

Hoofdrapport geotechniek

Ontwerpplan dijkversterking

Bergambacht Ammerstol

Schoonhoven

Ons kenmerk
398213.0052

Versie
02 Concept

Datum
Februari 2007

Opgesteld in opdracht van
Hoogheemraadschap van Schieland en de
Krimpenerwaard



Postbus 69
NL-2600 AB
Stieltjesweg 2
NL-2628 CK Delft

Telefoon (015) 26 93 500
Telefax (015) 26 10 821
info@geodelft.nl
www.geodelft.nl

Postbank 234342
ING Bank NV
rek.nr. 65.09.62.524
KvK 541146461
BTW NL80097476801

Rapportnummer
398213.0052 v02
Concept

Datum
Februari 2007

Versie
02 Concept

Aantal pagina's
78

Titel / subtitel

Hoofdrapport geotechniek / Ontwerpplan
dijkversterking Bergambacht Ammerstol
Schoonhoven

Projectleider(s)

ir. J. van Ruijven

Projectbegeleider(s)

ing. A.P.C. Rozing

Opgesteld in opdracht van

Hoogheemraadschap van Schieland en de
Krimpenerwaard

Samenvatting rapport

Dit rapport is het hoofdrapport Geotechniek voor de ontwerpplan
fase van de dijkversterking Bergambacht Ammerstol Schoonhoven.

Dit rapport dient als koepel voor een aantal technisch inhoudelijke
rapporten, te weten:

- Constructieve oplossingen MER fase, GeoDelft, 2004 rapport 398212.0025;
- Factual report grondmechanisch onderzoek, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0041;
- Voorland en bebouwing, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0045
- Geohydrologie, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0046;
- Achtergrondenrapport vak D, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0052;
- Pipingonderzoek, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0055;
- Beoordeling buitendijkse bebouwing, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0018-V03;
- Factual report grondmechanisch onderzoek, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0029;
- Invloed op bebouwing, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0033;
- Oplossingen in grond, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0035;
- Constructieve oplossingen, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0047.

De rapporten 398213.0033, 398213.0035 en 398213.0047 zijn op
dit moment nog niet gereed. Informatie uit deze rapporten is wel
opgenomen in deze rapportage.

Versie	Datum	Opgesteld door	Paraaf	Gecontroleerd door	Paraaf
01	December 2006	Ir. J. van Ruijven		Ing. J. Dekker Ing. A.P.C. Rozing	
02	Februari 2007	Ir. J. van Ruijven		Ing. A.P.C. Rozing	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Projectbeschrijving	3
2.1	Kader	3
2.2	Twijfelachtige trajecten	3
2.3	Doelstelling	3
2.4	Voorkeursalternatief	4
3	Beschikbare informatie	5
4	Uitgevoerd veld- en laboratoriumwerk	7
5	Ontwerputgangspunten	9
5.1	Inleiding	9
5.2	Ontwerpwaterstand	9
5.3	Waterstandsverlooptlijnen	9
5.4	Overige ontwerppeilen	10
5.5	Ontwerputgangspunten oplossingen in grond	12
5.6	Ontwerputgangspunten constructies	14
6	Dijktafelhoogte	16
7	Geohydrologie	18
7.1	Inleiding	18
7.2	Beschikbaar geohydrologisch onderzoek	18
7.3	Polderpeil	18
7.4	Freatisch vlak	18
7.5	Geohydrologisch model	20
7.6	Extrapolatie waterspanningen	21
7.7	Waterspanningsverloop	23
8	Opdrijven en opbarsten	24
9	Piping	26
9.1	Inleiding	26
9.2	Stap 1	26
9.3	Overige toetsstappen	26
9.4	Methode Sellmeijer	27
9.5	Resultaat	28
9.6	Conclusie	30
10	Voorland en bebouwing	31
10.1	Inleiding	31
10.2	Voorland	31
10.3	Buitendijkse bebouwing	32
10.4	Binnendijkse bebouwing	32
10.5	Geavanceerde benadering buitendijkse bebouwing op laag voorland	34
10.6	Buitendijkse bebouwing op hoog voorland	35
10.7	Beoordeling buitendijkse bebouwing	36
10.8	Conclusie	37
11	Macrostabiliteit binnenwaarts: oplossingen in grond	38
11.1	Inleiding	38
11.2	Aanpak stabiliteitsberekeningen	38
11.2.1	Rekenmethode	38
11.2.2	Methode Bishop	38
11.2.3	Methode LiftVan	39
11.2.4	Toetscriteria	39

11.2.5	Overige uitgangspunten	40
11.3	Indicatieve zetting van oplossingen in grond	40
11.4	Resultaten binnenwaartse macrostabiliteit	41
12	Macrostabiliteit buitenwaarts	45
12.1	Inleiding	45
12.2	Rekenmethode	45
12.3	Toetscriteria	46
12.4	Resultaten macrostabiliteit buitenwaarts	47
13	Macrostabiliteit: Constructieve oplossingen	49
13.1	Inleiding	49
13.2	Dimensionering en toetsing van de lange damwand	49
13.3	Dimensionering en toetsing van de korte damwand	50
13.4	Berekeningsresultaten korte en lange damwanden	51
13.5	Corrosie	52
13.6	Zettingen op ankers	52
13.7	Rekenmethodiek diepwanden	52
13.8	Resultaten berekeningen diepwanden	53
13.9	Draagkrachtcontrole	53
13.10	Vervormingseisen	53
14	Invloed dijkversterking op bebouwing	55
14.1	Inleiding	55
14.2	Model	55
14.3	Parameters	56
14.4	Rekenmethodiek panden op palen	56
14.5	Rekenmethodiek panden op staal	56
14.6	Toetscriteria	56
14.7	Resultaten van de berekeningen	57
14.8	Conclusies	58
15	Erosievoorzieningen	59
15.1	Inleiding	59
15.2	Uitgangspunten	59
15.3	Ontgrondingsniveau's	60
15.4	Opbouw van de berekening	60
15.5	Resultaten	61
16	Invloed uitvoering op bebouwing	63
17	Invloed op grondwaterstand	65
17.1	Inleiding	65
17.2	Beïnvloeding grondwaterstand door constructies	65
17.3	Overige oorzaken beïnvloeding grondwaterstand	65
17.4	Mogelijke oplossingen	66
17.5	Consequenties voor Bergambacht Ammerstol Schoonhoven	66
18	Innovatieve oplossingen	67
19	Aandachtspunten overzicht	69
20	Conclusies en vervolgwerkzaamheden	71
Tabellen		
	Tabel 2.1: Voorkeursalternatief [33]	4
	Tabel 4.1: Uitgevoerd veld- en laboratoriumwerk dijkversterking Bergambacht Schoonhoven	7
	Tabel 5.1: Gehanteerde ontwerpwaterstanden dijkversterking Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven	9

Tabel 5.2: Overige ontwerppeilen op basis van waterstandsverlooptlijnen	11
Tabel 5.3: Gecorrigeerde ontwerppeilen Bergambacht Ammerstol Schoonhoven	11
Tabel 5.4: Overzicht kruinbreedten Bergambacht Ammerstol Schoonhoven	14
Tabel 6.1: Dijktafelhoogten Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven	16
Tabel 6.2: Voorlopige aanleghoogten Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven	17
Tabel 7.1: Waterspanningsmeters ten behoeve van bepaling freatisch vlak in vak C, D en E1	19
Tabel 7.2: Waterspanningsmetingen ten behoeve van bepaling freatisch vlak in vak E2 en F	19
Tabel 7.3: Aannee verloop freatisch vlak in de waterkering onder normale omstandigheden	20
Tabel 8.1: Opdrijfveiligheid ter plaatse van boring of sondering	25
Tabel 9.1: Stap 1, eenvoudige toetsing	29
Tabel 9.2: Stap 3.2.1 en 3.2.2, op basis van bestaand onderzoek	29
Tabel 9.3: Uitgevoerde zeefanalyses	29
Tabel 9.4: Stap 3.1.5, methode Sellmeijer	29
Tabel 10.1: Beoordeling buitendijkse bebouwing	36
Tabel 11.1: NEN –Koppejan parameters Alblasserwaard	41
Tabel 11.2: Resultaten indicatieve zettingsberekeningen	41
Tabel 11.3: Rekenresultaten principeoplossingen GR1 en GR2	42
Tabel 11.4: Resultaten stabiliteitsberekeningen op basis van tekeningenset van juli 2006	43
Tabel 11.5: Resultaten controle stabiliteitsberekeningen bij extreme neerslag	44
Tabel 12.1: Rekenresultaten macrostabiliteit buitentalud	47
Tabel 12.2: Resultaten toets buitenwaartse stabiliteit	47
Tabel 13.1: Resultaten lange verankerde damwanden	51
Tabel 13.2: Resultaten korte damwanden	52
Tabel 13.3: Resultaten diepwand berekeningen	53
Tabel 14.1: Panden in het invloedsgebied van de oplossingen in grond	55
Tabel 14.2: Beschikbare funderingsgegevens	55
Tabel 14.3: Toelaatbaar scheurmoment M_r	56
Tabel 14.4: Toetscriteria panden op staal	57
Tabel 14.5: Toets pand op staal	57
Tabel 14.6: Toets pand op palen	57
Tabel 14.7: Toets pand op palen	58
Tabel 14.8: Toets pand op staal	58
Tabel 14.9: Samenvatting invloed oplossingen in grond op panden	58
Tabel 15.1: Rekenresultaten erosieschermen	61
Tabel 19.1: Berekende evenwichtsfactoren nabij de Hemstoep afkomstig uit CO-314950/24, GeoDelft, 1996	69

Figuren

Figuur 5.1: Waterstandsverlooptlijn HMP 0.3+00 – HMP 1.2+50	10
Figuur 5.2: Ontwerpuitgangspunten GR1 buitenwaartse versterking	12

Figuur 5.3: Ontwerpuitgangspunten GR2 binnenwaartse versterking	13
Figuur 6.1: Huidige kruinhoogte, DTH en aanleghoogte	17
Figuur 7.1: schematisering geohydrologisch model	20
Figuur 7.2: Stijghoogteverloop tijdens ontwerpwaterstand binnenteen pleistocene afzettingen	22
Figuur 7.3: Stijghoogteverloop tijdens ontwerpwaterstand binnenteen holocene afzettingen	23
Figuur 9.1: Definitieschets piping	28
Figuur 10.1: Oplossing vak D	34
Figuur 10.2: Faalmechanismen bij aanwezigheid van bebouwing in het buitentalud	35
Figuur 11.1: Nieuwe zonering	39
Figuur 12.1: Principe schematisatie waterspanningverloop bij val van ontwerppeil naar GHW (macro-stabiliteit buitentalud)	45
Figuur 12.2: Principe schematisatie waterspanningverloop bij val naar LLW (macro-stabiliteit buitentalud)	46
Figuur 12.3: Principe schematisatie waterspanningverloop bij extreme neerslag (macro-stabiliteit buitentalud)	46

1 Inleiding

Naar aanleiding van de resultaten van de in 1999 uitgevoerde veiligheidstoetsing is besloten het dijkvak Bergambacht, Ammerstol, Schoonhoven te versterken. Het versterkingstraject heeft een lengte van ruim 6 km en is onderverdeeld in de volgende dijkvakken:

Vak B	hmp G+90	tot	0.0+00	Bebouwde kom Schoonhoven
Vak C	hmp 0.0+00	tot	3.9+45	Schoonhoven - Ammerstol
Vak D	hmp 3.9+45	tot	4.4+60	Bebouwde kom Ammerstol
Vak E	hmp 4.4+60	tot	5.3+00	Ammerstol - Bergambacht
Vak F	hmp 5.3+00	tot	6.0+00	Bebouwde kom Bergambacht

Verderop in deze rapportage zijn de dijkvakken verder onderverdeeld in subvakken.

Na afronding van de startnotitiefase van de dijkversterking is begonnen met de ProjectNota/MER fase en de Ontwerpplan fase. Deze rapportage dient als technische ondersteuning voor beide projectfasen.

De resultaten in dit rapport worden onderbouwd in de volgende deelrapporten (uit de PN/MER fase en de Ontwerpplanfase):

- *Constructieve oplossingen MER fase*, GeoDelft, 2004 rapport 398212.0025;
- *Factual report grondmechanisch onderzoek*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0041;
- *Voorland en bebouwing*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0045
- *Geohydrologie*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0046;
- *Achtergrondenrapport vak D*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0052;
- *Pipingonderzoek*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0055;
- *Beoordeling buitendijkse bebouwing*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0018-V03;
- *Factual report grondmechanisch onderzoek*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0029;
- *Invloed op bebouwing*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0033 **(nog niet opgeleverd)**;
- *Oplossingen in grond*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0035 **(nog niet opgeleverd)**;
- *Constructieve oplossingen*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0047 **(nog niet opgeleverd)**.

Hoofdstuk 1 bestaat uit een omschrijving van het project en het kader waarin de dijkversterking wordt uitgevoerd. De hoofdstukken 3, 4, 5 en 6 geven de ontwerp- en technische uitgangspunten van de dijkversterking. Hoofdstuk 7 betreft een uitwerking van geohydrologische aspecten. In hoofdstuk 8 worden de locaties waar opdrijven optreedt beschouwd. Dit is van belang omdat vanwege opdrijven of opbarsten van het slappe lagen pakket de stabiliteit van de waterkering over grote trajecten onvoldoende is. In hoofdstuk 9 wordt de toets op piping gegeven, deze toetsing is tijdens de laatste toetsronde niet volledig uitgevoerd. In hoofdstuk 10 wordt de toets van het voorland en bebouwing gegeven. Ook hiervoor geldt dat deze toets tijdens de laatste toetsronde niet volledig is uitgevoerd. In hoofdstuk 11, 12 en 14 worden de versterkingsoplossingen in grond, de invloed hiervan op bebouwing en de macrostabiliteit buitenwaarts beschouwd. In hoofdstuk 13 en 15 worden de constructieve oplossingen en de erosieschermen beschouwd. In hoofdstuk 16 en 17 wordt gekeken naar de invloed van constructies op de grondwaterstand en de invloed van het inbrengen van de constructies ter plaatse van de panden. Hoofdstuk 18 gaat specifiek in op de innovatieve oplossingen. In hoofdstuk 19 en 20 volgen uiteindelijk de aandachtspunten, de vervolgwerkzaamheden en de conclusies.

2 Projectbeschrijving

2.1 Kader

Uit de veiligheidstoetsing van 1999 is gebleken dat de waterkering tussen Bergambacht en Schoonhoven niet aan de veiligheidseisen (conform het Voorschrift Toetsen op Veiligheid) voldoet en versterkt dient te worden. De hoogte van de dijk voldoet niet en de sterkte (macrostabiliteit van het binnentalud en piping) is onvoldoende. Om voldoende bescherming te bieden heeft de beheerder van het dijkvak, het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard het initiatief genomen het dijkvak te versterken.

2.2 Twijfelachtige trajecten

Naar aanleiding van de eerste toetsingronde in 1999 is een aantal trajecten voor één van de toetsingsaspecten beoordeeld als twijfelachtig. Reden is dat reeds op basis van de eerste toetsresultaten duidelijk was dat de waterkering nagenoeg overal erg slecht was. Geconcludeerd werd dat zo spoedig mogelijk met de voorbereiding van versterking moest worden begonnen in plaats van tijd te verliezen met het volledig uitvoeren en afronden van de toetsing. Voor een aantal trajecten was niet op voorhand aan te geven dat het toetsoordeel "onvoldoende" zou zijn. Het betreft de volgende trajecten:

- hmp G+90 – 0.0+50
- hmp 1.0+00 – 1.1+90
- hmp 1.5+00 – 1.5+80
- hmp 2.7+50 – 2.8+20
- hmp 3.0+00 – 3.0+70
- hmp 3.9+45 – 4.1+50

Deze twijfelachtige trajecten zijn in detail getoetst in de rapportage van GeoDelft 398211.0026 d.d. december 2003. De resultaten van deze toetsing zijn in dit rapport ingepast.

Het gedeelte tussen hmp 4.8+00 en 5.2+00 is in de jaren '90 versterkt en tijdens de toetsing goedgekeurd. De overige niet-genoemde trajecten zijn afgekeurd.

2.3 Doelstelling

De startnotitie van deze dijkversterking [24] is eind 2003 ingediend. Dit is het eerste document in het kader van de m.e.r.-procedure. Door middel van de startnotitie worden betrokken personen en instanties geïnformeerd over het voornemen van het Hoogheemraadschap de dijk te versterken. Daarnaast wordt een eerste selectie gemaakt van kansrijke varianten en alternatieven. De selectie van kansrijke alternatieven uit de startnotitie is onderbouwd door een beschouwing van de geotechnische aspecten in de rapportage van GeoDelft 398211.0027 d.d. december 2003.

Na afronding van de startnotitiefase is begonnen met de Projectnota MER fase en de Ontwerpplan fase. Deze rapportage dient als technische onderbouwing van beide projectfasen. Het technisch ontwerp van de dijkversterking in deze rapportage dient zodanig gedetailleerd te zijn dat op basis hiervan kan worden begonnen met het uitvoeringsplan voor de dijkversterking.

2.4 Voorkeursalternatief

In de onderstaande tabel is per dijksectie de gekozen technische oplossing gegeven. Deze oplossing wordt het voorkeursalternatief [25] genoemd en is bepaald op basis van technische eisen en LNC-waarden. De onderstaande tabel is als uitgangspunt gehanteerd voor de berekeningen, maar kan door voortschrijdend inzicht op details afwijken van het uiteindelijke MER.

De afkortingen in de onderstaande tabel zijn:

- KV Kruinverhoging
- GR1 Versterking in grond door middel van een asverschuiving naar buiten
- GR2 Versterking in grond door middel van een stabiliteitsberm aan de binnenzijde
- CO2 Constructieve oplossing in combinatie met een grondoplossing
- CO3 Constructieve oplossing (verankerde damwand)
- CO4 Constructieve oplossing (Kistdam of diepwand)
- OV2 Innovatie oplossing (MIP, dijkvernageling, Expanding Columns)

Dijksectie	Van hmp tot hmp	Oplossing	Bijzonderheden
B	G+90- 0.0+00	KV	
C1.0	0.0+00 – 0.0+50	KV	
C1.1	0.0+50 – 0.0+80	CO3	
C1.2	0.0+80 – 0.2+00	CO3	Evt. OV2
C1.3	0.2+00 – 0.4+00	CO3	Evt. OV2
C1.4	0.4+00 – 0.6+00	CO2	
C2.1	0.6+00 – 1.0+00	GR1	Mits natuurcompensatie mogelijk is
C2.2	1.0+00 – 1.1+10	GR1	
C2.3	1.1+10 – 1.1+90	KV	
C2.4	1.1+90 – 1.3+60	CO2/GR2	Eventueel GR2, mits dit bebouwing niet aantast
C2.5	1.3+60 – 1.5+00	GR2	
C2.6	1.5+00 – 1.6+00	GR2	
C2.7	1.6+00 – 1.8+00	GR2	Mits huisnummer 136/138 blijven staan
C3	1.8+00 – 2.3+00	GR1	Nader onderzoek nodig, ivm rivierbed
C4.1	2.3+00 – 2.9+50	2.4+50 – 2.9+50: GR1 2.3+00 – 2.4+50: GR1/CO2	Mits natuurcompensatie mogelijk is
C4.2	2.9+50 – 3.4+50	GR1	
C4.3	3.4+50 – 3.6+50	GR1/CO2	
C5	3.6+50 – 3.9+45	CO3	Eventueel OV2
D	3.9+45 – 4.4+60	CO4	
E1.1	4.4+60 – 4.8+00	GR1	
E1.2	4.8+00 – 5.2+00	KV	
E2	5.2+00 – 5.3+00	Overgang GR1/KV	
F1	5.3+00 – 5.4+70	GR1	
F2.1	5.4+70 – 5.6+00	CO2	
F2.2	5.6+00 – 5.8+30	GR2	
F2.3	5.8+30 – 6.0+00	GR2	

Tabel 2.1: Voorkeursalternatief [33]

3 Beschikbare informatie

De volgende rapporten uit de laatste toetsingsronde zijn beschikbaar:

1. *Toetsing Waterkeringen Krimpenerwaard, Dijkvak Schoonhoven bebouwde kom, hmp F+40 - G+90.* GeoDelft, 2002, rapportnummer CO-373460/101;
2. *Toetsing Waterkeringen Krimpenerwaard, Dijkvak Ammerstol Schoonhoven, hmp G+90 - 3.9+45.* GeoDelft, 2002, rapportnummer CO-373460/102;
3. *Toetsing Waterkeringen Krimpenerwaard, Dijkvak Ammerstol bebouwde kom, hmp 3.9+45 - hmp 4.4+60.* GeoDelft, 2000, rapportnummer CO-373460/103;
4. *Toetsing Waterkeringen Krimpenerwaard, Dijkvak Lekdijk Oost Bergambacht, hmp 4.4+60 - 5.3+00.* GeoDelft, 2000, rapportnummer CO-373460/104;
5. *Toetsing Waterkeringen Krimpenerwaard, Dijkvak Lekdijk Oost, hmp 5.3+00 - 6.0+00.* GeoDelft, 2002, rapportnummer CO-373460/105;
6. *Dijkverbetering Lekdijk Krimpenerwaard n.a.v. de resultaten van de toetsing.* GeoDelft, 2000, rapportnummer CO-373460/136;
7. *Toetsing twijfelachtige trajecten Bergambacht Ammerstol Schoonhoven,* GeoDelft, 2003, rapportnummer 398211/0026.

Van het dijkvak Bergambacht - Schoonhoven is een grote hoeveelheid grondonderzoek en adviesrapporten uit het verleden beschikbaar. Een selectie van de meest relevante rapporten:

8. *Grondonderzoek toetsing Krimpenerwaard, Vak D, Ammerstol bebouwde kom.* GeoDelft, 2001, rapportnummer CO-398210/310/7;
9. *Grondonderzoek toetsing Krimpenerwaard, Vak E en F, Lekdijk Oost Bergambacht.* GeoDelft, 2001, rapportnummer CO-398210/310/8;
10. *Grondmechanisch onderzoek profiel van vrije ruimte / invloedsgrenzen Krimpenerwaard.* GeoDelft, 2003, rapportnummer CO-402560/13;
11. *Zwakke plekken Lekdijk Krimpenerwaard.* GeoDelft, 2000, rapportnummer BD-50150/17;
12. *Onderzoek naar de vervorming van de dijk nabij Hemstoep.* GeoDelft, 1993, rapportnummer CO-314950/11;
13. *Dijkversterking Hemstoep Krimpenerwaard.* GeoDelft, 1996, rapportnummer CO-314950/24;
14. *Reconstructie Lekdijk Oost.* GeoDelft, 1989, opdrachtnummer CO-307830;
15. *Rapport betreffende de deformaties van de Lekdijk Oost nabij hmp 49 te Bergambacht.* GeoDelft, 1985, rapportnummer CO-266630/60;
16. *Verzwarend Lekdijk tussen de bebouwde kommen van de gemeenten Ammerstol en Schoonhoven.* GeoDelft, 1982, rapportnummer CO-242960/188;
17. *Toetsing Twijfelachtige trajecten.* GeoDelft, 2003, rapportnummer CO-398211.0026;
18. *Geotechnisch onderzoek Startnotitiefase.* GeoDelft, 2003, rapportnummer 398211.0027;
19. *Grondmechanisch onderzoek profiel van vrije ruimte / invloedsgrenzen Krimpenerwaard,* 2003, GeoDelft, rapportnummer 402560.0015.

Van derden zijn de volgende gegevens ontvangen:

20. *Legger van de primaire waterkeringen, dijkkring 15, Lek- en nieuwe Maasdijk.* Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard;
21. *Legger afmetingen, Bergambacht Schoonhoven.* Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard;

22. *Overzicht peilgebieden in de Krimpenerwaard*. Bijgewerkt tot september 2001, Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard;
23. *Hoogtetoets aangevuld met recente metingen van de kruinhoogte*. Maart 2003, Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard;
24. *Situatie tekeningen en dwarsprofielen*. 2003, Hoogheemraadschap van de Krimpenerwaard
25. *Waterstandsverlooptlijnen en DTH's op basis van MHW 1994*. maart 2003, E-mail Provincie Zuid Holland;
26. *Memo's aangaande ontwerpwaterstanden t.b.v. dijkversterkingen Nederlek en Bergambacht Schoonhoven*. maart 2002 en juni 2003, Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland;
27. *Startnotitie Dijkversterking Bergambacht Schoonhoven*, 7 oktober 2003, 110403/HN3/42U/000799.001, Arcadis;
28. *Projectnota MER Dijkversterking Bergambacht Schoonhoven (concept)*, 8 augustus 200511043/CE5/018/000799, Arcadis.

Ter ondersteuning is gebruik gemaakt van de volgende rapporten:

29. *Voorschrift Toetsen op Veiligheid*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, januari 2004;
30. *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 1 – bovenrivierengebied*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, september 1985;
31. *Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 – benedenrivierengebied*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, oktober 1989;
32. *Handreiking Constructief Ontwerpen*, Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, april 1994;
33. *Technisch rapport zandmeevoerende wellen*, maart 1999;
34. *Scour Manual*, Hoffmans & Verheij, 1997;
35. *Leidraad Kunstwerken*, TAW, 2003;
36. *Technisch rapport waterkerende grondconstructies*, TAW, juni 2001;
37. *Technisch rapport Waterspanningen bij dijken*, TAW, september 2004.

De resultaten in dit rapport worden onderbouwd in de volgende deelrapporten (uit de PN/MER fase en de Ontwerpplanfase):

38. *Constructieve oplossingen MER fase*, GeoDelft, 2004 rapport 398212.0025;
39. *Factual report grondmechanisch onderzoek*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0041;
40. *Voorland en bebouwing*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0045
41. *Geohydrologie*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0046;
42. *Achtergrondenrapport vak D*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0052;
43. *Pipingonderzoek*, GeoDelft, 2005, rapport 398212.0055;
44. *Beoordeling buitendijkse bebouwing*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0018-V03;
45. *Factual report grondmechanisch onderzoek*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0029;
46. *Invloed op bebouwing*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0033 (**nog niet opgeleverd**);
47. *Oplossingen in grond*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0035 (**nog niet opgeleverd**);
48. *Constructieve oplossingen*, GeoDelft, 2006, rapport 398213.0047 (**nog niet opgeleverd**).

In de tekst van deze rapportage wordt naar de bovenstaande documenten verwezen.

4 Uitgevoerd veld- en laboratoriumwerk

In het kader van de dijkversterking is op verschillende momenten in het ontwerproces veld- en laboratoriumwerk uitgevoerd. In de onderstaande tabel is aangegeven welk onderzoek is uitgevoerd en in welk document e.e.a. is vastgelegd.

Veldwerk		
Maart 2004	47 sonderingen, 35 peilbuizen	398212-0041
November 2004	4 sonderingen, 4 handboringen, 4 Begemannboringen	398212-0041
Februari 2006	12 sonderingen, 16 handboringen, 6 handboringen met slibsteekaparaat	398213-0029
Oktober 2006	7 sonderingen	398213-0049
Laboratoriumwerk		
November 2004	12 korrelverdelingen, classificatieproeven 4 Begemannboringen	398212-0041
Februari 2006	Classificatieproeven 6 slibmonsters	398213-0029

Tabel 4.1: Uitgevoerd veld- en laboratoriumwerk dijkversterking Bergambacht Schoonhoven

De resultaten van het grondonderzoek zijn opgenomen in de 5 geotechnische lengteprofielen die voor dit dijkvak aanwezig zijn. Het veldwerk is beschreven in de feitelijke rapportage 398212.0041 van maart 2005 en 398213.0029 van augustus 2006 (met uitzondering van het veldwerk van oktober 2006).

Het grondonderzoek van oktober 2006 is nog niet verwerkt in de geotechnische lengteprofielen, maar is wel van belang voor de macrostabiliteit op het traject 3.0+00 – 3.2+50.

5 Ontwerpuitgangspunten

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de ontwerpuitgangspunten voor de berekeningen gegeven. Het betreft zowel de ontwerpwaterstanden als de geometrische uitgangspunten voor de oplossingen in grond en de constructieve oplossingen.

5.2 Ontwerpwaterstand

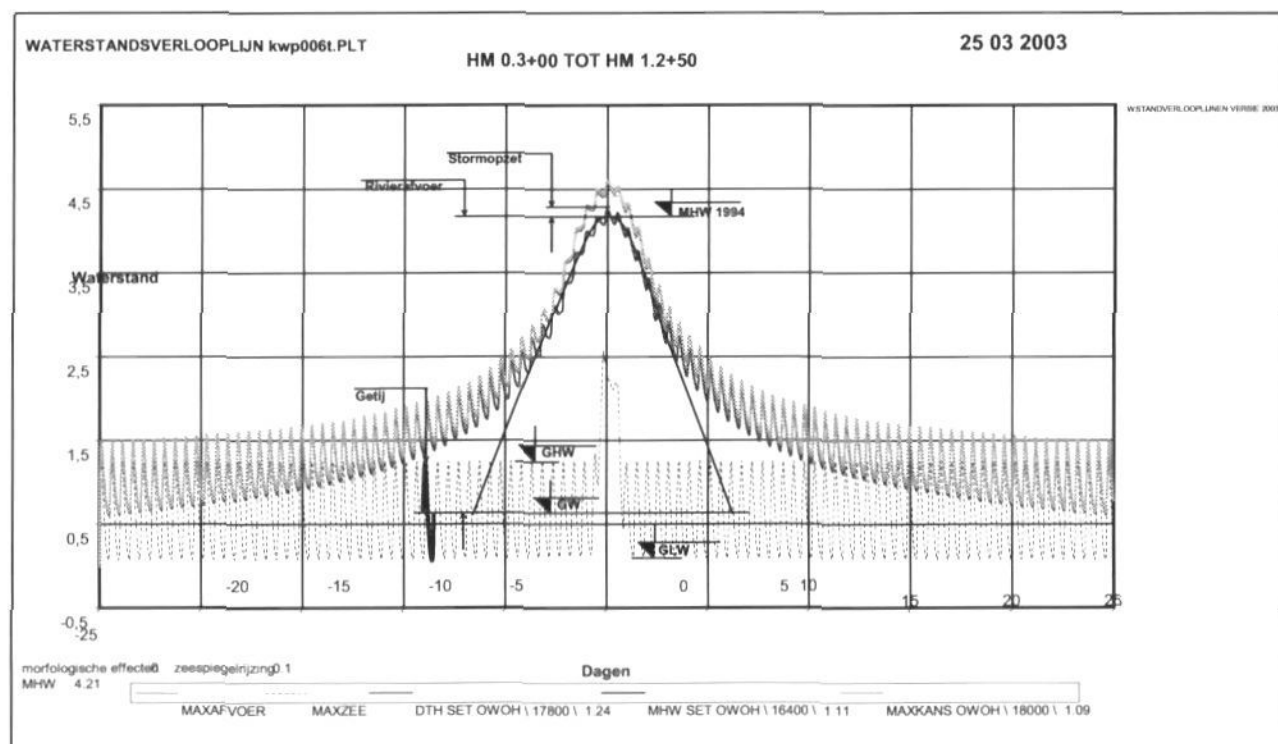
In tabel 5.1 zijn de gehanteerde ontwerpwaterstanden weergegeven. De ontwerpwaterstand voor de dijkversterking is gebaseerd op het Toetspeil 2006, verhoogd met de door RWS bepaalde voorlopige MHW-verhoging voor een planperiode van 50 jaar (zie memo RWS [32]) uitgaande van een afvoer van de Rijn bij Lobith van 16.000 m³/s en een zeespiegelrijzing van 30 cm.

Rivier Kilometer	HMP	Toetspeil 2006 [m+NAP]	MHW verhoging [m]	Ontwerpwaterstand planperiode 50 jaar [m+NAP]
972	G+90 - 0.0+00	4.40	0.10	4.50
973	0.0+00 - 1.5+00	4.20	0.10	4.30
974	1.5+00 - 3.0+00	4.10	0.10	4.20
975	3.0+00 - 4.0+00	4.00	0.10	4.10
976	4.0+00 - 4.9+00	3.90	0.10	4.00
977	4.9+00 - 6.0+00	3.70	0.10	3.85 (afrondding)

Tabel 5.1: Gehanteerde ontwerpwaterstanden dijkversterking Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven

5.3 Waterstandsverlooppijnen

In figuur 5.1 is de waterstandsverlooppijn gegeven tussen hmp 0.3+00 en hmp 1.2+50. In de figuur is zichtbaar welke aanvullende gegevens hieruit zijn afgeleid. De door Provincie Zuid Holland geleverde waterstandsverlooppijnen zijn gebaseerd op het MHW van 1994. De waarden in de figuur moeten dus worden gecorrigeerd.



Figuur 5.1: Waterstandsverlooptijdslijn HMP 0.3+00 – HMP 1.2+50

5.4 Overige ontwerppeilen

Voor de bepaling van de overige ontwerppeilen is gebruik gemaakt van de waterstandsverlooptijdslijnen. De waterstandsverlooptijdslijnen zijn gebaseerd op het MHW van 1994. Het MHW is sindsdien aangepast aan een afvoer van de Rijn bij Lobith van 16.000 m³/s en een zeespiegelrijzing van 30 cm. De berekende ontwerppeilen zijn voor deze aanpassing met 10 cm gecorrigeerd.

De waarden op basis van MHW 1994 zijn in de onderstaande tabel gegeven. Hierbij worden de volgende afkortingen gehanteerd.

- GLW: Gemiddeld Laag Water
- GHW: Gemiddeld Hoog Water
- GG: Gemiddeld Getij
- LLW: Laag Laag Water

File waterstandsverlooptlijn	Traject [HMP]	MHW 1994 [m+NAP]	GLW [m+NAP]	GHW [m+NAP]	GG [m+NAP]
KWP002T	G+90 – 0.3+00	4.25	0.08	1.27	0.67
KWP006T	0.3+00 – 1.2+50	4.20	0.08	1.25	0.66
KWP013T	1.1+70 – 1.4+00	4.10	0.07	1.24	0.65
KWP016T	1.4+00 – 1.7+50	4.10	0.07	1.24	0.65
KWP020T	1.7+10 – 2.2+00	4.10	0.06	1.24	0.65
KWP024T	2.4+00 – 2.9+00	4.05	0.05	1.23	0.64
KWP035T	3.4+80 – 3.9+00	3.95	0.04	1.22	0.63
KWP054T	3.9+00 – 4.5+00	3.90	0.03	1.21	0.62
KWP047T	5.4+00 – 5.5+00	3.75	0.02	1.18	0.60
KWP059T	5.5+00 – 6.2+00	3.75	0.02	1.17	0.59

Tabel 5.2: Overige ontwerppeilen op basis van waterstandsverlooptlijnen

Op de trajecten waar geen waterstandsverlooptlijn beschikbaar is, is een aanname gedaan. Na de eerdergenoemde correctie met 10 cm resulteert dit in het onderstaande overzicht.

Vak	Traject	Correctie [m]	GLW [m+NAP]	GHW [m+NAP]	GG [m+NAP]
B	G+90 – 0.0+00	0.10	0.18	1.37	0.77
C	0.0+00 – 0.3+00	0.10	0.18	1.37	0.77
	0.3+00 – 1.2+50	0.10	0.18	1.35	0.76
	1.2+50 – 1.4+00	0.10	0.17	1.34	0.75
	1.4+00 – 1.7+50	0.10	0.17	1.34	0.75
	1.7+50 – 2.4+00	0.10	0.16	1.34	0.75
	2.4+00 – 3.0+00	0.10	0.15	1.33	0.74
	3.0+00 – 3.6+50	0.10	0.14	1.32	0.73
	3.6+50 – 3.9+45	0.10	0.14	1.32	0.73
D	3.9+45 – 4.4+60	0.10	0.13	1.31	0.72
E	4.4+60 – 4.9+00	0.10	0.13	1.31	0.72
	4.9+00 – 5.3+00	0.10	0.12	1.28	0.70
F	5.3+00 – 5.5+00	0.10	0.12	1.28	0.70
	5.5+00 – 6.0+00	0.10	0.12	1.27	0.69

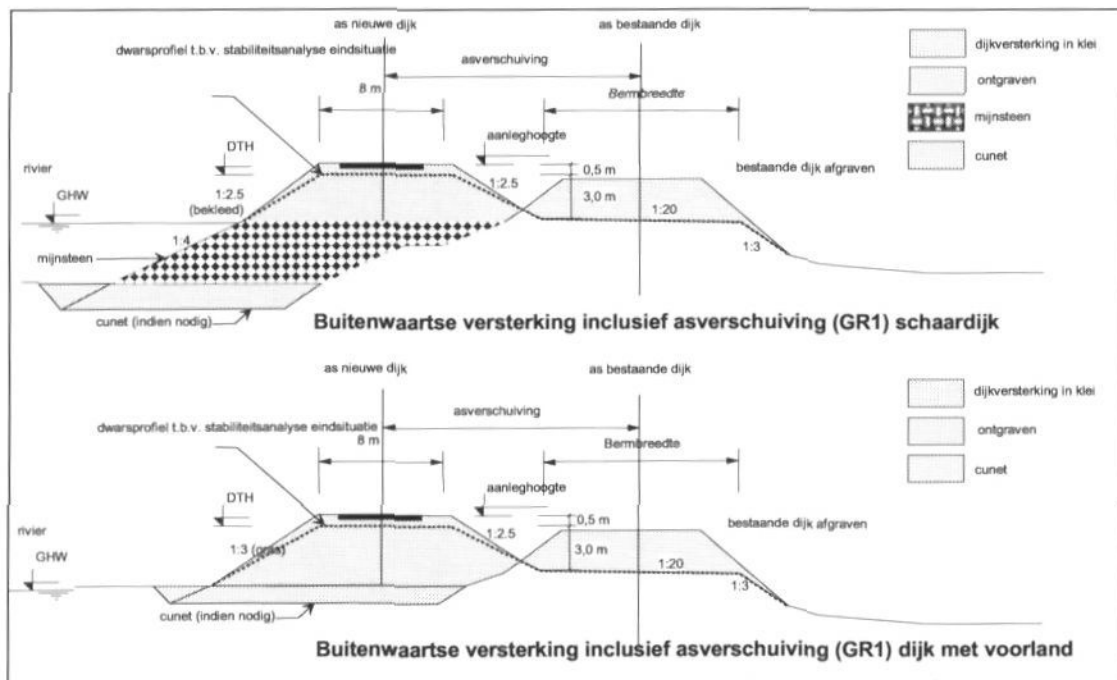
Tabel 5.3: Gecorrigeerde ontwerppeilen Bergambacht Ammerstol Schoonhoven

Voor het LLW is op het gehele traject NAP – 0,30 m aangehouden. Deze waarde wordt algemeen aangehouden voor dit deel van de Lekdijk.

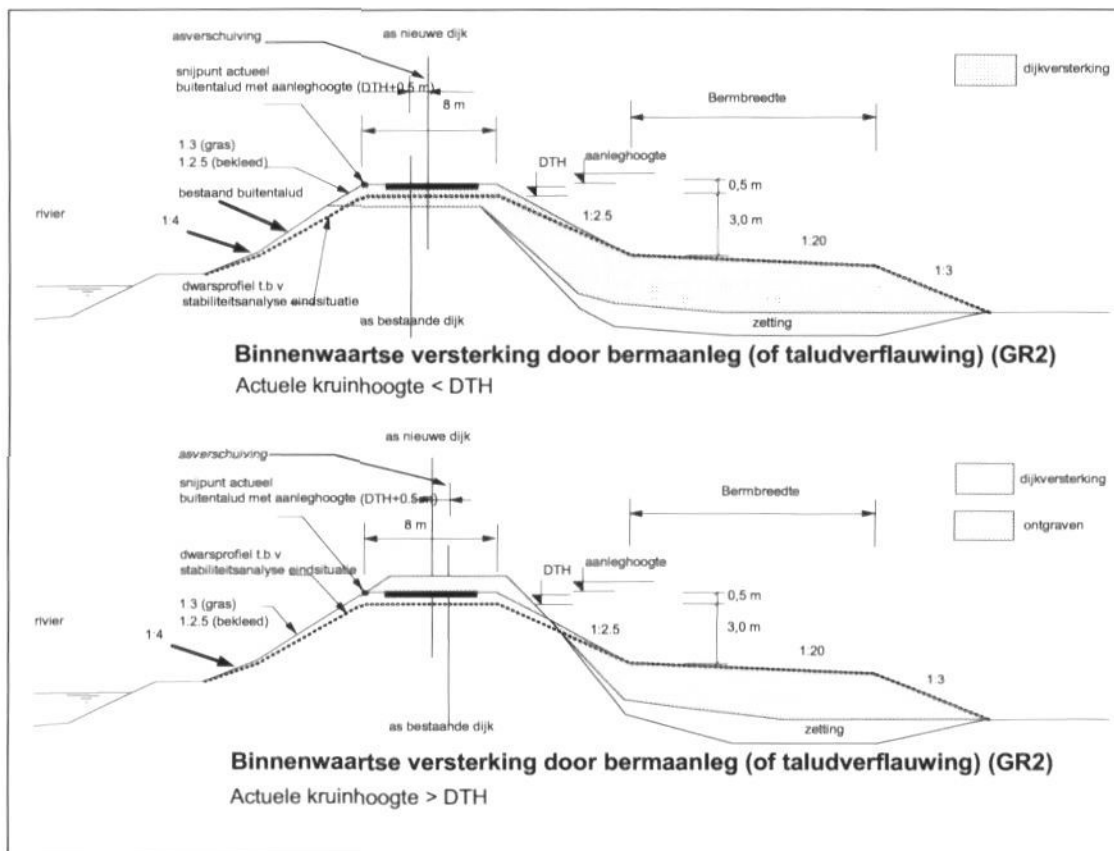
5.5 Ontwerputgangspunten oplossingen in grond

Voor de ontwerpberekeningen van de oplossingen in grond gelden de volgende ontwerputgangspunten:

- **GR1:** Buitenwaartse versterking in grond inclusief asverschuiving. De dijk wordt rivierwaarts versterkt. De bestaande dijk wordt deels afgegraven teneinde dienst te kunnen doen als stabiliteitverhogende binnenberm. Zie figuur 5.2;
- **GR2:** Binnenwaartse versterking in grond door taludverflauwing en/of bermaanleg. Zie figuur 5.3.



Figuur 5.2: Ontwerputgangspunten GR1 buitenwaartse versterking



Figuur 5.3: Ontwerputgangspunten GR2 binnenwaartse versterking

De volgende principe uitgangspunten zijn voor het dijkversterkingsontwerp vastgesteld (zie ook de figuren 5.2 en 5.3). Overigens wordt de dijktafel in geval van een kruinhoogte hoger dan de aanleghoogte niet afgegraven.

- De helling van het buitentalud boven GHW (indien harde bekleding) bedraagt 1:2.5 (ten opzichte van aanleghoogte). Het onderwatertalud onder het niveau van GHW bedraagt 1:4;
- Taludhelling boven GHW (indien grasbekleding) bedraagt 1:3 (ten opzichte van aanleghoogte);
- Onder het niveau van GHW wordt mijnsteen toegepast ($\gamma_n = 19,1 \text{ kN/m}^3$). Indien nodig worden extreem slappe lagen ontgraven en wordt het cunet gevuld met mijnsteen;
- De dijktafelhoogte wordt bepaald op basis van een overslagcriterium van $0,1 \text{ l/s/m}$. Voor de overhoogte ter plaatse van de kruin in verband met zettingen gedurende 50 jaar wordt vooralsnog $0,5 \text{ m}$ aangehouden. Deze zettingen zijn het gevolg van de aanleg van de nieuwe dijk, polderpeildalingen, asfaltoverlagingen en autonome zetting. De werkelijke zettingen ten gevolge van de dijkversterking (bijvoorbeeld door aanleg van een berm of door kruinverhoging) worden in de uitvoeringsplan fase bepaald en dienen in de aanleghoogte te worden verdisconteerd waardoor de uiteindelijke aanleghoogte groter dan $\text{DTH} + 0,5 \text{ m}$ kan worden;
- De minimale aanleghoogte = $\text{DTH} + 0,5 \text{ m}$;
- De kruinbreedte is in principe $8,0 \text{ m}$ (6 m verhardingsbreedte en 1 m berm aan beide kanten). Daar waar de huidige breedte kleiner is dan 8 m , wordt de huidige breedte aangehouden. De breedte van een parallel dijk wordt eveneens zoveel mogelijk gehandhaafd. In de onderstaande tabel zijn de huidige kruinbreedtes samengevat.

Van HMP	Tot HMP	Kruinbreedte	Kenmerk
G+90	0.3+00	6.5	
0.3+00	1.2+50	6.5/7.5	
1.2+50	3.3+00	7.5	
3.3+00	3.4+50	3.0	Paralleldijk
3.4+50	3.9+45	7.5	
3.9+45	4.1+00	3.0	Keermuur
4.1+00	4.7+70	8.0	
4.7+70	5.2+00	3.0	Paralleldijk
5.2+00	6.0+00	8.0	

Tabel 5.4: Overzicht kruinbreedten Bergambacht Ammerstol Schoonhoven

- De helling van het binnentalud is 1:2.5 (na aanleg);
- De binnenberm begint in principe op een hoogte van DTH –3,0 m (na aanleg). Wanneer hiermee een optimalisatie van de berm kan worden bereikt, wordt eveneens een bermhoogte van DTH-2,0 m beschouwd;
- De helling van de binnenberm is 1:20;
- De taludhelling van de binnenberm is 1:3.

5.6 Ontwerputgangspunten constructies

De onderstaande ontwerp uitgangspunten worden gehanteerd met als doel de constructies in de Krimpenerwaard eenduidig te kunnen ontwerpen [brief GeoDelft 398213.0025].

- Constructies ten behoeve van de dijkversterking worden qua sterkte gedimensioneerd voor een ontwerpperiode van 100 jaar;
- Voor de hoogte van constructies wordt normaal gesproken uitgegaan van een DTH behorende bij een planperiode van 50 jaar, waarbij wordt gesteld dat de constructie in de toekomst op eenvoudige wijze kan worden verhoogd. Overigens ligt de DTH voor een periode van 100 jaar voor dijkvak Bergambacht Schoonhoven (slechts) 10 cm hoger dan de DTH voor een periode van 50 jaar [memo Rijkswaterstaat Directie Zuid Holland, d.d. 27-03-2002];
- Tegenwoordig wordt in het ontwerp (althans in de Krimpenerwaard) rekening gehouden met een kruindaling ter grootte van 0,5 m over een ontwerpperiode van 50 jaar als gevolg van de aanleg van de nieuwe dijk, polderpeildalingen, asfaltoverlagingen en autonome zetting. Tevens wordt voor het ontwerp rekening gehouden met een maaiveld daling binnendijs en een polderpeildaling van 20 cm per 50 jaar);
- De maaiveld daling kan invloed hebben op constructies die gefundeerd zijn op de draagkrachtige zandlaag. Het probleem hierbij is dat de constructie boven maaiveld kan uitkomen of zich gaat aftekenen in de waterkering;
- De maaiveld daling kan invloed hebben op constructies die niet gefundeerd zijn op of in de draagkrachtige zandlaag. Het probleem hierbij is dat wanneer constructies te laag worden aangebracht deze gedurende de ontwerpperiode van 50 jaar onder DTH komen te liggen. De verwachte zetting wordt in dat geval in de bepaling van de ontwerphoogte meegenomen.

Conform de Leidraad Kunstwerken [41] worden constructies ingedeeld in 4 typen:

- Type I: Constructies die volledig zelfstandig de waterkerende functie moeten vervullen (Kistdam en diepwand);
- Type II: Constructies die in combinatie met een grondconstructie de waterkerende functie moeten vervullen (stabiliteitsscherm, verankerde damwand, erosiescherm, kwelscherm);
- Type III: Constructies die na falen van een andere constructie de waterkerende functie moeten vervullen;
- Type IV: Constructies welke geen waterkerende functie hebben, maar bij falen de waterkering kunnen aantasten.

Per type constructie worden de volgende ontwerputgangspunten gehanteerd:

Type I constructies (kistdam of diepwand)

In principe wordt de diepwand of kistdam aangelegd op DTH. Daar waar DTH onder of boven maaiveld ligt, wordt een maatwerk oplossing gekozen. Hierbij wordt rekening gehouden met de maaiveldaling, het mogelijk aftekenen van de constructie in de omgeving en het duurzaamheidsaspect (periode 50-100 jaar).

Type II constructies (verankerde damwand)

In principe worden damwanden in het talud, de teen of binnendijks afgewerkt op circa 0,2 m onder maaiveld. De damwanden komen zo uit het zicht en vormen géén belemmering voor beheer en onderhoud van het maaiveld.

Afwerken met een deksloof op maaiveld (in het zicht) leidt (volgens opgave van het Hoogheemraadschap) tot een onacceptabele landschappelijke inpassing en extra (onnodige) kosten. Daarnaast vormt het een extra obstakel in het onderhoud van de dijktafsluitingen. De plaats en de locatie van de damwanden dienen zeer goed middels revisie tekeningen en opname in het beheerregister te worden vastgelegd.

Alleen indien noodzakelijkerwijs de bovenkant toch op maaiveldhoogte moet worden afgewerkt, zal een deksloof worden toegepast.

Type II constructies (erosiescherm)

Wezenlijk verschil met andere constructies is, dat erosieschermen nog mee kunnen zakken met de grond, omdat ze vaak wat korter zijn en niet in de draagkrachtige zandlaag worden gefundeerd. De hoogte waarop deze schermen worden aangelegd is afhankelijk van de plaats van het scherm in het dwarsprofiel.

De aanleghoogte van een erosiescherm in de kruin is maatwerk. DTH+30 cm geldt hierbij als vertrekpunt. De aanleghoogte van de kruin is de DTH (voor 50 jaar) + 50 cm autonome zetting. Door de schermen 20 cm beneden maaiveld aan te brengen (ofwel op DTH+30 cm) kan worden voorkomen dat de schermen zich te snel in het profiel af tekenen. Het scherm kan vervolgens meezakken met de kruin van de waterkering.

De aanleghoogte van een erosiescherm in het talud of teen van de dijk is maatwerk. Maaiveld-20 cm geldt hierbij als vertrekpunt. Door de schermen iets beneden maaiveld aan te brengen kan worden voorkomen dat de schermen zich te snel in het profiel af tekenen. Het scherm kan vervolgens meezakken met de kruin van de waterkering. Waar het visueel of praktisch nodig is, kan een erosiescherm op maaiveld met een deksloof worden afgewerkt.

6 Dijktafelhoogte

De dijktafelhoogte is bepaald door de provincie Zuid Holland en aan GeoDelft geleverd door Het Hoogheemraadschap van Schieland en de Krimpenerwaard (e-mail R. van der Loos d.d. 28-11-2005). De dijktafelhoogte is gebaseerd op de ontwerpwaterstanden voor een periode van 50 jaar, een helling van het buitentalud (onder talud) van 1:2.5 voor schaar dijken en 1:3 voor trajecten met een voorland (eveneens het ondertalud). De waarden van de dijktafelhoogten, behorende bij de ontwerpwaterstand met een planperiode van 50 jaar, zijn in tabel 6.1 gegeven.

Vak	Hmp	Ontwerpwaterstand planperiode 50 jaar [m tov NAP]	DTH behorende bij ontwerpwaterstand planperiode 50 jaar [m tov NAP]
B	G+90m - 0,0+00m	4,30	5,40
C	0,0+00 - 0,3+00 m	4,30	5,40
	0,3+00m - 0,6+00m	4,30	5,85
	0,6+00m - 1,2+50m	4,30	5,70
	1,2+50m - 1,4+00m	4,30	5,15
	1,4+00m - 1,7+50m	4,30	4,90
	1,7+50m - 1,8+00m	4,30	4,85
	1,8+00m - 2,2+00m	4,30	4,95
	2,2+00m - 2,2+70m	4,30	4,95
	2,2+70m - 2,4+00m	4,30	5,10
	2,4+00m - 2,9+00m	4,20	5,10
	2,9+00m - 3,3+00m	4,20	4,85
	3,3+00m - 3,5+00m	4,20	4,85
	3,5+00m - 3,6+50m	4,10	4,85
	3,6+50m - 3,9+00m	4,10	4,95
D	3,9+00m - 4,5+00m	4,10	4,65
E	4,5+00m - 4,9+00m	4,00	4,55
	4,9+00m - 5,4+00m	4,00	4,90
F	5,4+00m - 5,5+00m	4,00	4,65
	5,5+00m - 6,0+00m	3,85	4,55

Tabel 6.1: Dijktafelhoogten Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven

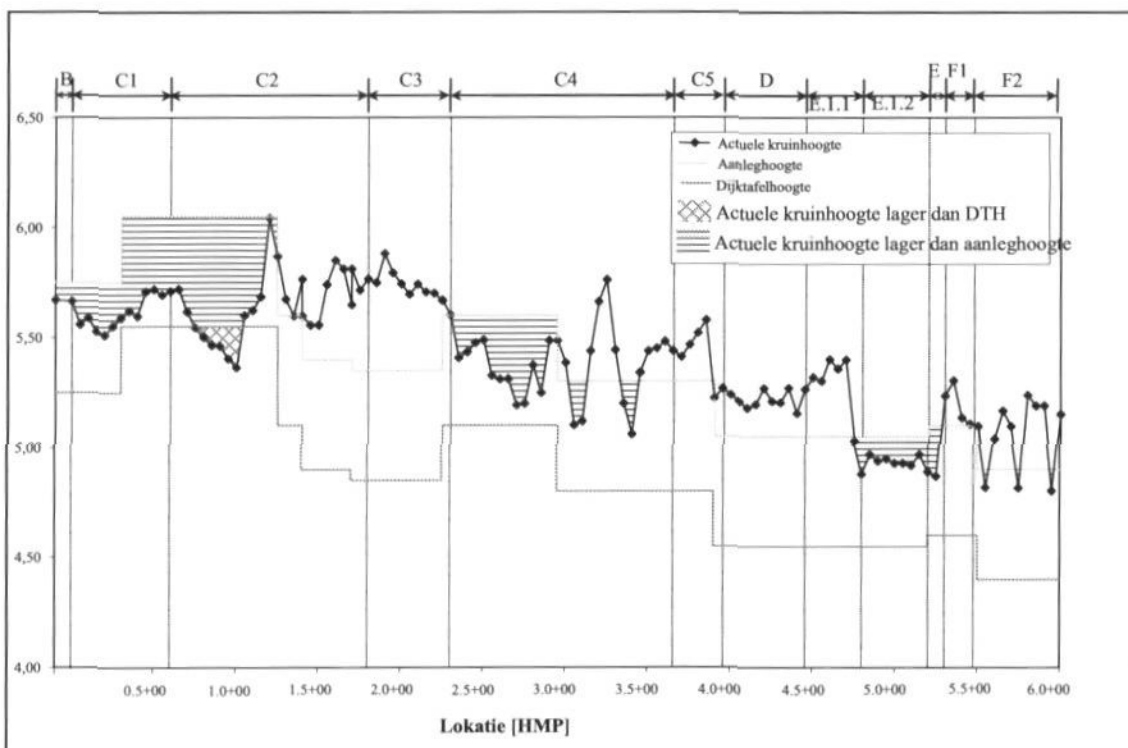
In bijlage 2 is de volledige bepaling van de dijktafelhoogte voor een planperiode van 50 jaar in combinatie met de actuele kruinhoogte gegeven.

Ten gevolge de aanleg van de dijk, autonome zetting, polderpeildaling en bovenbelasting (verkeer, asfalt) zakt de kruin van de waterkering gemiddeld 1 cm per jaar. Dat wil zeggen 50 cm in 50 jaar. Ter plaatse van de kruin wordt een overhoogte van tenminste 0,5 meter aangebracht, zodat de de waterkering in de komende 50 jaar op de juiste hoogte is. De som van de overhoogte en de dijktafelhoogte wordt de aanleghoogte genoemd.

Vak	Hmp	DTH behorende bij ontwerpwaterstand planperiode 50 jaar [m tov NAP]	Minimale aanleghoogte planperiode 50 jaar [m tov NAP]
B	G+90m - 0,0+00m	5,40	5,90
C	0,0+00 - 0,3+00 m	5,40	5,90
	0,3+00m - 0,6+00m	5,85	6,35
	0,6+00m - 1,2+50m	5,70	6,20
	1,2+50m - 1,4+00m	5,15	5,65
	1,4+00m - 1,7+50m	4,90	5,40
	1,7+50m - 1,8+00m	4,85	5,35
	1,8+00m - 2,2+00m	4,95	5,45
	2,2+00m - 2,2+70m	4,95	5,45
	2,2+70m - 2,4+00m	5,10	5,60
	2,4+00m - 2,9+00m	5,10	5,60
	2,9+00m - 3,3+00m	4,85	5,35
	3,3+00m - 3,5+00m	4,85	5,35
	3,5+00m - 3,6+50m	4,85	5,35
	3,6+50m - 3,9+00m	4,95	5,45
D	3,9+00m - 4,5+00m	4,65	5,15
E	4,5+00m - 4,9+00m	4,55	5,05
	4,9+00m - 5,4+00m	4,90	5,40
F	5,4+00m - 5,5+00m	4,65	5,15
	5,5+00m - 6,0+00m	4,55	5,05

Tabel 6.2: Voorlopige aanleghoogten Bergambacht, Ammerstol en Schoonhoven

In de onderstaande figuur is het verschil tussen de huidige kruinhoogte en de dijktafelhoogte en aanleghoogte geïllustreerd. De huidige kruinhoogte is op een traject lager dan de dijktafelhoogte.



Figuur 6.1: Huidige kruinhoogte, DTH en aanleghoogte

7 Geohydrologie

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de geohydrologische uitgangspunten beschreven die voor de PN/MER-fase en de Ontwerpplanfase zijn gehanteerd. De geohydrologische uitgangspunten zijn verder toegelicht in de rapportage 398212.0046.

7.2 Beschikbaar geohydrologisch onderzoek

In het verleden is tussen Bergambacht en Schoonhoven geohydrologisch onderzoek uitgevoerd in het kader van de voorgaande dijkversterkingen en de reguliere toetsing. Het onderstaande onderzoek is beschikbaar:

- Tijdens de versterking van vak C in de jaren 80 is onderzoek gedaan naar de waterspanningen in het slappe lagen pakket en de potentiaal in het watervoerende pakket (CO-242960);
- In het kader van de toetsing van de waterkeringen in vak D en F zijn waterspanningsmetingen uitgevoerd (CO-373460);
- Naar aanleiding van de toetsing is in vak F aanvullend waterspanningsonderzoek (CO-398210) uitgevoerd;
- Naar aanleiding van de Startnotitiefase van de voorgenomen dijkversterking zijn peilbuismetingen uitgevoerd in de vakken C, D, E en F (CO-398211, CO-398212).

7.3 Polderpeil

Het polderpeil van het achterland tussen Bergambacht en Schoonhoven bedraagt met uitzondering van een aantal korte trajecten NAP -1,82 m. Het polderpeil in de bebouwde kom van Schoonhoven bedraagt NAP + 0,10 m en in de bebouwde kom van Ammerstol NAP -1,60. Tussen hmp 0.0+00 en hmp 1.1+00 wordt een peil van NAP -1,61 m aangehouden.

Op dit moment zijn geen voorgenomen polderpeilverlagingen bekend. Wel wordt bij in de verdere uitwerking van de dijkversterking rekening gehouden met een polderpeildaling (en bijbehorende maaiveldaling) in het achterland van 0,2 m gedurende 50 jaar.

7.4 Freatisch vlak

Op basis van het waterspanningsonderzoek in het kader van de vorige dijkversterking (CO-242960) en aanvullend onderzoek in het kader van de toetsing (CO-398201 en CO-398210) is de hoogte van het freatisch vlak vastgesteld. Het freatisch vlak in de buitenkruinlijn ligt in de vakken C, D en E1 onder normale omstandigheden op een hoogte van NAP +1.5 m. Dit is gebaseerd op de meetgegevens uit de waterspanningsmeters die in onderstaande tabel zijn weergegeven. Voor de meetgegevens zelf wordt verwezen naar de eerdergenoemde rapporten.

CO-nummer	Hmp	Locatie	Naamgeving VWP	Filterdiepte [m tov NAP]	Afzetting
242960	1.2+00	Buitenkruin	VI-2-1	-1.82	Dijksmateriaal
			VI-2-2	-4.12	Klei van Gorkum
			VI-2-3	-6.12	Klei van Gorkum
242960	1.8+20	Buitenkruin	V-2-1	-1.91	Klei van Tiel
			V-2-2	-6.41	Klei van Tiel
			V-2-4	-10.91	Klei van Gorkum
242960	3.8+75	Buitenkruin	V-Amm-1	-1.43	Dijksmateriaal
			V-Amm-2	-4.98	Klei van Gorkum
			V-Amm-3	-6.78	Holoceen zand

Tabel 7.1: Waterspanningsmeters ten behoeve van bepaling freatisch vlak in vak C, D en E1

Het freatisch vlak in het dijklichaam in vak E2 en vak F (hmp 5.3+00 - hmp 6.0+00) heeft onder normale omstandigheden in de buitenkruinlijn een hoogte van NAP +2.4 m. Deze aanname is gebaseerd op de meetgegevens uit de onderstaande tabel.

CO-nummer	Hmp	Locatie	Naamgeving VWP	Filterdiepte [m tov NAP]	Afzetting
398210	5.3+00	Binnenkruin	FI-IA	0,46	Dijksmateriaal
398201			FI-IC	-5,44	Hollandveen
			FI-ID	-7,79	Hollandveen

Tabel 7.2: Waterspanningsmetingen ten behoeve van bepaling freatisch vlak in vak E2 en F

Voor de ontwerpberekeningen zijn de bovenstaande waarden aangehouden voor het freatisch vlak ter plaatse van de buitenkruinlijn van de waterkering. Ter plaatse van de binnenkruinlijn wordt over het algemeen aangenomen dat het freatisch vlak ongeveer 0,5 m lager ligt. Het verloop tussen binnenkruin en buitenkruin wordt lineair aangenomen. Daarnaast wordt aangenomen (op basis van een groot aantal metingen in de Krimpenerwaard) dat het freatisch vlak verloopt vanaf de binnenkruin onder een helling van 1:4 naar het polderpeil binnenwaarts. Door de aanwezigheid van kop- en teensloten wordt ter plaatse van het maaiveld geen rekening gehouden met opbolling van het freatisch vlak.

In de onderstaande tabel is het verloop van het freatisch vlak in de dijk onder normale omstandigheden weergegeven.

Dijkvak	HMP	buitenkruin [m+NAP]	Binnenkruin [m+NAP]	Polderpeil binnenwaarts [m+NAP]
B	G+90 – 0.0+00	1.50	1.00	0.1
C1	0.0+00 – 0.6+00	1.50	1.00	-1.61
C2	0.6+00 – 1.1+00	1.50	1.00	-1.61
C2	1.1+00 – 1.8+00	1.50	1.00	-1.82
C3	1.8+00 – 2.3+00	1.50	1.00	-1.82
C4	2.3+00 – 3.6+50	1.50	1.00	-1.82
C5	3.6+50 – 3.9+45	1.50	1.00	-1.82
D	3.9+45 – 4.4+60	1.50	1.00	-1.60
E1.1	4.4+60 – 4.8+00	1.50	1.00	-1.82
E1.2	4.8+00 – 5.2+00	2.90	2.40	-1.82
E2	5.2+00 – 5.3+00	2.90	2.40	-1.82
F1	5.3+00 – 5.4+70	2.90	2.40	-1.82
F2	5.4+70 – 6.0+00	2.90	2.40	-1.82

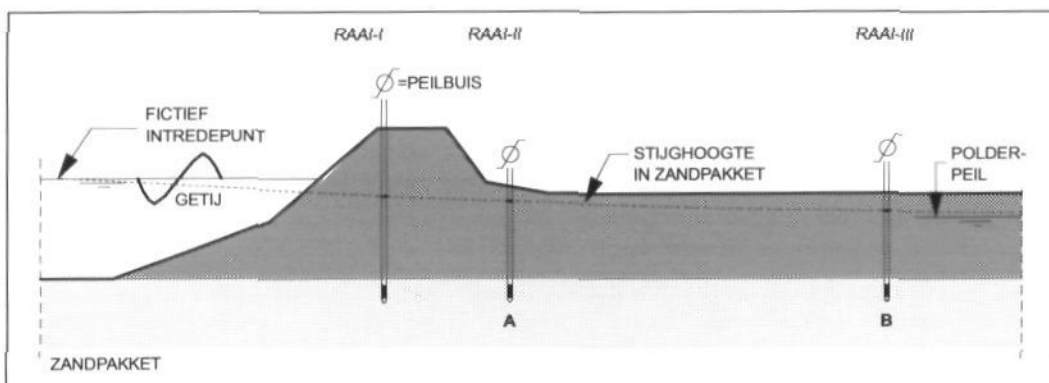
Tabel 7.3: Aanname verloop freatisch vlak in de waterkering onder normale omstandigheden

Bij extreme neerslag omstandigheden is aangenomen dat het freatisch vlak in de dijk met 0,8 m toeneemt. Tevens wordt dan een maximale grondwaterstijging in de polder tot aan het gemiddeld laagste maaiveld aangenomen. Dit wordt per dwarsprofiel afzonderlijk bekeken.

Onder maatgevende omstandigheden (MHW) verloopt het freatisch vlak vanaf MHW lineair tot de hoogte van het freatisch vlak in de buitenkruinlijn (zie tabel 7.3)

7.5 Geohydrologisch model

Voor het bepalen van de waterspanningen in de watervoerende lagen onder maatgevende omstandigheden is in eerste instantie gekozen voor een geohydrologisch rekenmodel met een niet-stationaire grondwaterstroming. Voor het benedenrivierengebied is het gebruikelijk dat de waterspanningen worden bepaald door middel van het extrapoleren van waterspanningen van de peilbuismetingen (zie figuur 7.1). De methodiek voor het bepalen van waterspanningen is ondergebracht in het computerprogramma Extrapol. De theorie van deze methodiek is in paragraaf 7.3.1 (en appendix C1 en C2) van de Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken, deel 2 benedenrivierengebied gegeven.



Figuur 7.1: schematisering geohydrologisch model

Ter controle van de uitkomsten van Extrapol is tevens een aantal extrapolaties bekeken met het programma Watex (een analytische oplossing) en het programma PlaxFlow (een eindige elementen oplossing). De betrouwbaarheidsanalyse van de extrapolaties is gegeven in het rapport 398212.0046.

7.6 Extrapolatie waterspanningen

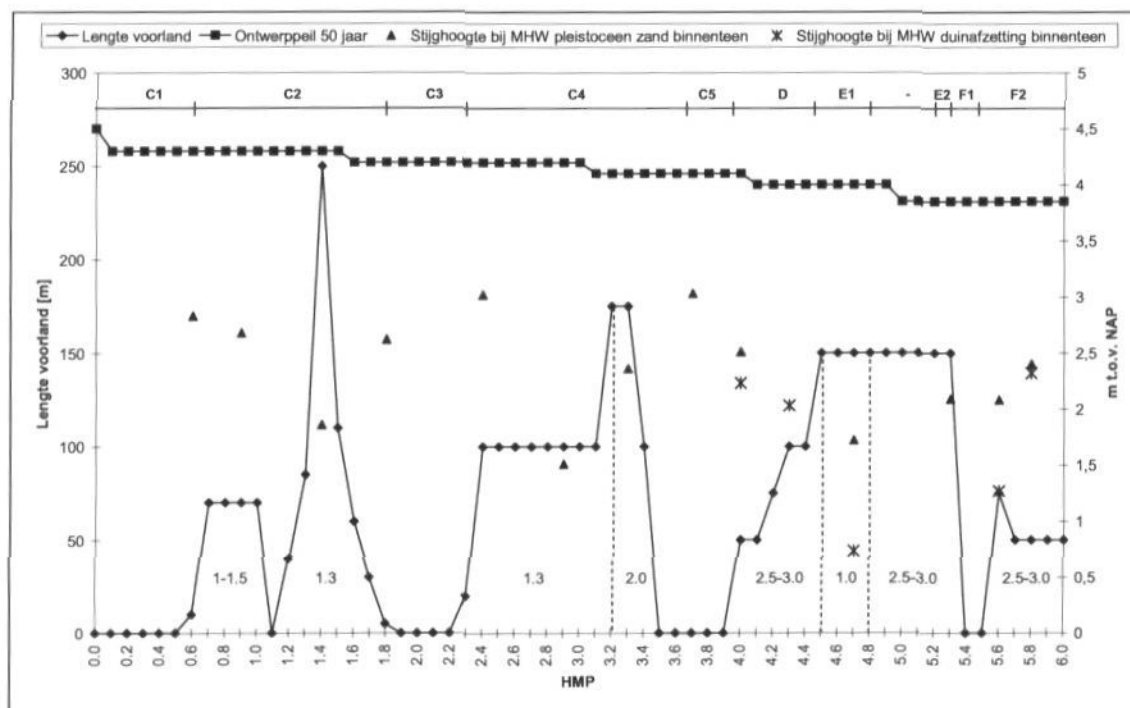
In de dwarsprofielen waar peilbuizen zijn geplaatst, zijn tijdsafhankelijke extrapolatieberekeningen uitgevoerd met het doel de waterspanningen in het pleistocene zand of de tussenzandlagen tijdens het optreden van de ontwerpwaterstanden (MHW) en Gemiddeld Getij te bepalen.

In deze berekeningen is geen rekening gehouden met het mogelijk optreden van de grenspotential. De grenspotential is de stijghoogte in het eerste watervoerende pakket waarbij er geen verticale evenwicht meer aanwezig is met het erboven liggende slappe lagen pakket. Als de stijghoogte de grenspotential bereikt zal het maaiveld opbarsten en kan de potential niet verder stijgen. Deze potential vormt dus een bovengrens.

Bij de berekening van de potentialen in het eerste watervoerende pakket is ervan uitgegaan dat de huidige situatie van het voorland en in het rivierbed ongewijzigd blijft. Verandering van deze uitgangspunten (bijvoorbeeld door Ruimte voor de Rivier projecten) kunnen consequenties hebben voor de berekende potentialen, de oprijfveiligheid en daarmee ook voor de mate van standzekerheid (stabiliteit en piping) van de waterkering.

Tussen hmp 3.7+00 en 5.8+00 komen hoger gelegen pleistocene duinafzettingen voor. Deze afzettingen staan veelal in directe verbinding met het dieper gelegen pleistocene zand of direct met de rivier.

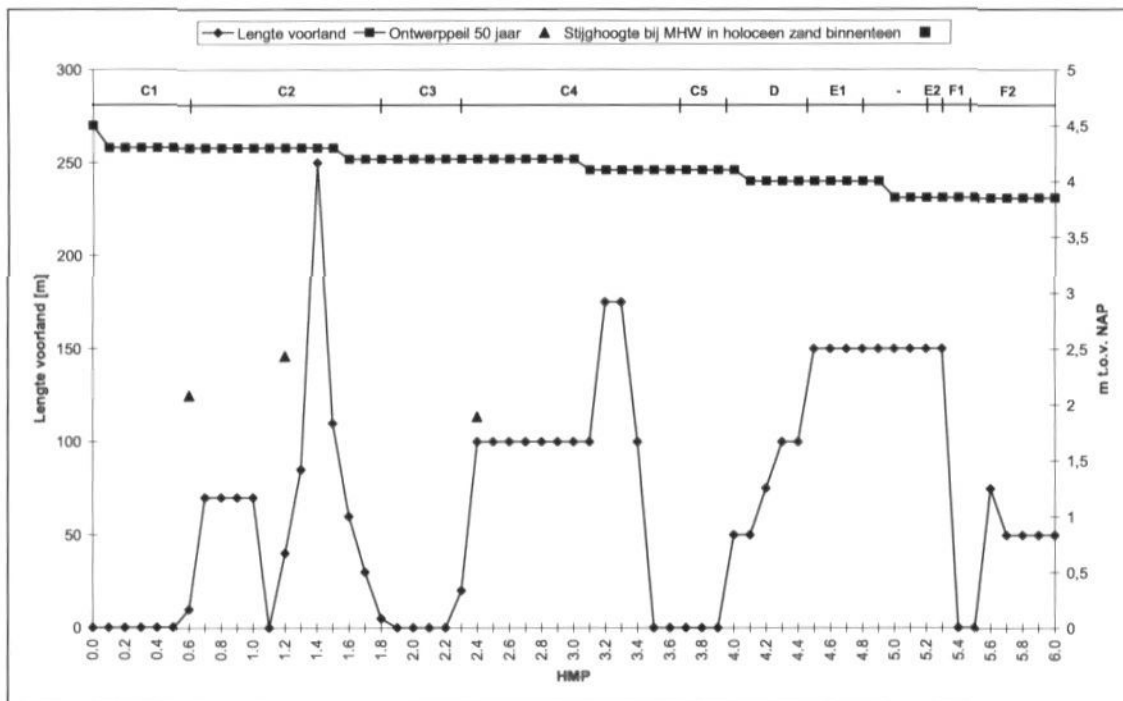
De resultaten van de extrapolatieberekeningen voor het pleistocene zand en de pleistocene duinafzettingen zijn grafisch weergegeven in figuur 7.2. De stijghoogten in de figuur zijn berekend tijdens de ontwerpwaterstand en voor de locatie in de binnenteen van de dijk (op 15 m afstand van de dijkas). De geometrie van de dijk is gebaseerd op de huidige dwarsprofielen van de dijk (en niet de toekomstige). In de figuren is eveneens de lengte van het voorland, de hoogte van het voorland en de ontwerpwaterstand (50 jaar) gegeven.



Figuur 7.2: Stijghoogteverloop tijdens ontwerpwaterstand binnenteen pleistocene afzettingen

In de bovenstaande figuur is goed te zien dat bij schaar dijken de stijghoogte in het pleistocene zand over het algemeen hoger is dan bij trajecten met een voorland. Naarmate het voorland langer of breder wordt de potentiaal lager. De hoogte van het voorland speelt een belangrijke rol maar komt in de extrapolaties met Extrapol niet tot uitdrukking. Hiervoor zijn controleberekeningen met andere modellen (Watex, Plaxflow) uitgevoerd.

De resultaten voor holocene zandafzettingen zijn grafisch weergegeven in figuur 7.3. De stijghoogten in de figuur zijn berekend tijdens de ontwerpwaterstand en voor de locatie in de binnenteen van de dijk op 15 m afstand van de dijkas. De geometrie van de dijk is gebaseerd op de huidige dwarsprofielen van de dijk (en niet de toekomstige).



Figuur 7.3: Stijghoogteverloop tijdens ontwerpwaterstand binnenteen holocene afzettingen

In vak C komen holocene afzettingen voor die reageren met variaties in de rivierwaterstand. De reactie is echter minder sterk dan in het pleistocene zand. De stijghoogte onder maatgevende omstandigheden in deze holocene zandlagen is dan ook lager.

7.7 Waterspanningsverloop

Ten behoeve van de berekeningen is de schematisatie van de waterspanningen in de holocene en pleistocene grondlagen als volgt aangehouden:

- Er wordt verondersteld dat de toename van de waterspanningen in het vaste zand bij het optreden van MHW invloed heeft op de stijghoogte in het slappe lagenpakket over een zogenaamde indringingszone. Deze indringingszone bevindt zich aan de onderzijde van het slappe lagenpakket. De indringingszone is aangenomen op circa 1,0 m vanaf het grensvlak tussen het vaste zand en het slappe lagenpakket. Het waterspanningsverloop in het slappe lagenpakket verloopt lineair vanaf het freatische vlak tot aan de stijghoogte aan de onderzijde in het slappe lagen pakket (bovenzijde van de indringingslengte van 1m) behorende bij het Gemiddeld Getij (GG);
- Onder MHW omstandigheden neemt de stijghoogte in het pleistocene zand of eventuele tussenzandlaag toe. Indien opdrijven optreedt, neemt de stijghoogte toe tot aan de grenspotentiaal;
- In geval van opdrijven (opdrijfveiligheid <1,0) wordt aangenomen dat de opdrijflengte 20 m bedraagt. Na 20 meter verloopt de potentiaal onder een helling van 1:20 naar de onder normale omstandigheden heersende stijghoogte in het zand;
- Bij de bepaling van de opdrijfpotentiaal wordt rekening gehouden met de geometrie van de sloot volgens bijlage 2 van katern 5 van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid.
- Bij extreme neerslag omstandigheden (niet gecorreleerd aan MHW) is aangenomen dat het freatisch vlak in de dijk met 0,8 m toeneemt. Tevens is de maximale grondwaterstijging in de polder tot aan het gemiddeld laagste maaiveld aangenomen.

8 Opdrijven en opbarsten

De veiligheid tegen opdrijven is gedefinieerd als de grondspanning op het grensvlak van het slappe lagenpakket en het zand van het watervoerende pakket, gedeeld door de waterspanning in het watervoerende pakket. Deze veiligheid is afhankelijk van de potentiaal in het eerste watervoerende pakket of een tussenzandlaag onder maatgevende omstandigheden (zie hoofdstuk 7) en het gewicht van de erboven gelegen slappe grondlagen.

De oprijfveiligheid heeft consequenties voor de methode van berekenen van de macrostabiliteit en het al dan niet optreden van piping.

Voor het bepalen van de oprijfveiligheid is gebruik gemaakt van de in hoofdstuk 7 bepaalde stijghoogten in het eerste watervoerende pakket en de tussenzandlagen onder maatgevende omstandigheden (op basis van onder andere Extrapol). De volumegewichten zijn afkomstig uit monsters van de beschikbare Begemannboringen. De oprijfveiligheid is bepaald ter plaatse van de boring en is weergegeven in tabel 8.1. De boorlocatie is niet per definitie de maatgevende locatie in het dwarsprofiel.

Vak	Hmp	Boring of sondering	Watervoerende laag	Waterspannings extrapolatie [HMP]	Oprijfveiligheid bij MHW tpv de boring [-]	Oprijfveiligheid bij GG [-]
B	0.0+00	38	Holoceen	0.6+00	1.52	1.93
		38	Pleistoceen	0.6+00	1.49	1.85
C	0.1+60	30	Holoceen	0.6+00	0.98	1.24
		30	Pleistoceen	0.6+00	1.07	1.32
	0.3+00	40	Holoceen	0.6+00	0.98	1.24
		40	Pleistoceen	0.6+00	1.09	1.35
	0.4+50	41	Holoceen	0.6+00	0.94	1.19
		41	Pleistoceen	0.6+00	1.07	1.33
	0.6+20	29	Holoceen	0.6+00	1.10	1.34
		29	Pleistoceen	0.6+00	1.22	1.62
	0.7+80	44	Pleistoceen	0.9+25	1.08	1.33
	0.9+60	46	Pleistoceen	0.9+25	1.06	1.30
	0.9+70	28	Pleistoceen	0.9+25	1.10	1.33
	1.0+60	71	Holoceen	1.2+00	0.29	0.36
	1.1+50	48	Holoceen	1.2+00	0.89	1.23
		48	Pleistoceen	1.4+00	1.27	1.52
	1.3+40	51	Holoceen	1.2+00	0.85	1.16
		51	Pleistoceen	1.4+00	1.58	2.19
	1.5+00	27	Holoceen	1.2+00	1.15	1.55
	1.8+20	26	Pleistoceen	1.8+20	0.86	1.16
	1.9+60	57	Pleistoceen	1.8+20	1.09	1.36
	2.4+10	25	Pleistoceen	2.4+00	1.04	1.37
	2.5+20	59	Pleistoceen	2.4+00	0.93	1.22
	2.7+90	24	Pleistoceen	2.9+00	1.15	1.47
	3.3+50	23	Pleistoceen	3.3+00	1.00	1.24
	3.7+10	70	Pleistoceen	3.7+15	1.06	1.36
	3.8+50	22	Pleistocene duinafzetting	4.0+10	0.94	1.21
	3.8+80	1	Pleistocene duinafzetting	4.0+10	1.39	1.75

Vak	Hmp	Boring of sondering	Watervoerende laag	waterspanningsextrapolatie [HMP]	Opdrijfveiligheid bij MHW [-]	Opdrijfveiligheid bij GG [-]
D	3.9+80	2	Pleistocene duinafzetting	4.0+10	1.07	1.33
	4.0+70	3	Pleistocene duinafzetting	4.0+10	1.09	1.31
	4.1+70	4	Pleistocene duinafzetting	4.0+10	1.13	1.37
	4.3+80	7	Pleistocene duinafzetting	4.3+40	1.09	1.59
	4.6+00	D-09	Pleistocene duinafzetting	4.3+40	0.97	1.19
E	4.8+50	5	Pleistocene duinafzetting	4.3+40	1.01	1.20
	4.8+80	3	Pleistocene duinafzetting	4.3+40	0.91	1.08
F	5.4+00	F-11	Pleistocene duinafzetting	5.3+00	1.14	1.44
	5.4+60	F-04	Pleistocene duinafzetting	5.3+70	0.87	1.06
	5.7+00	F-01	Pleistocene duinafzetting	5.8+50	0.89	1.02
	5.8+40	F-03	Pleistocene duinafzetting	5.8+50	0.82	0.99
	5.9+40	F-06	Pleistoceen	5.8+50	1.00	1.11

Tabel 8.1: Opdrijfveiligheid ter plaatse van boring of sondering

Let op: bovenstaande waarden zijn geen maatgevende waarden. De opdrijfveiligheden zijn berekend ter plaatse van de boorlocaties.

De opdrijfveiligheid kan in werkelijkheid nooit kleiner worden dan 1,0 vanwege de grenspotentiaal. De grenspotentiaal is de stijghoogte waarbij het verticale evenwicht van het boven een watervoerende laag liggende slappe lagenpakket niet meer aanwezig is. Als de stijghoogte de grenspotentiaal bereikt zal het maaiveld opbarsten en kan de potentiaal niet verder stijgen. Deze potentiaal vormt dus een bovengrens.

9 Piping

9.1 Inleiding

In het kader van de enkele jaren geleden uitgevoerde toetsing is de toets op piping niet volledig afgerond. De toets op piping is uitgevoerd volgens het stappenplan zoals weergegeven in figuur 5-4.2 en figuur 5-4.5 van katern 5 Dijken en Dammen van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid. De aanpak is vergelijkbaar met de aanpak die staat beschreven in het technisch rapport zandmeevoerende wellen. Deze aanpak wordt over het algemeen gevolgd bij het ontwerp van dijkversterkingen. Bij de beoordeling is uitgegaan van ontwerprandvoorwaarden (ontwerppeil voor een periode van 50 jaar en de extrapolaties van peilbuismetingen naar het betreffende ontwerppeil).

Bij de beoordeling is vooralsnog uitgegaan van de bestaande geometrie van de waterkering.

De resultaten in dit hoofdstuk zijn afkomstig uit het rapport 398212.0055.

9.2 Stap 1

Stap 1 van de toets valt uiteen in twee delen: ten eerste wordt gekeken of de aanwezige kwellingte voldoende is volgens de methode Bligh en ten tweede wordt er gekeken naar de veiligheid tegen opbarsten. Indien één van beide voldoet aan de gestelde eisen kan direct tot goedkeuring worden overgegaan.

De benodigde kwellingte is bepaald aan de hand van de binnendijkse grondopbouw en het te keren verval volgens de onderstaande vergelijking (Bligh).

$$L_{ben} = 18 \times (h - 0,3 D)$$

waarin:

L_{ben}	benodigde kwellingte
h	maximaal verval, het verschil tussen polderpeil en toetspeil 2006 of indien er geen teensloot aanwezig is tussen het maaiveld en het toetspeil 2006.
D	dikte van het afdekkende samendrukbare lagenpakket.

De dikte D en de aanwezige kwellingte zijn zodanig gekozen dat de maatgevende situatie is beschouwd. Wanneer de aanwezige kwellingte groter is dan de benodigde kwellingte kan het profiel worden goedgekeurd. De aanwezige kwellingte wordt bepaald aan de hand van de huidige situatie.

Conform het Voorschrift Toetsen op Veiligheid wordt in stap 1 ook getoetst op veiligheid tegen opbarsten van de afdekkende laag. Hierbij wordt het gewicht van de afdekkende klei- en veenlaag gedeeld door de opwaartse druk van het water in de zandlaag (stijghoogte gelijk aan de ontwerpwaterstand). Wanneer de opdrijfveiligheid groter is dan 1,2 kan het betreffende profiel worden goedgekeurd.

9.3 Overige toetsstappen

Stap 3 (Figuur 5-4.5 van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid) bestaat uit een gedetailleerde toets op piping. De gedetailleerde toets kan bestaan uit (een combinatie van) een modelmatige verfijning en gegevensverzameling. Dit wil zeggen dat op basis van bestaande informatie (of aanvullend onderzoek) nogmaals wordt gekeken naar de opbouw van het dijklichaam, de locatie van het intreepunt en de stijghoogte binnendijks. Als modelmatige verfijning is onder

andere de methode Sellmeijer (stap 3.1.5) beschikbaar in plaats van de meer eenvoudige methode Bligh (zie ook paragraaf 9.2). Voldoet ook stap 3 niet dan is een niet-stationaire berekening het laatste toetsmiddel (geavanceerd toetsen, stap 4). Hierna zijn de toetsmethoden uitgeput.

9.4 Methode Sellmeijer

In opdracht van de TAW is onderzoek uitgevoerd naar het mechanisme piping. Dit onderzoek heeft geleid tot de modelbeschrijving van Sellmeijer en een bijbehorende formule die de relatie aangeeft tussen kritiek verval over de waterkering en een aantal parameters die betrekking hebben op de geometrie van de waterkering en de eigenschappen van het zand van de aan erosie blootstaande laag onder de kering. Het basismodel van Sellmeijer wordt beschreven door een stelsel van vergelijkingen voor grondwaterstroming in een zandlaag, de stroming in door erosie ontstane kanaaltjes bovenin de zandlaag en de evenwichtsvergelijkingen voor zandkorrels in deze kanaaltjes. Door numeriek oplossen van dit stelsel vergelijkingen kan de waarde van het grootste verval over de waterkering worden gevonden, waarbij net geen doorgaande erosie (volledige pipevorming) optreedt, het zogenaamde kritieke verval.

De formule voor het kritieke verval luidt:

$$H_{crit} = \alpha_1 c \frac{\rho_p}{\rho_w} \tan(\theta) (0.68 - 0.10 \ln(c)) L$$

waarin:

$$\alpha_1 = \left(\frac{D}{L} \right)^{\frac{0.28}{\left(\frac{D}{L} \right)^{28-1}}}$$

en:

$$c = \eta d_{70} \left(\frac{l}{kL} \right)^{\frac{1}{3}}$$

De doorlatendheid k is te benaderen met:

$$k = (c_0 - 1.83 \cdot 10^3 \ln(U)) d_{10}^2$$

De parameter c_0 is afhankelijk van de pakking:

- losse pakking $c_0 = 1,5 \cdot 10^4$
- middelmatige pakking $c_0 = 1,2 \cdot 10^4$
- vaste pakking $c_0 = 1,0 \cdot 10^4$

d_{10} kan worden benaderd met:

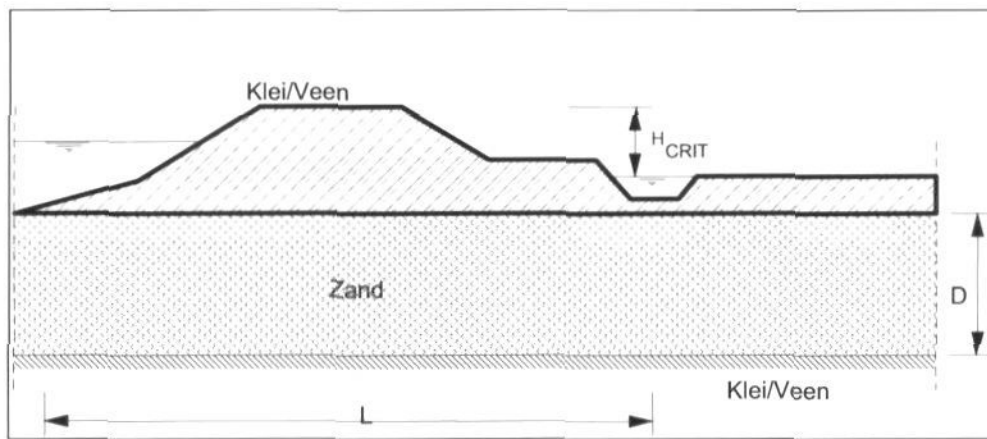
$$d_{10} = \alpha_2 \frac{d_{70}}{U}$$

waarin:

- ρ_w = massa-dichtheid van water [10^3 kg/m^3]
- ρ_p = massa-dichtheid van zandkorrels onder water [$1,65 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$]
- θ = rolweerstandshoek [$^\circ$] (gerekend wordt met 41°)

- η = sleepkrachtfactor (coëfficiënt van White, gerekend wordt met 0,25)
 d_{10} = korrelgrootte waarbij 10 % van het gewicht kleiner is dan de aangegeven grootte [m]
 d_{70} = korrelgrootte waarbij 70 % van het gewicht kleiner is dan de aangegeven grootte [m]
 κ = intrinsieke doorlatendheid van de zandlaag die aan erosie blootstaat [m^2]
 D = dikte van de zandlaag [m]
 L = lengte van de kwelweg, horizontaal gemeten [m]
 ν = kinematische viscositeit [$\approx 1,33 \cdot 10^{-6} m^2/s$]
 g = versnelling van de zwaartekracht [$9,81 m^2/s$]
 U = gelijkmatigheidscoëfficiënt = d_{60} / d_{10}
 α_2 = correctiefactor = 0,9; deze factor is noodzakelijk daar U gebaseerd is op d_{60} , terwijl de sterkte wordt uitgedrukt als functie van d_{70}
 α_1 = reflecteert het effect van de eindige dikte van de watervoerende zandlaag

De 'c'- coëfficiënt wordt bepaald door de eigenschappen van het zand in de watervoerende laag. De formules zijn geldig voor een geometrie soortgelijk als weergegeven in figuur 9.1.



Figuur 9.1: Definitieschets piping

In het bovenstaande is de veiligheidsbeschouwing gemakshalve buiten beschouwing gelaten. Ten behoeve van de uitgevoerde berekeningen is de veiligheidsbeschouwing echter wél toegepast.

9.5 Resultaat

Op basis van de toetsstappen wordt geconcludeerd dat piping in geen van de dwarsprofielen kan optreden. De volgende toetsstappen zijn achtereenvolgens doorlopen.

Stap 1, Een eenvoudige toetsing

De eenvoudige toets op basis van de methode Bligh en opdrijven (uitgaande van een intreepunt in de teen van de dijk en geen bijdrage van het voorland) resulteerde in de onderstaande tabel.

Vak	Van HMP tot HMP	Piping (STP)	Maximaal tekort aan kwellengte [m]
C	0.0+50 – 0.9+50	Geen oordeel	23.1
	0.9+50 – 1.4+80	Geen oordeel	18
	1.4+80 – 1.5+60	Geen oordeel	22.2
	1.7+20 – 1.8+60	Geen oordeel	14
	2.9+40 – 3.0+50	Geen oordeel	30.4
D	4.3+50 – 4.4+60	Geen oordeel	16.7
E	4.4+60 – 4.5+50	Geen oordeel	7.4

F	5.3+00 – 5.4+60	Geen oordeel	14.6
	5.4+60 – 6.0+00	Geen oordeel	32.6

Tabel 9.1: Stap 1, eenvoudige toetsing

Stap 3, Op basis van bestaand onderzoek

Op basis van het bestaande grondonderzoek en de geometrie van de waterkering zijn de resultaten uit stap 1 aangepast. Dit resulteerde in de onderstaande tabel, waaruit volgt dat 6 van de 9 trajecten kunnen worden goedgekeurd.

Vak	Van - Tot [HMP]	Piping (STP)	Maximaal tekort aan kwellingte [m]
C	0.0+50 – 0.5+00	Geen oordeel	18.5
	0.5+00 – 0.7+50	Geen oordeel	23.1
F	5.3+00 – 5.4+60	Geen oordeel	14.6

Tabel 9.2: Stap 3.2.1 en 3.2.2, op basis van bestaand onderzoek

Stap 3.1.5, Methode Sellmeijer

Op basis van de resultaten van stap 3.2.1 en stap 3.2.2. is aanvullend grondmechanisch onderzoek uitgevoerd om voor de overgebleven 3 trajecten een uitspraak te kunnen doen.

Uit de Begemannboringen is een aantal representatieve monsters geselecteerd ten behoeve van classificatieproeven. In de onderstaande tabel is aangegeven van welke geologische afzettingen een zeefanalyse is gemaakt [20].

Locatie boring	Lithostratigrafische eenheid	Aantal zeefanalyses
Hmp 0.2+20, binnenteen	Geen holocene afzetting	4
	Pleistoceen zand	
Hmp 0.4+00, binnenteen	Geen zandige afzettingen tot NAP -10 m (mv – 9 m)	
Hmp 0.5+20, binnenteen	Holoceen zand van Gorkum	4
	Pleistoceen zand	1
Hmp 5.4+00, Kruin	Holoceen zand van Tiel	1
	Eolisch Pleistoceen zand	2

Tabel 9.3: Uitgevoerde zeefanalyses

Conform stap 3.1.5 zijn vervolgens berekeningen uitgevoerd met de methode Sellmeijer.

Vak	Van - Tot [HMP]	Piping (STP)	Maximaal tekort aan kwellingte [m]
C	0.0+50 – 0.5+00	Voldoende	-
	0.5+00 – 0.7+50	Voldoende	-
F	5.3+00 – 5.4+60	Voldoende	-

Tabel 9.4: Stap 3.1.5, methode Sellmeijer

Hierbij dient te worden opgemerkt dat in het grondonderzoek in vak C (o.a. 3 Begemannboringen) slechts op 1 locatie (hmp 0.5+20) de verwachte holocene zandlaag van Gorkum is aangetroffen en dat piping op 2 andere locaties 0.2+20 en 0.4+00 niet kan optreden omdat de zandige afzetting niet aanwezig is. Het gebied waar piping op kan treden is hierdoor ingeperkt.

Het aantal beschikbare korrelverdelingen uit deze afzetting is aan de lage kant, waardoor met statistisch zeer ongunstige parameters gerekend zou moeten worden. Op basis van de beschikbare korrelverdelingen zijn realistische doch veilige waarden afgeleid voor de doorlatendheid (1×10^{-5} m/s) en de d_{70} (90 μ m). Deze waarden komen overeen met waarden die in de dagelijkse adviespraktijk als ondergrenswaarden gevonden worden.

Voor de Sellmeijer berekening in vak C zijn voor de korreldiameter en de doorlatendheid aannamen gedaan. Bovendien worden de geometrie van de waterkering en de geometrie van *de watervoerende zandlagen in de Sellmeijer berekening niet geschematiseerd*. Hoewel van realistische en veilige waarden is uitgegaan is ter controle van de Sellmeijer berekeningen, een berekening in het programma MSeep uitgevoerd voor hmp 0.0+76. Hieruit blijkt dat dit profiel voldoet aan de veiligheidseisen voor piping. De MSeep berekening is gegeven in het rapport van GeoDelft 398212-0005.

9.6 Conclusie

Op basis van de toetsstappen, zoals weergegeven in figuur 5-4.2 en figuur 5-4.5 van katern 5 Dijken en Dammen van het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV), wordt geconcludeerd dat piping op het traject Bergambacht Schoonhoven niet kan optreden.