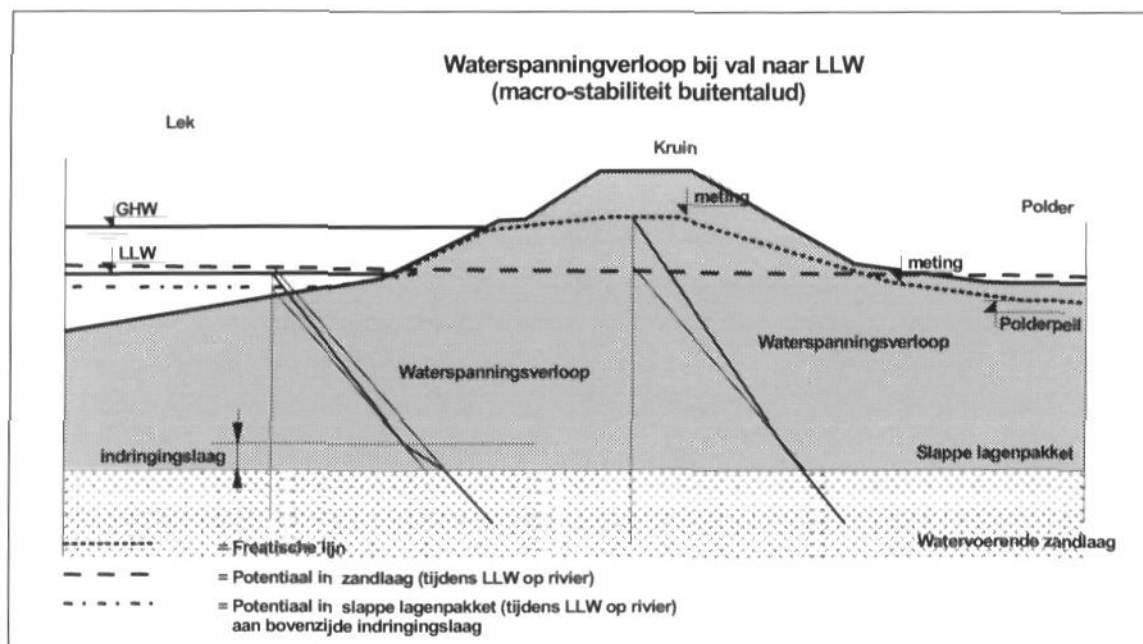
12.2 Rekenmethode

De macrostabiliteit van het buitentalud is onderzocht voor de volgende drie situaties:

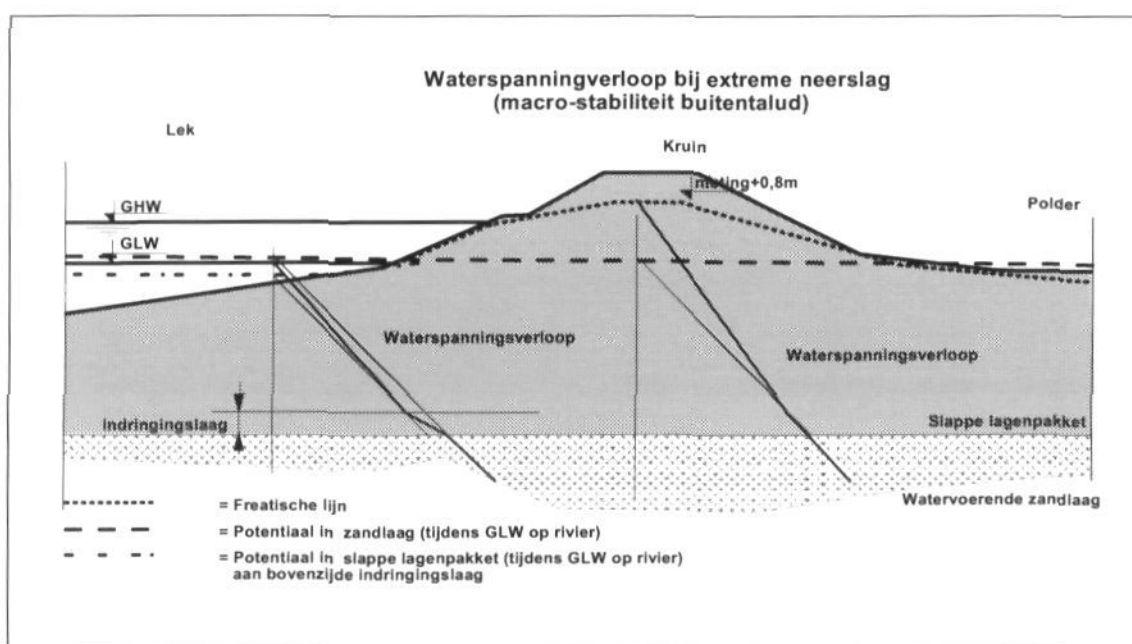
1. Na een val van ontwerppeil (MHW) naar GHW (Gemiddeld HoogWater) (zie figuur 12.1)
2. Tijdens LLW (Laag LaagWater) in combinatie met een normale hoogte van het freatisch vlak (zie figuur 12.2)
3. Tijdens extreme neerslag in combinatie met GLW (Gemiddeld LaagWater) (zie figuur 12.3)



Figuur 12.1: Principe schematisatie waterspanningverloop bij val van ontwerppeil naar GHW (macro-stabiliteit buitentalud)



Figuur 12.2: Principe schematisatie waterspanningverloop bij val naar LLW (macro-stabiliteit buitentalud)



Figuur 12.3: Principe schematisatie waterspanningverloop bij extreme neerslag (macro-stabiliteit buitentalud)

12.3 Toetscriteria

Voor het beoordelen van de buitenwaartse macrostabiliteit is uitgegaan van de normen en condities zoals aangegeven in de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken deel 2 – benedenrivierengebied. De normfactor voor de buitenwaartse stabiliteit is voor de Krimpenerwaard vastgesteld op 1,09.

12.4 Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de buitenwaartse stabiliteitsberekeningen voor de schaaldijktrajecten gegeven. De situaties zoals beschreven in paragraaf 12.2 zijn hierbij aangehouden.

Van – tot [hmp]	Maatgevend profiel [hmp]	Situatie 1	Situatie 2	Situatie 3	Opmerking
0.0+00 – 0.6+00	0.1+40	1,41	1,16	1,17	Voldoet
1.8+00 – 2.3+00	1.8+56	1,14	1,14	1,22	Voldoet
3.6+50 – 3.9+45	3.7+12	1,24	1,21	1,24	Voldoet

Tabel 12.1: Rekenresultaten macrostabiliteit buitentalud

Alle dwarsprofielen voldoen aan de stabiliteitseis van 1,09 voor buitenwaartse macrostabiliteit.

Tevens is de buitenwaartse macrostabiliteit gecontroleerd op de locaties waar een getijde geul in de buitenteen zal worden aangelegd. Deze controle is vastgelegd in de brief 398213.0023.

Hierbij is uitgegaan van de ontwerptekeningen van maart 2006. Het betreft de volgende trajecten:

- Gors De Hem hmp 1.3+00 tot hmp 1.7+50
- Gors De Buitenlanden hmp 2.4+00 tot hmp 3.5+00

Op het voorland 'De Buitenlanden' is op dit moment in de buitenteen al een getijde geul aanwezig. De afmetingen van de getijdegeul zijn afkomstige van Arcadis (e-mail Arcadis d.d. 23 maart 2006).

De buitenwaartse macrostabiliteit is gecontroleerd in 6 dwarsprofielen. De getijdegeul is hierin geschematiseerd. De resultaten zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Natuuropcompensatie	Profiel [hmp]	Situatie 1	Situatie 2	Situatie 3	Resultaat
'De Hem'	1.3+51	1,37	1,12	1,15	Voldoende
	1.4+36	1,54	1,22	1,27	Voldoende
	1.5+35	1,41	1,15	1,19	Voldoende
	1.6+04	1,49	1,49	1,49	Voldoende
'De Buitenlanden'	2.8+02	1,17	1,25	1,25	Voldoende
	2.9+43	1,15	1,26	1,22	Voldoende

Tabel 12.2: Resultaten toets buitenwaartse stabiliteit

De buitenwaartse macrostabiliteit is in alle 6 de profielen voldoende. Hierbij dient te worden opgemerkt dat de opbouw van het buitendijkse gebied is gebaseerd op boringen en sonderingen in de buitenteen van de dijk. Op voorland dat periodiek onder water staat of waar kleine getijdegeulen door heen lopen, wordt vaak slappe specie aangetroffen. Dit slappe materiaal is in de berekeningen niet meegenomen. Het in kaart brengen van de aanwezigheid van slappe specie behoort tot het Uitvoeringsplan.

13 Macrostabiliteit: Constructieve oplossingen

13.1 Inleiding

Dit hoofdstuk is een samenvatting van de rapportage 398213.0047 waarin de rekenmethodiek voor constructies wordt samengevat en waarin de resultaten voor de constructieve oplossingen worden gegeven.

13.2 Dimensionering en toetsing van de lange damwand

Lange verankerde damwanden worden toegepast in zowel de binnenkruinlijn en de teen van de dijk als daar tussen in. Hiervoor is in nauw overleg met de TAW een aparte veiligheidsfilosofie ontwikkeld. Deze filosofie is nog niet vastgelegd in een richtlijn.

Het uitgangspunt van het ontwerp van een dijk is dat deze zijn waterkerende functie moet kunnen vervullen. Dit betekent dat de uiterste bezwijkgrenstoestand dominant is. Deze is belangrijker dan de bruikbaarheidsgrenstoestand, omdat de dijk wel mag deformeren als deze zijn functie blijft vervullen. Het bezwijken van de dijk wordt bepaald door de sterkte van de grond en van de constructie.

Een directe vergelijking in veiligheidsfactor tussen Mstab en de veiligheidsfactor zoals deze uit PLAXIS volgen is niet mogelijk, omdat de veiligheidsfactor berekend wordt door een reductie van de sterkteparameters $\tan \phi$ en c en de veiligheidsfactor berekend met Mstab volgt uit een evenwichtsvergelijking. Daarom wordt gekeken of de bezwijkmechanismen volgens beide programma's vergelijkbaar zijn.

De stijfheidparameters zijn bepaald zoals beschreven in het rapport Sterkte-eigenschappen ondergrond en dijksmateriaal proefvak Actuele Sterkte van GeoDelft (CO-710301.710, maart 2001) met behulp van de proevenverzameling voor de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard. Hierbij is de spanningsafhankelijkheid van de stijfheid in acht genomen. In de Mstab analyses is gerekend met de spanningsafhankelijke rekenwaarden van de sterkte afkomstig uit de proevenverzameling voor de Alblasserwaard en de Krimpenerwaard. Ten behoeve van de PLAXIS-analyses zijn deze waarden voor enkele spanningsgebieden lineair gemaakt ($\tan \phi$ en c).

Er is voor alle materialen uitgegaan van het materiaalmodel van Mohr-Coulomb. Dit model sluit goed aan bij de veiligheidsfilosofie voor de sterkte van dijken.

In PLAXIS is de damwand als een bouwelement gemodelleerd dat zich elastisch gedraagt. Voor dit bouwelement is uitgegaan van de damwandeigenschappen van een AZ26 met staalkwaliteit S430GP met een vloeispanning van 430 N/mm^2 . De gebruikte stijfheid EI bedraagt $1.166\text{E}+05 \text{ kNm}^2/\text{m}$ en de axiale stijfheid EA bedraagt $4.152\text{E}+06 \text{ kN/m}$. De lange damwanden worden verankerd uitgevoerd. Hierbij worden de ankers 0,5 m onder de damwand kop aangebracht met een h.o.h. afstand van 3 m. De ankerstang staat onder een hoek van 45 graden met de verticaal. De diameter van de ankerstang is aangenomen op 32 mm. De axiale stijfheid bedraagt $EA = 1,680\text{E}+05 \text{ kN}$. De equivalente lengte van het anker bedraagt 25 m.

De corrosie van de damwanden is als volgt in de berekeningen verdisconteerd: er wordt gerekend met een ongecorrodeerd damwandprofiel, deze geeft een hoger moment. Dit moment wordt vervolgens getoetst aan het maximaal op te nemen moment van een gecorrodeerd damwandprofiel.

Het benodigde veiligheidsniveau (ΣM_{sf}) bedraagt voor de lange damwanden 1,17 (schadefactor; wettelijke norm). Om berekeningen met Plaxis echter mogelijk te maken worden

de rekenwaarden van de sterkte vermenigvuldigd met een schaalfactor van 1,5. Gekeken wordt naar de rekenstap in PLAXIS waar het benodigde veiligheidsniveau net wordt gehaald. In de analyses wordt daartoe getoetst aan de waarde van $1.17 \cdot 1.5 = 1.755$. Hieruit volgt het maximale moment en de ankerkracht. Allereerst dient aan deze veiligheidseis voldaan te worden. Als dit niet mogelijk is met de gegeven geometrie dient de oorzaak van de instabiliteit te worden onderzocht. Als het bezwijken een oppervlakkig mechanisme is dat de stabiliteit van de dijk (waterkerende eis) niet beïnvloedt, dient te worden onderzocht hoe dit oppervlakkige mechanisme door een toelaatbare aanpassing van de geometrie of van de sterkteparameters van de grond uitgeschakeld kan worden. In het geval van het bezwijken binnentalud van de dijk achter de damwand, kan als oplossing een bezweken dijkprofiel worden geschematiseerd. In feite wordt op deze wijze op handmatige manier een zogenaamde zonering toegepast.

Wanneer aan deze voorwaarden is voldaan, wordt de invloed van de inheidiepte onderzocht. Voor iedere inheidiepte dient het inklemmingsmoment en het veldmoment bepaald te worden evenals de ankerkracht. De inheidiepte wordt gevonden op de diepte waar het inklemmingsmoment en veldmoment aan elkaar gelijk zijn. In het geval dat het inklemmingsmoment en veldmoment over een grotere diepte aan elkaar gelijk zijn wordt de inheidiepte bepaald als het punt waarop het inklemmingsmoment en veldmoment van elkaar gaan afwijken. Uit deze bepaling volgt dan ook de bijbehorende ankerkracht.

Op basis van het berekende moment behorend bij de inheidiepte dient het damwandprofiel te worden gekozen. Voor de lange damwanden is bepaald dat er, vanwege onzekerheden, op het maximale moment een factor van 1,15 gezet moet worden en op de ankerkracht een factor van 1,25 (GeoDelft, Ontwerpen van damwanden in dijken met PLAXIS, CO-398203.0086 d.d. januari 2004). Bij de keuze van de damwand is een economische optimalisatie gemaakt voor het gekozen profiel. Hierbij is een kostenvergelijking gemaakt tussen het toe te passen profiel en de staalkwaliteit.

13.3 Dimensionering en toetsing van de korte damwand

Ter vergroting van de stabiliteit van het binnentalud met behulp van damwaden is het niet altijd noodzakelijk lange (tot aan maaiveld) verankerde damwanden toe te passen. Voor de gevallen waar ondiepe glijvlakken (Bishop) voldoen aan de gestelde norm maar waar slechts diepe glijvlakken (methode Lift Van) maatgevend zijn kan mogelijk worden volstaan met zogenaamde korte damwanden. Dit zijn onverankerde damwanden waarvan de kop enkele meters (stel 5 of meer) onder het maaiveld worden geplaatst. Een korte damwand zorgt ervoor dat een diep glijvlak niet kan optreden, onder de voorwaarde dat het binnentalud voor hoger gelegen glijvlakken voldoende stabiel is. Een korte damwand kan zodoende een aanzienlijke kostenbesparing betekenen.

Met het programma Mstab (model Bishop en Lift-van) is een eerste inschatting gemaakt van de locatie (x-coördinaat in het dwarsprofiel) en de bovenkant van de korte damwand met behulp van de toepassing van de zogenaamde 'verboden lijn'-optie. De bepaling van inheidiepte en maatgevend moment gebeurt op dezelfde wijze als bij de dimensionering van een lange damwand. Het is hierbij van belang om voldoende inklemming in het pleistocene zand te hebben.

Op basis van het berekende moment bij de kleinst mogelijke inheidiepte dient het damwandprofiel te worden gekozen. In het geval dat de berekende momenten in de korte damwand zo groot zijn dat deze damwanden in de praktijk niet uitgevoerd kunnen worden (profielen zwaarder dan AZ48), is voor deze locatie een lange verankerde damwand ontworpen.

13.4 Berekeningsresultaten korte en lange damwanden

In de onderstaande tabellen zijn de resultaten voor korte en lange damwanden per traject weergegeven. De trajecten zijn gebaseerd op de tekeningenset van juli 2006.

Van	Tot	profiel [hmp]	x-coördinaat damwand [m tov huidige dijkas]	geoptimaliseerde diepte damwand [m NAP]	geoptimaliseerde lengte damwand [m]	ontwerp ankerkracht [kN/m'] (inclusief factor 1,25)	maximaal buigend moment [kNm/m'] (inclusief factor 1,15)	economisch profiel	Oplossing	Opmerking
0,0+60	0,2+07	0,1+40	2,2	-15,5	20,9	153	221	AZ18-320	CO3	
0,2+07	0,3+15	0,1+40	11,5	-16,2	18,2	316	514	AZ26-360	CO3	
0,3+15	0,3+30	0,2+59	0	-15	20,4	246	452	AZ26-320	CO3	
0,3+30	0,3+80	0,2+59	10	-15	16,7	298	615	AZ36-320	CO3	
		0,4+99	-0,92	-15,5	21,9	219	394	AZ26-320	CO3	Wel bereker gebruikt in t
0,3+80	0,6+00	0,4+99	19,4	-15	15,4	224	553	AZ26-390	CO2	
1,1+90	1,4+80	1,3+51	31	-10	8,4	133	147	AZ13-270	CO2	
1,7+50	2,0+70	1,8+56	22,57	-20,3	19,5	155	256	AZ18-320	CO2	
2,0+70	2,3+00	2,1+81	26,9	-16,7	15,8	175	462	AZ26-320	CO2	
2,8+30	2,8+70	2,8+02	15	-13,8	15,3	75	208	AZ13-270	CO2	
3,4+00	3,6+55	3,5+69	10	-16	17,7	206	514	AZ26-360	GR1/CO2	
		3,7+12	15,17	-16,5	17,0	115	296	AZ18-320	CO3	Wel bereker gebruikt in t
3,6+55	3,8+15	3,7+12	3,75	-15,5	20,0	245	438	AZ26-320	CO3	
3,8+15	3,8+40	3,8+47	12,06	-14,6	18,4	171	308	AZ18-390	CO3	
3,8+40	3,9+20	3,8+47	4,29	-14,4	20,0	193	299	AZ18-390	CO3	
4,4+70	4,4+90	4,4+85	14,9	-16	17	279	287	AZ18-360	CO3	
4,4+90	4,4+115	4,4+85	4,85	-15,4	20	227	360	AZ26-270	CO3	
4,4+115	4,5+65	4,4+85	14,9	-16	17	279	287	AZ18-360	CO3	
5,3+00	5,4+30	5,3+34	3,88	-18,2	23,4	437	964	AZ48-390	CO3	
		5,3+87	37	-15,5	15	237	280	AZ18-360	CO3	Wel bereker gebruikt in t
5,4+30	5,6+00	5,5+18	15	-16	16	205	397	AZ26-320	CO3	
		5,6+82	5,08	-11,6	15,5	58	78	AZ13-240	CO3	Wel bereker gebruikt in t

Tabel 13.1: Resultaten lange verankerde damwanden

In de berekeningen van hmp 0,1+40 en hmp 0,2+59 is te zien dat een verankerd stabiliteitsscherf in de binnenteen niet per definitie betekent dat een lichter scherm noodzakelijk is ten opzichte van een damwand in de binnenkruinlijn op dezelfde locatie. Dit wordt verklaard door de aanwezigheid van dijksmateriaal aan de passieve zijde van het stabiliteitsscherf wanneer de damwand in de binnenkruinlijn wordt geplaatst. Dit dijksmateriaal zorgt voor de hoge korrelspanningen aan de passieve zijde terwijl de korrelspanningen aan de actieve zijde weinig hoger zijn. In een aantal gevallen betekent dit dat de damwand in de kruin minder zwaar is dan in de binnenteen.

In de onderstaande tabel zijn de resultaten voor de korte damwanden gegeven.

Van	Tot	Profiel	x-coördinaat damwand [m tov huidige dijkas]	Bovenzijde damwand [m NAP]	geoptimaliseerde diepte damwand [m NAP]	economisch profiel
0.2+00	0.4+00	0.2+59	Niet haalbaar			
0.4+00	0.6+00	0.4+99	19,4	-6,5	-13	AZ18-360
1.1+90	1.3+60	1.3+51	31	-4	-9	AZ26-270
1.8+00	2.3+00	2.1+81	26,9	-6,9	-15,7	AZ13-270
3,4+00	3,6+50	3,5+69	Niet haalbaar			
3.6+50	3.9+45	3.8+47	12,06	-2,6	-15,6	AZ36-360
4.4+60	4.8+00	4.4+85	Niet haalbaar			
5.4+70	5.6+00	5.5+18	Niet haalbaar			

Tabel 13.2: Resultaten korte damwanden

13.5 Corrosie

Bij de in paragraaf 13.4 gepresenteerde resultaten is rekening gehouden met een corrosietoeslag van 5 mm voor een periode van 100 jaar. Op dit moment wordt de mate van corrosie bij stalen damwanden onderzocht in samenwerking met TNO. Uitkomsten van dit onderzoek kunnen een optimalisatie van de gegeven resultaten betekenen.

13.6 Zettingen op ankers

Momenteel wordt onderzoek verricht naar de invloed van zettingen van de bovengrond op ankers waarmee tevens een optimalisatie van de ankerkracht en derhalve de kosten wordt verwacht. De resultaten van dit onderzoek zullen te zijner tijd in dit project worden meegenomen.

13.7 Rekenmethodiek diepwanden

De diepwanden worden gedimensioneerd met behulp van PLAXIS berekeningen. Deze worden daarna gecontroleerd met de klassieke berekeningsmethode met behulp van MSheet. Deze werkwijze wijkt enigszins af van hetgeen gesteld is in het rapport "*Kistdammen en diepwanden in waterkeringen*" van november 2004. Daarin wordt aanbevolen éérst de klassieke berekening te maken en deze voor enkele karakteristieke trajecten te controleren met een deterministische berekeningsstrategie met behulp van PLAXIS. Uit ervaring is echter gebleken dat PLAXIS vrijwel altijd maatgevend is ten opzichte van de klassieke methode. Bovendien wordt voor elk traject een aparte berekening gemaakt. Het belang van de klassieke berekening wordt daarom kleiner geacht.

De wijze van berekening van de diepwand in PLAXIS is vrijwel indentiek aan die van de lange en korte damwanden. De opbouw en geometrie van de ondergrond, de parameters van de ondergrond en de waterspanningen zijn hetzelfde. Het verschil is dat aan het bouwelement nu de eigenschappen van een gewapend betonnen diepwand van 1,0 m dik moeten worden toegekend. Er is uitgegaan van een lineair-elastisch element met de volgende eigenschappen:

$$\begin{aligned}
 EA &= 2,00 \cdot 10^7 \text{ kN/m} \\
 EI &= 1,67 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m} \\
 \nu &= 0,15
 \end{aligned}$$

Bij de materiaalparameters dient ook een specifiek gewicht aangegeven te worden. Voor relatief massieve bouwelementen wordt deze in principe bepaald door het gewicht van het bouw materiaal te vermenigvuldigen met de dikte van het element.

De berekening van de diepwand in Msheet is opgezet in twee fasen. In de eerste fase is het dijklichaam intact. In de tweede fase is het profiel aan passieve zijde afgeschoven en is daarbij het maaiveld van de kruin lager komen te liggen. In deze fase veranderen de parameters van de grondlagen, aangezien ook de grondwaterstand en de effectieve spanningen veranderen. De laatste fase is maatgevend. Er worden twee berekeningen gemaakt voor elk dwarsprofiel: één voor de uiterste grenstoestand (grenstoestand 1) en één in de bruikbaarheidsgrenstoestand (zie paragraaf 13.11).

13.8 Resultaten berekeningen diepwanden

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de diepwand berekeningen weergegeven.

profiel [hmp]	x-coördinaat damwand [m tov huidige dijkas]	geoptimaliseerde diepte diepwand [m NAP]	geoptimaliseerde lengte diepwand [m]	maximaal buigend moment [kNm/m'] (inclusief factor 1,15)
4.0+43	-2,98	-17	21,6	654
4.2+64	3	-21	25,65	>3000
4.2+64	-3,88	-15,2	19,8	1147
4.4+02	3,5	-15,7	20,2	1371
5.8+65	-4,3	-12	16	380

Tabel 13.3: Resultaten diepwand berekeningen

Voor de berekening ter plaatse van de binnenkruin van hmp 4.2+64 (kern Ammerstol) geldt dat deze in samenwerking met het bureau Concretio verder wordt geoptimaliseerd. Op dit moment is nog niet duidelijk of een diepwand met dergelijke momenten gewapend kan worden.

De controleberekening in Msheet is op dit moment nog niet uitgevoerd.

13.9 Draagkrachtcontrole

Het draagvermogen van de damwanden en diepwanden dient nog gecontroleerd te worden met behulp van het programma Mfoundation. Aan het draagvermogen worden geen eisen gesteld in richtlijnen.

13.10 Vervormingseisen

De verankerde damwanden en korte damwanden worden vooralsnog niet gecontroleerd op een vervormingseis. Het bovenstaande is de uitkomst van een overleg d.d. 16 november 2006 tussen provincie, Hoogheemraadschap en GeoDelft. In de huidige situatie is het acceptabel, om tijdens zeer hoog water schade aan de binnendijkse bebouwing te aanvaarden en hier bij de dimensionering van constructies géén rekening mee te houden.

De provincie stelt zich principieel op het standpunt dat schade aan panden (ook bij uitzonderlijk hoogwater) niet aanvaardbaar is zonder dat hier een redelijke belangenafweging of dit tegen aanvaardbare kosten te voorkomen zou zijn geweest aan ten grondslag heeft gelegen. Dit zou ook openlijk in het MER-traject ter sprake moeten worden gebracht en worden vastgelegd.

Een eerste stap naar een belangenafweging wordt door GeoDelft gezet door middel van een tweetal indicatieve berekeningen in PLAXIS. In de eerste berekening wordt voldaan aan de sterkte- en stabiliteitseisen maar worden geen eisen gesteld aan de vervormingen. In een

tweede berekening wordt het effect van een zwaardere constructie beschouwd. Op die manier worden de vervormingen ter plaatse van een pand gerelateerd aan de zwaarte van de constructie en wordt input gegeven aan de nut en noodzaak discussie over vervormingseisen bij constructies. De genoemde berekeningen dienen nog uitgevoerd te worden.

Voor diepwanden geldt dat in het TAW-rapport *"Kistdammen en diepwanden in waterkeringen"* een suggestie gedaan wordt voor de aan te houden vervormingseisen, op basis van gehanteerde eisen bij recente ontwerpen.

- uiterste grenstoestand: maximaal 2% van diepwandlengte
- bruikbaarheidsgrenstoestand: maximaal 0,10 m

In eerste instantie is alleen de vervorming in de uiterste grenstoestand bepaald met PLAXIS. De bruikbaarheidsgrenstoestand zal worden gecontroleerd in de controleslag met de klassieke berekeningsmethode met behulp van MSheet. Indien blijkt dat niet aan de vervormingseisen wordt voldaan, wordt de diepwand met 1,0 m verlengd (aan de onderzijde) en de toetsing opnieuw uitgevoerd. De bovenstaande controle dient nog uitgevoerd te worden voor de genoemde diepwanden.

14 Invloed dijkversterking op bebouwing

14.1 Inleiding

Deze paragraaf is een samenvatting van de rapportage 398213.0033.

Door het aanbrengen van grondophogingen ter verbetering van de binnenwaartse macrostabiliteit zullen zettingen van de ondergrond optreden. Tevens zullen horizontale gronddeformaties en spanningsverhogingen optreden. Hierdoor kan schade aan (de fundering van) panden ontstaan.

In de volgende tabel zijn panden aangegeven die op het eerste gezicht in het invloedsgebied van de oplossingen in grond liggen. Dit is gebaseerd op het voorkeursalternatief en de tekeningenset van juli 2006.

Vak	Van	Tot	VA	Pand
C2.1	0.6+00	1.0+00	GR1	-
C2.2	1.0+00	1.1+10	GR1	-
C2.5	1.3+60	1.5+00	GR2	-
C2.6	1.5+00	1.6+00	GR2	Hogedijk 144
C2.7	1.6+00	1.7+00	GR2	Hogedijk 136,138
C4.1	2.3+00	2.9+50	GR1	-
C4.2	2.9+50	3.4+50	GR1	-
C4.3	3.4+50	3.5+80	GR1	-
E1.1	4.5+50	4.8+00	GR1	-
F2.2	5.6+00	5.7+80	GR2	Lekdijk 2, 2A
F2.3	5.8+90	6.0+00	GR2	-

Tabel 14.1: Panden in het invloedsgebied van de oplossingen in grond

Er wordt onderscheid gemaakt tussen op staal gefundeerde panden en op palen gefundeerde panden. In de onderstaande tabel is aangegeven welke informatie per pand beschikbaar is.

Vak	van	tot	Straat	huisnr	Fundering	Opmerkingen
C2.6	1.5+00	1.6+00	Hogedijk	144	Geen data	
C2.7	1.6+00	1.8+00	Hogedijk	136	Stalen buispalen	
			Hogedijk	138	Stalen buispalen	
F2.2	5.6+00	5.8+30	Lekdijk Oost	2	Op staal	Geen kelder, vleugelmuren aanwezig
			Lekdijk Oost	2A	Op staal	Geen kelder, vleugelmuren aanwezig

Tabel 14.2: Beschikbare funderingsgegevens

De bovenstaande gegevens zijn afkomstig uit de inventarisatie die is uitgevoerd door het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard. Wanneer de funderingswijze onbekend is (Hogedijk 144), wordt veiligheidshalve zowel gerekend met een fundering op staal en een fundering op palen.

14.2 Model

Voor het berekenen van de invloed van grondophogingen op op staal gefundeerde panden wordt gebruik gemaakt van Msettle (model NEN-Koppejan-Natural strain). Voor op palen gefundeerde panden wordt gebruik gemaakt van tabellen van De Leeuw en het programma

Horpaal. Met behulp van de tabellen van de Leeuw worden de horizontale grondverplaatsingen en spanningsverhogingen bepaald. Het programma Horpaal bepaalt de invloed van de horizontale vervormingen op het extra optredende buigende moment in de funderingspalen.

14.3 Parameters

In MSettle wordt gebruik gemaakt van de samendrukkingsparameters uit de proevenverzameling voor de Alblasserwaard boven de grensspanning (zie paragraaf 11.3).

Voor de bepaling van de horizontale grondverplaatsing wordt gebruik gemaakt van de E-modulus. Voor de bepaling van de E-modulus wordt gebruik gemaakt van de correlatie tussen het soortelijk gewicht en E-modulus bij een effectieve verticale spanning van 100 kPa. Het soortelijk gewicht is bepaald uit boringen die in het verleden voor de toetsing of versterking van het dijkvak Bergambacht Schoonhoven zijn gemaakt.

14.4 Rekenmethodiek panden op palen

Wanneer er niets bekend is over het paalttype wordt er gerekend met houten palen (Ø 18 cm en Ø 22 cm) en betonnen palen (D 25 cm en D 35 cm). Er wordt gerekend met een paalbelasting van 50 kN. Op basis van eigen ervaring en gegevens van paalleveranciers is het toelaatbare scheurmoment (M_r) per paalttype bepaald.

Paal	Afmeting	M_r [kNm]
Hout	Ø 18 cm	4,6 kNm
	Ø 22 cm	9,2 kNm
Beton	D 25 cm	25 kNm
	D 35 cm	85 kNm

Tabel 14.3: Toelaatbaar scheurmoment M_r

Er wordt gerekend met een inklemming van 25% en van 75%. De toekomstige berm heeft een $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{droog} = 18 \text{ kN/m}^3$. De zettingcompenserende overhoogte wordt bepaald met het programma MSettle.

14.5 Rekenmethodiek panden op staal

De toekomstige berm heeft een $\gamma_{nat} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{droog} = 18 \text{ kN/m}^3$. De zetting die wordt bepaald is ten gevolge van de aangebrachte berm én ten gevolge van de zettingcompenserende overhoogte.

14.6 Toetscriteria

Voor op palen gefundeerde panden wordt de het veld- en voetsmoment van de maatgevende paal vergeleken met het toelaatbaar scheurmoment. Om een indruk te krijgen van de invloed van de dijkversterking is op basis van eigen ervaring een eerste toets uitgevoerd. De toename van de negatieve kleeft op de palen ten gevolge van zetting wordt vooralsnog niet bepaald omdat de invloed hiervan naar verwachting zeer gering is.

Voor op staal gefundeerde panden zijn de toetscriteria in de onderstaande tabel weergegeven.

schade categorie	zakking ter plaatse van gevel	zettingsgradiënt over 5 m achter de voorgevel	Omvang schade
	[m]	[m:m]	
0	< 0,10	<1:500	Geen schade
1	< 0,10	1:500 1:250	Esthetische schade (eenvoudig te repareren)
2	< 0,10	1:250 1:100	Constructieve repareerbare schade
3	> 0,10	>1:100	Schade met risico voor inwonenden

Tabel 14.4: Toetscriteria panden op staal

14.7 Resultaten van de berekeningen

Van Hogedijk 144 zijn geen funderingsgegevens beschikbaar. Er wordt dus zowel rekening gehouden met een pand op palen als met een pand op staal. De berm lengte op dit traject bedraagt 23 m op een hoogte van DTH-3 m. De afstand van de teen van het talud tot de woning bedraagt ruim 19 m.

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de berekeningen voor pand 144 op staal gegeven.

Woning	Zetting ter plaatse van de voorgevel	Zetting 5 m vanaf de voorgevel	Zettingsgradiënt over 5 m	Schadecategorie
	[m]	[m]	[m:m]	
Hogedijk 144	Nihil	Nihil	< 1:500	0, geen schade

Tabel 14.5: Toets pand op staal

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de berekeningen voor pand 144 (op palen gefundeerd) gegeven.

Woning	Paaltype	Inklemming	Paal diameter	Maximaal extra optredend moment M_{max}	Toelaatbaar moment M_r	$M_{max} > M_r$
		[%]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
Hogedijk 44	Hout	25 %	180	1,3	4,6	Nee
			220	1,6	9,2	Nee
		75 %	180	0,8	4,6	Nee
			220	1,7	9,2	Nee
	Beton	25 %	250	8,2	25	Nee
			350	17,9	85	Nee
		75 %	250	9,5	25	Nee
			350	18,8	85	Nee

Tabel 14.6: Toets pand op palen

Een oplossing in grond leidt niet tot schade aan Hogedijk 144, ongeacht of dit pand op palen of op staal is gefundeerd.

Hogedijk 136 en 138 zijn gefundeerd op stalen buispalen. De invloed van de dijkversterking in grond is in een eerder stadium gerapporteerd (CO-398212.0020 d.d. 2004-08-27). In de onderstaande tabel zijn de resultaten samengevat.

Woning	Paaltype	Inklemming	Diameter	Maximaal moment	Toelaatbaar moment	$M_{\max} > M_r$
		[%]	[mm]	[kNm]	[kNm]	
Hogedijk 136-138	Stalen buispaal	25 %	219	44,3	49,2	Nee
		50 %	219	44,6	49,2	Nee

Tabel 14.7: Toets pand op palen

Van Lekdijk 2 en 2a is bekend dat beide panden op staal zijn gefundeerd. De berm lengte op dit traject bedraagt 11 m op een hoogte van DTH-2 m. De berm wordt aan de zijkant van de Lekdijk 2a aangebracht. De grootste zetting treedt op aan de achterzijde van dit pand op een afstand van ruim 15 m uit de as van de dijk.

In de onderstaande tabel zijn de resultaten van de berekeningen voor pand 2 en 2a gegeven.

Woning	Zetting ter plaatse van de zijgevel	Zetting 5 m vanaf de voorgevel	Zettingsgradiënt over 5 m	Schadecategorie
	[m]	[m]	[m:m]	
Lekdijk 2 en 2a	0,16	0,017	1:35	3, constructieve schade

Tabel 14.8: Toets pand op staal

De afstand tussen de berm en de zijgevel van de woning dient minimaal 10 m te bedragen om schade te voorkomen (schadecategorie 0).

14.8 Conclusies

Er is gekeken naar de invloed van de oplossingen in grond op de aanwezige bebouwing. De resultaten zijn in de onderstaande tabel samengevat.

Woning	Fundering	Paalfundering	Fundering op staal
Hogedijk 144	Geen data	$M_{\max} < M_r$	Schadecategorie 0, geen schade
Hogedijk 136	Stalen buispalen	$M_{\max} < M_r$	-
Hogedijk 138	Stalen buispalen	$M_{\max} < M_r$	-
Lekdijk Oost 2	Op staal	-	Schadecategorie 3, constructieve schade
Lekdijk Oost 2A	Op staal	-	Schadecategorie 3, constructieve schade

Tabel 14.9: Samenvatting invloed oplossingen in grond op panden

Voor de panden 2 en 2a geldt dat de afstand van de berm tot de zijgevel van het pand 10 m moet bedragen om schade te voorkomen (schadecategorie 0). De diepwand ter plaatse van pand 2 en 2a dient dus voorbij de panden nog minimaal 10 m te worden doorgezet.

15 Erosievoorzieningen

15.1 Inleiding

De locaties waar erosievoorzieningen noodzakelijk zijn, zijn afgeleid uit hoofdstuk 10.

De dimensioneringsberekeningen voor erosieschermen zijn uitgevoerd met behulp van het programma MSheet. In dit hoofdstuk wordt de dimensionering toegelicht en worden de resultaten gegeven.

Dit hoofdstuk is een samenvatting van het rapport 398213.0047.

15.2 Uitgangspunten

Voor wat betreft de geometrie van de modelschematisatie is uitgegaan van de tekeningen en dwarsprofielen die door het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard ter beschikking zijn gesteld (juli 2006). Hierbij zijn de erosieschermen 0,5 m uit de buitenzijde van de geasfalteerde weg geplaatst.

De grondopbouw van het buitendijkse gebied en de grondopbouw ter plaatse van de kruin is gebaseerd op geotechnische profielen en het extra uitgevoerde grondonderzoek ter plaatse. Aan de hand van de proevenverzameling Alblasserwaard/Krimpenerwaard zijn de sterkteparameters per grondlaag spanningsafhankelijk vastgesteld. De stijfheidsparameters (horizontale beddingsconstante) zijn bepaald aan de hand van de lokaal uitgevoerde sonderingen. Voor het volumieke gewicht van de ondergrond is gebruik gemaakt van de uitgangspunten voor de stabiliteitsberekeningen in Mstab die in de buurt van de desbetreffende locatie zijn uitgevoerd.

Door de Provincie Zuid-Holland is aangegeven dat de erosieschermen gedimensioneerd dienden te worden bij de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand. In de uiterste grenstoestand dient een betrouwbaarheidsindex van $\beta = 4,1$ gebruikt te worden voor het bepalen van de sterkteparameters. In de bruikbaarheidsgrenstoestand is een β van 1,8 aangehouden.

Voor de grondwaterstand aan actieve zijde van het erosiescherm is het freatisch niveau in de kruin aangehouden. De grondwaterstand aan passieve zijde is gesteld op het ontgrondingsniveau. De stijghoogte in het pleistocene zand speelt bij deze berekeningen geen rol, aangezien de erosieschermen nooit tot deze diepte zullen reiken. De stijghoogte in de indringingszone in het holocene pakket boven het pleistocene zand is gelijk gesteld aan Gemiddeld Hoog Water ter plaatse van de damwand. De grondwaterspanningen verlopen lineair, maar niet hydrostatisch van de grondwaterstand naar de stijghoogte in de meter boven het pleistocene zand. Alle benodigde grondwaterstanden en stijghoogten zijn ontleend aan de uitgangspunten voor de stabiliteitsberekeningen in Mstab die in de buurt van de desbetreffende locatie zijn uitgevoerd.

Er is gerekend met een verkeersbelasting van 13 kPa op het asfalt op de kruin van de dijk.

15.3 Ontgrondingsniveau's

Bij de bepaling van het aan te houden ontgrondingsniveau wordt rekening gehouden met de volgende aspecten:

- afslagprofiel
- kelderniveau
- ontgroning a.g.v. falen pijpleidingen e.d.

Voor de dimensionering van het erosiescherm moet worden uitgegaan van de ongunstigste waarde (ofwel het diepste ontgrondingsniveau). Indien het kelderniveau niet dieper is dan hoogte voorland minus 1 meter wordt het afslagprofiel aangehouden. Als het kelderniveau meer dan 1 meter onder het voorland ligt wordt, gegeven de lokale situatie, nagegaan welke ontgrondingsdiepte moet worden aangehouden (maatwerk). Afhankelijk van de lokale situatie kan dan in dit geval worden uitgegaan van de helft van het verschil tussen afslagprofiel en kelderniveau of van het kelderniveau. Voor de ontgroning a.g.v. het falen van pijpleidingen dient te worden uitgegaan van een ontgrondingsdiepte van 2 meter (aan de kruinzijde van het pand).

Omdat het voorland lager ligt dan MHW+0,3 m is de theorie van het afslagprofiel conform de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken niet van toepassing. In overleg met de provincie is als ontgrondingsniveau het kelderniveau aangehouden.

15.4 Opbouw van de berekening

Voor elk erosiescherm is de volgende (berekenings-)fasering van belang:

T = 0

Aanleg huidige dijk op aanleghoogte, er is nog geen corrosie in de damwand opgetreden.

T = 50 jaar, situatie a

Als er op T=0 ophoging heeft plaatsgevonden is na 50 jaar de dijk gezakt naar de oorspronkelijke dijktafelhoogte (DTH), er zijn geen wateroverspanningen meer t.g.v. het ophogen. Er heeft reeds 50 % van de totale corrosie van 5 mm plaatsgevonden. (5 mm is namelijk de aan te houden corrosietoeslag voor een planperiode van 100 jaar)

T = 50 jaar, situatie b

De dijk wordt verhoogd naar de nieuwe aanleghoogte (ALH), hoger dan de oude, conform de tekeningen en dwarsprofielen van het Hoogreemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard. Er wordt rekening gehouden met extra wateroverspanningen als gevolg van de ophoging. Er heeft reeds 50 % van de totale corrosie van 5 mm plaatsgevonden.

T = 100

Na 100 jaar is de dijk gezakt naar de DTH welke behoort bij T = 50, er is geen wateroverspanning meer als gevolg van eerdere ophogingen. Er heeft inmiddels 100 % van de totale 5 mm corrosie plaatsgevonden.

De twee maatgevende situaties, T = 50 situatie b en T = 100 worden berekend voor de twee grenstoestanden.

15.5 Resultaten

In de onderstaande tabel zijn de rekenresultaten voor de erosieschermen gegeven. De bepaling van het ontgrondingsniveau voor panden op een laag voorland is in overleg met de provincie vastgesteld op kelderniveau.

Locatie	Hmp	Ontgrondings niveau [m +NAP]	Kerende hoogte [m]	Damwand type	Lengte [m]	Berekend Moment [kNm/m]	Uitwijking [mm]
Lekdijk west 8-16	H+00	2,9	3,0	AZ13	11	173	90
Lekdijk 189	3.9+10	3,8	1,4	AZ13	6	7	3
Loods 7	5.7+20	2,3	2,8	AZ13	9	117	51
Loods 11,11a,15	5.6+50	3,3	1,8	AZ13	6	35	40

Tabel 15.1: Rekenresultaten erosieschermen

Voor bovenstaande profielen geldt dat $M_{\text{berekend}} < M_{\text{toelaatbaar}}$.

16 Invloed uitvoering op bebouwing

Op dit moment vindt onderzoek plaats naar de invloed van de uitvoering op de bebouwing. De invloed van trillingen ten gevolge van het heien of trillen van damwanden staat hierin centraal. Hiertoe is een inventarisatie naar de bouwkundige staat van de bebouwing uitgevoerd.

Eindresultaat van dit hoofdstuk is een overzicht van de schadecategorie per pand en de bijbehorende kans op schade. Dit geeft inzicht in de belangrijkste knelpunten in het ontwerpplan.

17 Invloed op grondwaterstand

17.1 Inleiding

Uit onderzoek is gebleken dat als gevolg van het aanbrengen van constructies (met name damwanden en diepwanden) in een dijklichaam, de grondwaterstand beïnvloedt kan worden. Hierdoor kan wateroverlast of juist verdroging op treden. Dit is met het oog op de aanwezige lintbebouwing vaak ongewenst. De volgende aspecten kunnen mogelijke schade aan de bebouwing tot gevolg hebben:

- Verlaging van de freatische lijn, waardoor door korrelspanningstoename extra zettingen in de ondergrond optreden. Dit kan met name bij op staal gefundeerde panden tot zettingschade leiden. Deze schade kan zich ook pas later in de tijd voordoen, bijvoorbeeld enkele jaren na het gereedkomen van de dijkversterking.
- Stijging van de freatische lijn, waardoor schade ten gevolge van wateroverlast kan ontstaan.

Een en ander is sterk afhankelijk van de locatie van een constructie, de locatie van de bebouwing en van het plaatselijke grondwaterregime. In dit hoofdstuk is de invloed van constructies op de freatische lijn en het daardoor ontstaan van schade in kwalitatieve zin onderzocht.

17.2 Beïnvloeding grondwaterstand door constructies

In een eerder adviesrapport (CO-398203-0085) in het kader van dijkversterking Nederlek is de beïnvloeding van de freatische lijn als gevolg van het aanbrengen van constructies op verschillende locaties in de dijk verder uitgewerkt. Deze locaties zijn: buitenkruinlijn, binnenkruinlijn, halverwege het binnentalud en de binnenteen. In de rapportage komen tevens *recente ervaringen van andere dijkversterkingen (voornamelijk in de Alblasserwaard)* aan de orde en worden maatregelen aangegeven, die getroffen zullen worden om beïnvloeding van de freatische lijn zo veel mogelijk te voorkomen.

Op basis van het uitgevoerde onderzoek en de uitgevoerde berekeningen, blijkt, dat er permanente grondwaterstandveranderingen op kunnen treden als gevolg van het aanbrengen van constructies in de dijk. De berekende, permanente, grondwaterstandverandering bedragen over het algemeen niet meer dan 1 à 2 dm. Tijdens erg hoge rivierwaterstanden (MHW – 1 m) kan tijdelijk de freatische lijn meer stijgen, maximaal circa 0,3 - 0,4 m ter plaatse van binnentalud en de binnenkruin.

Het plaatsen van een constructie in de buitenkruinlijn kan tijdens nattere perioden resulteren in wateroverlast voor buitendijkse panden. Voor gemiddelde (dagelijkse) omstandigheden mag worden verwacht dat zonder aanvullende maatregelen binnendijs verdroging zal optreden ten opzichte van de huidige gemiddelde situatie. Tevens zal onder de kruin de grondwaterstand meer worden bepaald door het lager gelegen polderpeil in het achterland, waardoor de grondwaterstand t.p.v. de kruin zal dalen. waardoor er mogelijkzets zettingen in de dijk kunnen optreden.

17.3 Overige oorzaken beïnvloeding grondwaterstand

De grondwaterstand kan met name in de nabijheid van een dijk sterk variëren, onder andere als gevolg van hoogteverschillen van het maaiveld en heterogeniteit van de ondergrond. Naast de effecten ten gevolge van het aanbrengen van constructies in een dijk, kunnen ook andere ingrepen aan de dijk bij dragen aan een verandering van de grondwaterstand. Dit kan zowel van tijdelijke aard zijn als meer permanent. Een voorbeeld hiervan is een toename van het

afwaterende oppervlak (richting de woningen) als gevolg van verflauwing van de taluds bij dijkversterking. Hierdoor kan in bepaalde gevallen wateroverlast ontstaan. Ook het verwijderen van bomen, aanpassen van taluds en bekleding van taluds, aanbrengen van een andere wegverharding en/of verkanting, overige ontgravingen en aanvullingen, kan bijdragen aan een, al dan niet tijdelijke, verandering van de grondwaterstand. Vaak treden degelijke veranderingen lokaal op.

17.4 Mogelijke oplossingen

Als maatregel ter voorkoming van beïnvloeding van de freatische lijn door het aanbrengen van damwandschermen, kunnen de damwanden aan de bovenzijde "gestaffeld" worden uitgevoerd en voorzien worden van een drainageconstructie. De hoogte waarover de planken ingekort dienen te worden bedraagt globaal 2,5 tot 5 m, afhankelijk van de locatie van de damwand in het dwarsprofiel. Over het algemeen dient tenminste 1 van de 5 damwandplanken te worden ingekort (gestaffeld). Dit betekent een "openingspercentage" van 20 %. Dit is vanuit sterkteoogpunt acceptabel. De drainageconstructie bestaat uit een met (drainage) zand te vullen sleuf aan de bovenkant van de damwandplanken. De diepte van de sleuf is gelijk aan de hoogte waarover de planken worden ingekort. De sleuf heeft een breedte van circa 1 m en dient te worden gevuld met drainage zand en eventueel een geometrisch dichte geotextiel.

Een andere mogelijkheid is het doorlatend maken van de damwand door 1 op de 4 á 5 planken 'weg te laten' of door de damwanden los te plaatsen. Hierbij dient het verlies aan sterkte te worden gecompenseerd door de bestaande damwanden een hogere staalkwaliteit te geven of door een zwaarder profiel te kiezen.

17.5 Consequenties voor Bergambacht Ammerstol Schoonhoven

Met de genoemde oplossingen voor damwandschermen kan de beïnvloeding van het freatisch vlak worden beperkt. Voor diepwanden liggen de oplossingen minder voor de hand. Een diepwand is ondoorlatend en kan niet gestaffeld worden aangebracht. Als knelpunten worden dan ook genoemd de diepwandlocaties en dan met name het traject 3.9+45 – 4.1+20. Op dit traject bevindt zich zowel in de binnenkruinlijn als in de buitenkruinlijn historische bebouwing.

18 Innovatieve oplossingen

In de Projectnota/MER van dijkversterking is voor de volgende trajecten de mogelijkheid van een innovatieve oplossing (OV2) open gehouden:

- Hmp 0.0+80 – 0.2+00
- Hmp 0.2+00 – 0.4+00
- Hmp 3.6+50 – 3.9+45

Onder OV2 worden in dit geval de onderstaande oplossingen verstaan:

- Mixed-In-Place (MIP)
- Dijkvernageling
- Expanding columns

Uitgangspunt in de startnotitie en de PN/MER is dat (de innovatieve) korte damwanden daar waar mogelijk als vervanging van lange verankerde damwanden worden toegepast.

De bovenstaande trajecten hebben lintbebouwing in de binnenteen en incidenteel panden in de binnenkruinlijn. Omdat de ruimte onder panden van juridisch oogpunt niet benut mag worden, zijn met name expanding columns en MIP minder geschikt voor deze trajecten. Dijkvernageling is niet mogelijk op de locaties waar de dijk in de binnenkruinlijn is bebouwd.

In overleg met het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (d.d. 20 november 2006) is het traject tussen hmp 0.4+00 en 0.6+00 beter geschikt bevonden voor een OV2 oplossing. Aan toepassing worden voorsnóg de volgende voorwaarden gesteld:

- De innovatieve techniek voldoet voor de ontwerpperiode van 100 jaar aan de veiligheidseisen voor waterkerende constructies en eventuele bijkomende eisen van het bevoegde gezag (provincie);
- De innovatieve techniek is geschikt voor toepassing in de specifieke grondopbouw van de beschreven trajecten. Hierbij moet rekening gehouden worden met de aanwezigheid van tussenzandlagen en een veenpakket van enkele meters dik;
- De innovatieve techniek wordt niet onder panden toegepast.

19 Aandachtspunten overzicht

Ervaringen uit het verleden zijn van groot belang bij het ontwerp van een dijkversterking. Door de lokale geotechnische problematiek tijdig te inventariseren, kan in het ontwerp met de knelpunten rekening worden gehouden. De inventarisatie van knelpunten zal tijdens het opstellen van het uitvoeringsplan worden voortgezet.

HMP G+90 – 0.0+00

In de bestaande situatie is er regelmatig overlast door water in de teen van de dijk. In de winter ontstaan hierdoor ijsafzettingen in de binnenteen. Tenzij er zand wordt meegevoerd is dit in principe geen veiligheidsprobleem maar een beheersprobleem. In het uiteindelijk versterkingsontwerp van dit dijkvak dient met dit probleem rekening te worden gehouden. Een berekening in het rapport van GeoDelft met het kenmerk CO-398211/0026 (toetsing twijfelachtige trajecten) heeft aangetoond dat piping zeer onwaarschijnlijk is. Een handboring in het binnentalud bestond hoofdzakelijk uit klei. Zodat een kwel van freatisch water onwaarschijnlijk lijkt. Mogelijk komt er water langs kabels en leidingen in de dijk naar binnen.

HMP 0.2+50

Ten tijde van de vorige dijkversterking had men veel overlast door kwel bij de arbeiderswoningen ter plaatse van HMP 0.2+50. De overlast is destijds verholpen door een drainage.

HMP 1.1+40 – 1.1+90 Hemstoep

In verband met grote aanhoudende deformaties onder dagelijkse omstandigheden langs dit traject is omstreeks 1996 – 1998 een stabiliteitsberm aangebracht aan de binnenkant van de dijk. Uit aanvullend onderzoek ter plaatse bleek namelijk dat de binnenwaartse macrostabiliteit niet voldoende was. Hierover is geadviseerd in het schrijven van Grondmechanica Delft met kenmerk CO-314950/24. De afmetingen van de stabiliteitsberm zijn vastgesteld met behulp van stabiliteitsberekeningen uitgaande van het destijds geldige drukstaafmechanisme (model MLift). Er is gebruik gemaakt van de spanningsafhankelijke proevenverzameling van de Alblasserwaard/Krimpenerwaard. Tevens is gebruik gemaakt van de door Grondmechanica Delft (in opdracht van Rijkswaterstaat directie Zuid-Holland en Provincie Zuid-Holland) ontwikkelde theorie van Pseudo-Values. De berekende evenwichtsfactoren zijn weergegeven in tabel 18.1. De berekeningen zijn uitgevoerd met de oude zoneringsmethode conform de Handreiking Constructief Ontwerpen.

Dijktraject [hmp]	F _{min} in zone 1	F _{min} in zone 2
1.1+40 – 1.1+90	1,20	1,09

Tabel 19.1: Berekende evenwichtsfactoren nabij de Hemstoep afkomstig uit CO-314950/24, GeoDelft, 1996

In hoofdstuk 11 is dit profiel gecontroleerd met behulp van de nieuwe zonering en het Lift Van Model. De zetting ten gevolge van het aanbrengen van de stabiliteitsberm is hierbij in rekening gebracht.

HMP 3.4+00

Bij de vorige dijkversterking was er op deze locatie sprake van doorgaande zettingen waardoor de dijkversterking niet op hoogte kwam.

HMP 5.4+70

In de teensloot bij het wiel ten oosten van Bergambacht heeft men bijna voortdurend last van wellen. Dit is in overeenstemming met de peilbuismetingen die laten zien dat de overdruk in het pleistocene zand zelfs onder normale omstandigheden laag is (er is drukverlies). De pipingberekeningen met de methode sellmeijer laten zien dat er geen piping kan optreden. In

20 Conclusies en vervolgwerkzaamheden

Dit overzicht dient nog te worden ingevuld. Een en ander is mede afhankelijk van nog lopende onderzoeken.