



Opdrachtgever:

Provincie Noord-Holland

Aanvullend versterkings- onderzoek Hondsbossche en Pettemer Zeewering

A1763

Januari 2007

Opdrachtgever **Provincie Noord-Holland**

Titel **Aanvullend versterkingsonderzoek
Hondsbossche en Pettemer Zeewering**

Samenvatting Uit recent onderzoek is gebleken dat de Hondsbossche en Pettemer Zeewering op korte termijn niet meer aan de wettelijke normen voldoen. In dat kader zijn er versterkingsmaatregelen geformuleerd waarbij de kruin en het binnentalud van de dijken zodanig worden versterkt dat eventueel overslaand water niet tot falen van de dijk zal leiden. Voor de dimensionering hiervan is gebruik gemaakt van de interim-randvoorwaarden uit 2003. Inmiddels zijn de nieuwe HR2006-randvoorwaarden technisch akkoord, maar nog niet formeel vastgesteld. In deze studie is het eerdere ontwerp gegeven de nieuwe inzichten nogmaals tegen het licht gehouden en zijn de thans mogelijke (combinaties van) alternatieven in kaart gebracht.

Referenties Alkyon-offerte met kenmerk A1763P1r2 d.d. 5 oktober 2006
Opdrachtnummer 1000000298 (2006-58345) d.d. 24 oktober 2006
Contactpersoon Provincie Noord-Holland: Drs. C.J.E. Lansink
Projectleider Alkyon: Dr.Ir. H.J. Steetzel
Medewerkers: Ir. J. de Groot, Ir. R.C. Steijn, ir. M.C. Onderwater en
ir. C.E.J. Jacobs

Rev.	Auteur	Datum	Bijzonderh.	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
0	H.J. Steetzel	2 nov. '06	Interim-versie		
1	H.J. Steetzel	14 nov. '06	1° concept		
2	H.J. Steetzel	7 dec. '06	2° concept		
3	H.J. Steetzel	8 jan. '07	3° concept		
4	H.J. Steetzel	19 jan. '07	Eindconcept		
5	H.J. Steetzel	23 jan. '07	Definitief	R.C. Steijn	H.J. Steetzel

Document specificaties	Inhoud	Status
Rapport nummer: A1763R1	tekst pagina's : 71	☐ interim
Sleutelwoorden: Dijk, Hondsbossche Zeewering, Pettemer Zeewering, overslag, modellen	tabellen : 55	☐ concept
Project nummer: A1763	figuren : 28	☒ eindrapport
Bestand: A1763R1r5.doc	appendices : 4	

Samenvatting

Uit recent onderzoek is gebleken dat de Hondsbosche en Pettemer Zeewering op korte termijn niet meer aan de wettelijke normen voldoen. In dat kader zijn er versterkingsmaatregelen geformuleerd waarbij de kruin en het binnentalud van de dijken zodanig worden versterkt dat eventueel overslaand water niet tot falen van de dijk zal leiden.

Voor de dimensionering hiervan is gebruik gemaakt van de interim-randvoorwaarden uit 2003. Inmiddels zijn de definitieve hydraulische randvoorwaarden HR2006 in technische zin bepaald maar nog niet beleidsmatig vastgesteld. Mogelijke vaststelling zal pas na de kabinetsformatie door de nieuwe, nog in dit dossier in te werken minister plaatsvinden (waarschijnlijk is dit medio 2007).

In deze studie is het eerdere ontwerp gegeven de nieuwe inzichten nogmaals tegen het licht gehouden en zijn de mogelijke (combinaties van) alternatieven in kaart gebracht.

Daartoe is eerst een uitgebreid overzicht gegeven van de in de beginfase van dit project gedefinieerde algemene uitgangspunten. Deze uitgangspunten hebben betrekking op het te gebruiken rekenmodel inclusief de daarbij te hanteren instellingen, de rol van het voorland en de hydraulische randvoorwaarden. Als rekenmodel is gebruik gemaakt van de laatste versie van het PC-OVERSLAG-model zijnde versie 6.1.2 MKH waarbij steeds gebruik is gemaakt van de deterministische instelling van dit model.

Vervolgens is in meer detail ingegaan op de voor de berekeningen gebruikte invoer van het rekenmodel. Hierbij is speciale aandacht gegeven aan de gebruikte dijkgeometrie en karakteristieke taludeigenschappen. Ook is de hydraulische belasting, zowel wat betreft de huidige situatie als de toekomstige situatie, nauwgezet omschreven.

Gegeven het rekenmodel en de gespecificeerde invoer is vervolgens de huidige situatie doorgerekend. Hieruit blijkt dat de thans onder de maatgevende omstandigheden optredende golfoverslag de kritieke waarde ruim overtreft. Naast deze basisberekeningen zijn ook een groot aantal gevoeligheidsberekeningen uitgevoerd.

Vervolgens zijn resultaten voor de toekomstige situatie gegenereerd waarbij in eerste instantie nog geen aanvullende maatregelen zijn geïmplementeerd. Uit de resultaten blijkt dat er maatregelen nodig zijn om de effecten van de toenemende hoeveelheid overslag tegen te gaan.

In aansluiting hierop zijn de mogelijke maatregelen systematisch in kaart gebracht. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen re-actieve constructieve ingrepen en pro-actieve randvoorwaarde ingrepen.

Tot slot zijn de mogelijke oplossingen in kaart gebracht, dit voorzien van een 'score' op de verschillende beoordelingsaspecten voor wat betreft het effect van de maatregel, de praktische haalbaarheid, de realisatiemogelijkheden en de kosten. Uiteindelijk leidt dit tot een aantal versterkingsalternatieven per dijksectie. Dit laatste overzicht kan worden gezien als het eindresultaat van deze studie. Hierin wordt dus geen expliciete keuze gemaakt voor een bepaalde oplossing, maar worden



slechts de meest kansrijk geachte (combinatie van) versterkingsalternatieven beschreven.

Een selectie van deze versterkingsalternatieven zal vervolgens in de volgende fase van deze studie verder moeten worden uitgewerkt.



Inhoudsopgave

Lijst van tabellen

Lijst van figuren

Samenvatting

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Doel en aanpak	2
1.3	Opzet van het rapport	2
1.4	Totstandkoming	3
2	Algemene uitgangspunten	5
2.1	Inleiding	5
2.2	Rekenmodel en instellingen	5
2.3	Dwarsprofielen en rol van het voorland	6
2.4	Hydraulische randvoorwaarden	7
2.5	Kritiek overslagcriterium	8
3	Dijkgeometrie en taludeigenschappen	11
3.1	Inleiding	11
3.2	Karakterisering dijktrajecten	11
3.3	Vorm dwarsprofielen	12
3.4	Niveau van teen en kruin	13
3.5	Materiaal en ruwheden	14
3.6	Geschematiseerde dwarsprofielen	15
4	Hydraulische belasting en bodemdaling	19
4.1	Inleiding	19
4.2	Huidige hydraulische randvoorwaarden	19
4.2.1	Algemeen	19
4.2.2	Gebruik HR2006-waarden	19
4.2.3	Vergelijking met eerdere randvoorwaarden	20
4.2.4	Waterstandtoeslag voor buistoten en bui-oscillaties	21
4.2.5	Karakteristieke randvoorwaarden per dijkvak	22
4.3	Toekomstige hydraulische randvoorwaarden	23
4.3.1	Algemeen	23
4.3.2	Gehanteerde scenario's	23
4.3.3	Zeespiegelstijging en ontwerppeil	24
4.3.4	Golfhoogte	24
4.3.5	Golfperiode	25
4.4	Bodemdaling	25
4.5	Samenvatting randvoorwaarden	26
5	Overslagdebieten huidige situatie	27
5.1	Inleiding	27



5.2	Hondsbossche Zeewering	27
5.2.1	Overzicht invoerparameters	27
5.2.2	Basisresultaat	27
5.2.3	Resultaat gevoeligheidsberekeningen	27
5.2.4	Conclusies huidige situatie	29
5.3	Pettemer Zeewering	29
5.3.1	Overzicht invoerparameters	29
5.3.2	Basisresultaat	30
5.3.3	Resultaat gevoeligheidsberekeningen	30
5.3.4	Conclusies huidige situatie	32
5.4	Samenvatting resultaten huidige situatie	32
5.4.1	Golfoverslag onder maatgevende omstandigheden	32
5.4.2	Overschrijdingskans huidige norm Pettemer Zeewering	33
5.4.3	Mogelijke toekomstige maatregelen	34
6	Toekomstige overslaghoeveelheden	35
6.1	Inleiding	35
6.2	Hondsbossche Zeewering	35
6.2.1	Onderzochte combinaties	35
6.2.2	Resultaten	35
6.2.3	Conclusies	36
6.3	Pettemer Zeewering	36
6.3.1	Algemeen	36
6.3.2	Resultaten	37
6.3.3	Conclusies	37
6.4	Samenvatting resultaten	38
7	Uitwerking mogelijke maatregelen	39
7.1	Inleiding	39
7.2	Overzicht mogelijke maatregelen	40
7.2.1	Afbakening	40
7.2.2	Overzicht	40
7.2.3	Overslagbestendiger maken binnentalud (B-serie)	41
7.2.4	Constructieve oplossingen (C-serie)	42
7.2.5	Reductie maatgevende hydraulische condities (R-serie)	43
7.2.6	Overzicht beschouwde maatregelen	44
7.3	Uitwerking constructieve maatregelen (C-serie)	44
7.3.1	Optie C1 - Reguliere dijkverhoging	44
7.3.2	Optie C2 - Verruwing van het talud	46
7.3.3	Optie C3a - Ophogen van de aanwezige berm	47
7.3.4	Optie C3b - Zeewaarts uitbouwen van het ondertalud	48
7.3.5	Optie C3c - Verflauwen van het volledige talud	49
7.3.6	Optie C4 - Constructieve ingrepen op boventalud en/of berm	50
7.4	Uitwerking randvoorwaarde-maatregelen (R-serie)	50
7.4.1	Optie R1 - Reductie van de golfhoogte door voorland	50
7.4.2	Optie R2 - Reductie van de golfperiode	52
7.4.3	Optie R3 - Reductie van golfaanval door langsdam	52
7.4.4	Optie R4 - Reductie van golfaanval door langsdam/voorland	53
7.5	Voorbeelduitwerking van een combinatieoplossing	53
7.5.1	Inleiding	53
7.5.2	Overslagdebiet bij beperkte dijkverhoging Pettemer Zeewering	54



7.5.3	Maximaal toelaatbare golfaanval	54
7.5.4	Benodigd voorlandniveau	54
7.5.5	Benodigde strandaanvulling	55
8	Overzicht oplossingen en selectie alternatieven	57
8.1	Inleiding en aanpak	57
8.2	Uitgangspunten	57
8.2.1	Algemeen	57
8.2.2	Hoofduitgangspunt - robuustheid van de oplossing	57
8.2.3	Aanvullende uitgangspunten	58
8.3	Vergelijkingscriteria	59
8.4	Overzicht mogelijke maatregelen	60
8.4.1	Inleiding	60
8.4.2	Eerste beoordeling geschiktheid	61
8.4.3	Niet geschikte oplossingen	62
8.4.4	Resterende geschikte oplossingen	62
8.5	Nadere uitwerking mogelijke maatregelen	63
8.5.1	Inleiding	63
8.5.2	Gebruik indicatieve kostenraming	63
8.5.3	Enkelvoudige maatregelen Hondsbossche Zeewering	64
8.5.4	Enkelvoudige maatregelen Pettemer Zeewering	65
8.5.5	Samenvattend	65
8.6	Overzicht versterkingsalternatieven	66
8.6.1	Inleiding	66
8.6.2	Versterkingsalternatieven voor Hondsbossche Zeewering	66
8.6.3	Versterkingsalternatieven voor Pettemer Zeewering	67

Referenties

Tabellen

Figuren

Bijlagen



Lijst van tabellen

- 2.1 Overzicht bereik kritieke waarden overslagdebiet

- 3.1 *) Overzicht dijkpaallocaties per dijkvak
- 3.2 Overzicht bereik teenniveau per dijksectie
- 3.3 Overzicht bereik kruinniveau per dijksectie
- 3.4 Overzicht materialen en grootte invloedsfactoren
- 3.5 Overzicht schematisatie dwarsprofiel Hondsbossche Zeewering
- 3.6 Overzicht schematisatie dwarsprofiel Pettemer Zeewering

- 4.1 *) Overzicht locatie toetspunten per dijkvak
- 4.2 Overzicht bereik hydraulische randvoorwaarden Hondsbossche en Pettemer Zeewering
- 4.3 *) Overzicht (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006
- 4.4 *) Overzicht (interim) hydraulische randvoorwaarden conform [RWS/DWW, 2003]
- 4.5 Overzicht basisconditie en spreiding hydraulische randvoorwaarden Hondsbossche Zeewering
- 4.6 Overzicht basisconditie en spreiding hydraulische randvoorwaarden Pettemer Zeewering
- 4.7 Overzicht toepassing relevante TAW-scenario's [Alkyon, 2005a]
- 4.8 Overzicht toename maatgevende hoogwaterstand voor relevante TAW-scenario's [TAW, 2002b]
- 4.9 Overzicht toename lokale golfhoogte voor relevante scenario's
- 4.10 Overzicht toename lokale golfperiode voor relevante scenario's

- 5.1 Overzicht invoerparameters overslagberekeningen Hondsbossche Zeewering
- 5.2 *) Overzicht resultaten overslagberekeningen huidige situatie voor Hondsbossche Zeewering
- 5.3 Overzicht invoerparameters overslagberekeningen Pettemer Zeewering
- 5.4 *) Overzicht resultaten overslagberekeningen huidige situatie voor Pettemer Zeewering
- 5.5 Overzicht overslagdebieten huidige situatie voor beide dijkvakken
- 5.6 Overzicht hydraulische condities grotere overschrijdingskansen voor Pettemer Zeewering

- 6.1 Overzicht invoerparameters per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 6.2 Overzicht berekend overslagdebiet per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 6.3 Overzicht invoerparameters per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering
- 6.4 Overzicht berekend overslagdebiet per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering

- 7.1 Overzicht gehanteerde hydraulische condities voor verkenning oplossingsrichtingen voor ontwerp (middenscenario 'A050') en robuustheidstoets (maximumscenario 'B050')
- 7.2 Overzicht beschouwde hoofdoplossingen
- 7.3 Overzicht classificatie beschouwde enkelvoudige maatregelen

- 7.4 Overzicht benodigde kruinhoogten per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.5 Overzicht benodigde kruinhoogten per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering
- 7.6 Effect verruwing buitentalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.7 Effect verruwing buitentalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.8 Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.9 Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering
- 7.10 Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.11 Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering
- 7.12 Effect verflauwen volledige talud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering
- 7.13 Effect verflauwen volledige talud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering
- 7.14 Overzicht toelaatbare golfhoogte (bij ongewijzigde golfperiode) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet
- 7.15 Overzicht minimaal benodigd voorlandniveau behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet
- 7.16 Overzicht toelaatbare golfperiode (bij ongewijzigde golfhoogte) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet
- 7.17 Overzicht toelaatbare golfhoogte (voor 10 % kleinere golfperiode) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet
- 7.18 Overslagdebiet Pettemer Zeewering bij verschillende kruinniveau's
- 7.19 Overzicht minimaal benodigd voorlandniveau Pettemer Zeewering (voor overslagdebiet 1 l/m1/s)

- 8.1 Overzicht en karakteristieke resultaten enkelvoudige maatregelen
- 8.2 Scores ten aanzien van effecten en uitgangspunten per dijkvak
- 8.3 Scores ten aanzien van effecten en uitgangspunten per dijkvak voor kansrijke oplossingen
- 8.4 Scores ten aanzien van onderscheiden vergelijkingscriteria voor de Hondsbossche Zeewering
- 8.5 Scores ten aanzien van onderscheiden vergelijkingscriteria voor de Pettemer Zeewering
- 8.6 Overzicht geselecteerde alternatieven voor Hondsbossche Zeewering
- 8.7 Overzicht geselecteerde alternatieven voor Pettemer Zeewering

In bijlagen:

- C.1 *) Overzicht detailinformatie dijkprofielen Hondsbossche Zeewering
- C.2 *) Overzicht detailinformatie dijkprofielen Pettemer Zeewering

- D.1 *) Samenstellingstabel kosten per maatregel inclusief totalen
- D.2 *) Overzichtstabel kosten per maatregel

*) Tabel separaat toegevoegd; rest in de lopende tekst.



Lijst van figuren^{*)}

- 3.1 Overzicht Hondsbossche en Pettemer Zeewering
- 3.2 Voorbeeld dwarsprofielen Hondsbossche en Pettemer Zeewering
- 3.3 Onderlinge vergelijking dijkprofielen Hondsbossche Zeewering; Relatief ten opzichte van bovenzijde asfaltbetonglooing op NAP+7 m; Overzicht alle (beschouwde) dijkprofielen en profielen in centrale sectie
- 3.3 Onderlinge vergelijking dijkprofielen Pettemer Zeewering; Relatief ten opzichte van bovenzijde asfaltbetonglooing op NAP+7 m; Overzicht alle (beschouwde) dijkprofielen en profielen in centrale sectie
- 3.5 Schematisatie dijkprofiel Hondsbossche Zeewering; Vergelijking met dijkprofielen in centrale sectie en onderverdeling in vijf taludsecties
- 3.6 Schematisatie dijkprofiel Pettemer Zeewering; Vergelijking met dijkprofielen in centrale sectie en onderverdeling in vijf taludsecties

- 4.1 Overzicht locaties toetspunten (HR2006) en dijkpalen
- 4.2 Overzicht langsverdeling (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006, waterstand (toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfinvalshoek. Karakteristieke condities per dijksectie
- 4.3 Overzicht langsverdeling (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006, waterstand (toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfinvalshoek. Vergelijking met interim-waarden 2003
- 4.4 Overzicht scenario's klimaatwijziging en bodemdaling/zetting; Toename golfhoogte en golfperiode als functie van de waterstandsmutatie en scenario

- 5.1 Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Hondsbossche Zeewering; Gevoeligheid voor constructiekenmerken; effect kruinhoogte, teenniveau en ruwheid boventalud
- 5.2 Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Hondsbossche Zeewering; Gevoeligheid voor hydraulische belasting; effect waterstand, golfhoogte, golfperiode en hoek van golfinval
- 5.3 Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Pettemer Zeewering; Gevoeligheid voor constructiekenmerken; effect kruinhoogte, teenniveau en ruwheid boventalud
- 5.4 Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Pettemer Zeewering; Gevoeligheid voor hydraulische belasting; effect waterstand, golfhoogte, golfperiode en hoek van golfinval

- 6.1 Toekomstig overslagdebiet voor de Hondsbossche Zeewering; Ontwikkeling overslagdebiet voor beschouwde scenario's voor combinatie van klimaatscenario's en bodemdaling/zetting
- 6.2 Toekomstig overslagdebiet voor de Pettemer Zeewering; Ontwikkeling overslagdebiet voor beschouwde scenario's voor combinatie van klimaatscenario's en bodemdaling/zetting

- 7.1 Overzicht categorieën versterkingsmaatregelen
- 7.2 Verkenning mogelijke overslagreducerende maatregelen; Categorie constructieve ingrepen; Dijkverhoging, taludverruwing, vormwijziging en constructies op boventalud
- 7.3 Verkenning mogelijke overslagreducerende maatregelen; Categorie randvoorwaarde ingrepen; Reductie golfaanval door voorlandaanpassingen

- 7.4 Toekomstige benodigde kruinverhoging voor de Hondsbossche Zeewering voor beide scenario's en verschillen kritiek overslagdebiet
- 7.5 Toekomstige benodigde kruinverhoging voor de Pettemer Zeewering voor beide scenario's en verschillen kritiek overslagdebiet
- 7.6 Overslagdebiet als functie van kruinhoogte voor de beide scenario's
- 7.7 Overslagdebiet als functie van golfhoogte voor de beide scenario's bij ongewijzigde golfperiode
- 7.8 Overslagdebiet als functie van golfperiode voor de beide scenario's bij ongewijzigde golfhoogte
- 7.9 Overslagdebiet als functie van kruinhoogte voor de beide scenario's bij een 10 % lagere golfperiode
- 7.10 Overslagdebiet als functie van golfhoogte voor de beide scenario's voor huidige kruinhoogte en na verhoging tot NAP+16 m

In bijlagen:

- D.1 Overzicht resultaat indicatieve kostenraming per maatregel opgedeeld naar aanleg-, onderhouds- en totale gekapitaliseerde kosten; Uitwerking voor Hondsbossche Zeewering
- D.2 Overzicht resultaat indicatieve kostenraming per maatregel opgedeeld naar aanleg-, onderhouds- en totale gekapitaliseerde kosten; Uitwerking voor Pettemer Zeewering

**) Alle figuren zijn separaat toegevoegd.*



Lijst van bijlagen

- A Concept randvoorwaarden Hondsbossche en Pettemer Zeewering, RVW-boek en details; Versie 12 oktober 2006
- B Recept met uitgangspunten voor het bepalen van ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van de provinciale planstudies voor de prioritaire Zwakke Schakels langs de Nederlandse kust
- C Details geometrie dijkprofielen Hondsbossche en Pettemer Zeewering
- D Indicatieve kostenraming maatregelen (toelichting, tabellen en figuren)

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

In december 2005 is het eindrapport gereedgekomen van de 'Integrale Effectenbeoordeling – Zwakke Schakels Noord-Holland' [Arcadis / Alkyon, 2005]. In dit rapport worden de verschillende kustversterkingsmogelijkheden op hun merites beoordeeld. Kustversterking bleek noodzakelijk nadat uit eerder uitgevoerd onderzoek was gebleken dat de waterkering in het kustvak "Camperduin – Den Helder" niet meer aan de wettelijke normen zou voldoen. In het voorjaar van 2006 heeft Gedeputeerde Staten van Noord-Holland de aanbevelingen uit voornoemd rapport overgenomen.

Voorkeursoplossing: overslagbestendige dijk

De voorkeursoplossing voor de Hondsbossche en Pettemer Zeewering (kortweg HB&PZ) bestaat thans uit het versterken van de kruin en het binnentalud van de dijken, dit op een zodanige manier dat eventueel overslaand water niet tot falen van de dijk leidt. Een goede opvangvoorziening voor het overslaand water hoort bij deze oplossing.

Onderliggende berekeningen

De berekeningen die ten grondslag hebben gelegen aan deze voorkeursoplossing zijn de zogenaamde overslagberekeningen. Hierbij wordt, voor gegeven hydraulische condities, de intensiteit van de golfoverslag berekend. Voor de hydraulische randvoorwaarden zijn de getallen uit de zogenaamde 'crash-actie' gebruikt [RWS/DWW, 2003]. De dijkprofielen zijn overgenomen uit de eerder door het Waterloopkundig Laboratorium (WL) gemaakte berekeningen ten behoeve van de Startnotitie. Door het gebruik van de dimensioneringsfiles uit de eerdere fase werd hierbij de continuïteit in aanpak en uitwerking gewaarborgd.

De randvoorwaarden uit voornoemd DWW rapport waren 'interim randvoorwaarden', in afwachting van de formele 'Hydraulische Randvoorwaarden 2006': de HR2006. Deze laatste zijn inmiddels bekend; bestuurlijke vaststelling ervan wordt medio 2007 voorzien.

Effect zwaardere randvoorwaarden

Onderlinge vergelijking tussen de gehanteerde 2003- en de nieuwe (nog niet officieel vastgestelde) HR2006-condities laat zien dat er sprake is van een significante vergroting van de maatgevende golfaanval. Een en ander is voornamelijk het gevolg te zijn van het gebruik van een andere, gemiddeld lager gelegen bodem.

Rijkswaterstaat heeft een voorlopige verkenning gemaakt naar de gevolgen van de HR2006-waarden voor de veiligheid van onder meer de HB&PZ. De modeluitkomsten zijn vergeleken met de berekeningen voor de 2003-situatie. Rijkswaterstaat constateerde dat er veel meer overslag langs met name de Pettemer Zeewering zou optreden dan op grond van de 2003-waarden zou worden verwacht. Dit impliceert dat de eerder genoemde voorkeurs-oplossing voor de HB&PZ wellicht technisch niet meer realistisch is. Overslagbestendig maken kan immers maar tot op zekere hoogte.

Als voorbereiding op een verdere uitwerking is door Alkyon, op verzoek van de Provincie Noord-Holland, een memo uitgebracht waarin de gevolgen van de gewijzigde hydraulische condities op de mate van overslag en de benodigde kruinhoogte verkennend in



kaart zijn gebracht [Alkyon, 2006a]. In dit memo is ook een meer gedetailleerde vergelijking gemaakt van de 2003- en de HR2006-waarden. Ook zijn voor een tweetal dijkprofielen de effecten van zowel de gewijzigde golfhoogte (HR2006 t.o.v. 2003) als de gewijzigde golfperiode gekwantificeerd. Hierbij dus gebruik gemaakt van de ook in de vorige fasen gehanteerde modelinvoer met slechts één mutatie, namelijk de golfaanval.

Nieuwe inzichten

Mede omdat de resultaten van deze verkenning en de uitkomsten van de RWS-uitwerking niet geheel op elkaar aansloten is er nader overleg geweest tussen de betrokken partijen. Hierbij kwam naar voren dat er sprake was van andere uitgangspunten met betrekking tot het gebruik en instelling van het voor de overslagberekeningen te gebruiken rekenmodel. Deze inzichten hebben betrekking op twee onderwerpen, namelijk het al dan niet rekening houden met de modelonzekerheid in de overslagberekening en het al dan niet in rekening brengen van de gunstige effecten van een deel van het hooggelegen voorland als onderdeel van de dijk. Beide aspecten hebben een groot effect op de mate van golfoploop en golfoverslag en daarmee dus ook op de benodigde dijkhoogte. Zowel het gebruik van een deterministische methode waarbij de onzekerheidsmarge in rekening wordt gebracht, als het niet in rekening brengen van het voorland leiden tot een grotere oploop/overslag en dus tot een in principe hogere dijk.

De provincie Noord-Holland heeft in het licht van het voorgaande de voorliggende studie naar de versterkingsmogelijkheden van de HB&PZ laten uitvoeren. Daarbij wordt zowel aangesloten als teruggeblikt op de studies uit de IB.

1.2 Doel en aanpak

Het doel van deze studie is het verkennen van de mogelijke versterkingsopties voor de HB&PZ, gegeven de laatste inzichten in belasting, berekeningsmethodiek en rol van het voorland. Het resultaat van deze uitwerking zal daarbij moeten worden afgezet tegen de thans vigerende oplossingsrichting.

Hiertoe zullen de volgende stappen worden doorlopen:

- Het in overleg met alle betrokken partijen vaststellen van de voor de overslagberekeningen te gebruiken uitgangspunten;
- Het kwantificeren van de grootte van de overslag voor de huidige dijk;
- Het in kaart brengen van het hele scala aan mogelijke versterkingsmaatregelen;
- Het voor een aantal geselecteerde oplossingsrichtingen nader kwantificeren van de aangepaste constructie;
- Het vergelijken van deze resultaten met de vigerende oplossingsrichting.

Teneinde te komen tot een breed gedragen en geaccepteerde uitwerking zijn tijdens de uitvoering van de studie meerdere bijeenkomsten met de opdrachtgever en overige betrokken partijen gepland.

1.3 Opzet van het rapport

De opzet van het rapport is geheel in lijn met de eerder beschreven aanpak.

In hoofdstuk 2 is een overzicht gegeven van de in de beginfase van dit project gedefinieerde algemene uitgangspunten.

In de volgende hoofdstukken wordt in meer detail ingegaan op de voor de berekeningen gebruikte invoer van het rekenmodel. In hoofdstuk 3 komt daartoe de gebruikte dijkgeometrie aan de orde. De hydraulische belasting, zowel wat betreft de huidige situatie als de toekomstige situatie, wordt beschreven in hoofdstuk 4.

In hoofdstuk 5 worden de resultaten van de voor de huidige situatie uitgevoerde berekeningen beschreven. Hierbij wordt ook ingegaan op de in dit kader uitgevoerde gevoeligheidsberekeningen.

De resultaten voor de toekomstige situatie komen in hoofdstuk 6 aan de orde. Hierbij zijn in eerste instantie nog geen aanvullende maatregelen geïmplementeerd. Uit de resultaten blijkt dat er maatregelen nodig zijn om de effecten van de hoeveelheid overslag tegen te gaan.

In hoofdstuk 7 worden de mogelijke maatregelen systematisch in kaart gebracht. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen re-actieve constructieve ingrepen en pro-actieve randvoorwaarde ingrepen.

Tot slot zijn in hoofdstuk 8 de mogelijke oplossingen in kaart gebracht, dit voorzien van een 'score' op de verschillende beoordelingsaspecten voor wat betreft het effect van de maatregel, de praktische haalbaarheid, de realisatiemogelijkheden en de kosten. Uiteindelijk leidt dit tot een aantal versterkingsalternatieven per dijksectie.

1.4 Totstandkoming

De studie werd uitgevoerd in de periode juli tot en met november 2006 door dr. ir. H.J. Steetzel, met medewerking van ir. R.C. Steijn, ir. J. de Groot, ir. M.C. Onderwater en ir. C.E.J. Jacobs. Eerstgenoemde is ook verantwoordelijk voor de voorliggende rapportage, alsmede voor de in de aanloop naar deze rapportage geproduceerde onderliggende memo's.

Overleg met opdrachtgever

De (tussen)resultaten van de studie zijn besproken met een door de opdrachtgever samengestelde projectgroep. Hierin hadden zitting:

- Drs. C.J.E. Lansink (Provincie Noord-Holland; opdrachtgever);
- Ir. E. Groenendaal (RWS/Rijksinstituut voor Kust en Zee);
- Drs. C. van Gelder-Maas (Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier);
- Ir. R. Buursink (Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier);
- Ing. R.A. Joosten (Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier);
- Ir. A. Wolters (RWS/Dienst Weg- en Waterbouwkunde);
- Ir. T. van Heuvel (RWS/Directie Noord-Holland).

Ook het zogenaamde Kennis Coördinatie Punt Rijk (KCP) is bij deze studie betrokken geweest, onder andere door het beoordelen van het definitieve concept van het voorliggende rapport. Het KCP zal begin februari het onderhavige rapport nogmaals technisch beoordelen en daarbij ook een (definitief) oordeel geven ten aanzien het gebruik van de door RWS/RIKZ toegeleverde hydraulische randvoorwaarden binnen dit project [RWS/DGW, 2007].

De voornaamste resultaten van de studie zijn ook gepresenteerd in diverse bijeenkomsten, waaronder het zogenaamde 'Breed Project overleg Zwakke Schakels' op zowel 16 november en 14 december 2006.



2 Algemene uitgangspunten

2.1 Inleiding

In de beginfase van de studie is er met de betrokken partijen intensief overleg gevoerd over de bij de verdere uitwerking te gebruiken uitgangspunten.

Deze uitgangspunten hebben betrekking op de volgende drie onderwerpen:

- Het rekenmodel en de daarbij te hanteren instellingen;
- De rol van het voorland;
- De hydraulische randvoorwaarden.

Op genoemde aspecten wordt in het volgende uitgebreider ingegaan.

In aanvulling hierop is ook het maatgevende criterium, zijnde de kritieke waarde voor de intensiteit van de gemiddelde golfoverslag, nader gespecificeerd.

2.2 Rekenmodel en instellingen

Voor de bepaling van de golfoploophoogte en de golfoverslag bij dijken en dammen is het rekenmodel PC-OVERSLAG ontwikkeld [MinVenW, 2004]. Dit rekenmodel is gebaseerd op het Technisch Rapport Golfoploop en Overslag bij Dijken [TAW, 2002a].

Voor de uit te voeren berekeningen is gebruik gemaakt van de meest recente (edoch niet openbaar beschikbare), door RWS/DWW toe geleverde versie van het PC-OVERSLAG-model. Deze versie zal ook het 'hart' vormen van het definitieve HYDRA-K-model en het gebruik van dit model sluit dan ook het beste aan op de toekomstige toetsings-programmatuur.

Modelversie 6.1.2 MKH

Het gebruikte rekenmodel betreft een (nog niet uitontwikkelde) versie van het PC-OVERSLAG model, te weten versie 6.1.2 MKH met PCO.dll versies 6.2.0.165 en PCOMKH.dll versie 6.1.10.183 van 3 oktober 2006. Dit model werd beschikbaar gesteld door RWS/DWW.

Met dit model kan de grootte van het tijdsgemiddeld overslagdebiet worden berekend indien in het invoerveld D5 (bij iteraties ja/nee) 'nee' staat ingevuld. Het berekende debiet staat dan in kolom AI.

Indien 'ja' wordt ingevuld staat voor een gegeven overslagdebiet (in te vullen in kolom E) de benodigde kruinhoogte in kolom AJ. In dat geval staat in kolom AI de gebruikte benadering van de kritieke waarde van het overslagdebiet.

Bij de toepassing van dit EXCEL-model is waar mogelijk expliciet rekening gehouden met het feit dat het model nog niet is uitontwikkeld. De verkregen rekenresultaten zijn daartoe ook met enige extra aandacht bekeken, dit mede door een vergelijking met het officiële PC-OVERSLAG-model zoals dat beschikbaar werd gesteld bij het Technisch Rapport Golfoploop en Overslag bij Dijken [TAW, 2002a].

Daarbij speelt met name een rol dat de nieuwe (verbeterde) modelversie slechts met een beperkt aantal dijksegmenten (slechts vijf stuks) kan rekenen en er hiertoe dus een grovere schematisatie van het dijkprofiel nodig kan zijn.



Instelling: deterministisch

Het model zal, feitelijk conform de voorwaarden, worden gebruikt met de deterministische instelling. Binnen het reguliere model betekent dit dat de optie 'Vergelijking met metingen' is uitgezet, dit geheel conform paragraaf 2.2 van het Technisch rapport 'Golfoploop en golfoverslag bij dijken' [TAW, 2002a]. In de hier gebruikte EXCEL-versie is de optie 'probabilistisch rekenen' dus niet gebruikt.

Deze instelling sluit ook aan bij de bij de afleiding van de hydraulische randvoorwaarden gebruikte instellingen. Ook binnen HYDRA-K is de 'aanroep' van PC-OVERSLAG zodanig ingesteld dat de kenmerken van de kering deterministisch worden meegenomen [RWS/RIKZ, 2006a].

Feitelijk betekent dit dat er in de voorliggende uitwerkingen expliciet rekening wordt gehouden met de modelonzekerheid. Ten opzichte van de gemiddelde verwachtingswaarde van de uitkomsten wordt hierbij ook de grootte van de standaardafwijking in het resultaat betrokken.

Het gevolg hiervan is overigens dat de grootte van de overslag enigszins toeneemt en dat voor het voldoende reduceren van de overslag dus ook een hogere dijk nodig is. Uit in de voorfase van de studie uitgevoerde berekeningen blijkt dit laatste verschil voor de bestaande dijk circa 1 m te bedragen [RWS/RIKZ, 2006a].

2.3 Dwarsprofielen en rol van het voorland

In de tijdens de voorfase van het project gemaakte overslagberekeningen maakte een deel van het aanwezige voorland (over een afstand van orde 50 m) onderdeel uit van de dijkgeometrie. Als gevolg hiervan werd er feitelijk gerekend met een relatief flauw samengesteld dwarsprofiel.

In het kader van de her-evaluatie van de bij de berekeningen gebruikte uitgangspunten is ook het gebruik van het voorland als wezenlijk onderdeel van de constructie uitgebreider tegen het licht gehouden. In dit kader is ook gekeken naar de tijdsontwikkeling van de ligging van dit voorland. Hieruit kwam naar voren dat de ligging van het voorland aan een grote variatie onderhevig is. Bovendien doet zich de vraag voor of het voorland onder de maatgevende omstandigheden wel voldoende stabiel en daadwerkelijk als onderdeel van de waterkering mag worden beschouwd. Het voorland wordt immers niet 'actief' onderhouden en enige zekerheid omtrent de ligging is dan ook niet te geven.

Op grond van deze overwegingen is besloten om de aanwezigheid van het voorland in de voorliggende nieuwe uitwerkingen niet in rekening te brengen. Het belangrijkste argument hiervoor is dus dat er onvoldoende zekerheid is omtrent de 'hoeveelheid' voorland tijdens de maatgevende storm.

Door het 'weglaten' van het voorland wordt het gemiddelde dijkprofiel overigens relatief steiler en neemt de golfoploop en overslag dus toe. Voor het voldoende reduceren van de overslag is daarbij dus ook weer een hogere dijk nodig. Uit in de voorfase van de studie uitgevoerde berekeningen blijkt deze extra verhoging voor de bestaande dijk circa 2 m te bedragen [RWS/RIKZ, 2006a].

Het thans voor de berekeningen gebruikte dwarsprofiel beperkt zich nu dus tot het daadwerkelijke dijktaalud. In hoofdstuk 3 wordt uitgebreider ingegaan op de verschillende dwarsprofielen.

2.4 Hydraulische randvoorwaarden

Voor een gegeven dijkgeometrie (profielvorm en ruwheden) kan met behulp van het eerder beschreven rekenmodel voor een zekere hydraulische belasting de grootte van de golfoverslag over de kruin worden bepaald. De gemiddelde overslag wordt hierbij uitgedrukt in $l/m^1/s$.

Deze laatste bestaat uit een combinatie van:

- de waterstand: het maatgevende peil;
- de golfhoogte: de significante H_s -waarde;
- de golfperiode: de zogenaamde $T_{m-1,0}$ -waarde;
- de hoek van golfaanval β (ten opzichte van de lokale dijknormaal).

Bij deze hydraulische randvoorwaarden dient onderscheid te worden gemaakt tussen de *huidige* randvoorwaarden zoals deze ook voor de toetsing van de waterkering moeten worden gebruikt en de *toekomstige* randvoorwaarden welke voor het ontwerp van de waterkering moeten worden gebruikt. Deze laatste zijn via een 'vertaling' af te leiden uit de huidige randvoorwaarden.

Huidige randvoorwaarden

Ten aanzien van de huidige randvoorwaarden kan nog onderscheid gemaakt worden tussen:

- de oude HR2001-waarden;
- de feitelijk vigerende interim-waarden zoals deze zijn vastgesteld in het kader van de zogenaamde crash-actie [RWS/DWW, 2003];
- de HR2006-waarden [RWS/RIKZ, 2006b; RWS/RIKZ, 2007].

Deze laatste zijn thans (januari 2007) in technische zin bepaald maar zijn nog niet beleidsmatig vastgesteld. Mogelijke vaststelling zal pas na de kabinetsformatie door de nieuwe, nog in dit dossier in te werken minister plaatsvinden (waarschijnlijk is dit medio 2007).

De voor de voorliggende uitwerkingen gebruikte randvoorwaarden zijn opgenomen als bijlage A bij deze rapportage.

Deze waarden hebben overigens betrekking op de getallen zoals deze op 12 oktober 2006 beschikbaar werden gesteld. Op 9 november 2006 is een nieuwe (laatste) versie van deze getallen beschikbaar gekomen. Ten opzichte van de ten behoeve van deze studie gebruikte waarden blijkt slechts sprake van een kleine mutatie in de golfperiode. Bij de bespreking van deze randvoorwaarden in paragraaf 4.2.2 wordt hier nog op terug gekomen.

In de voorliggende studie is overigens geen uitgebreide aandacht besteed aan de vergelijking van deze nieuwste randvoorwaarden met oudere randvoorwaarden. Wel is kort ingegaan op de wijziging in de golfcondities ten opzichte van de officieel vigerende 2003-condities, mede omdat dit feitelijk de aanleiding was om de voorliggende studie uit te voeren.

Toekomstige randvoorwaarden

De voor het ontwerp van de waterkering te gebruiken hydraulische randvoorwaarden kunnen worden gezien als een mutatie op de eerder genoemde toetsrandvoorwaarden. Voor deze vertaling zijn bepaalde richtlijnen beschikbaar.



Bijlage B bevat de vigerende versie van het rekenrecept gerelateerd aan deze vertaling van deze toetsrandvoorwaarden naar ontwerpandvoorwaarden.

De voor de berekeningen te gebruiken hydraulische condities komen uitgebreider aan de orde in hoofdstuk 4 van deze rapportage.

2.5 Kritiek overslagcriterium

Bij het beoordelen van de kruinhoogte van een te dimensioneren waterkering moet de berekende gemiddelde overslagintensiteit worden vergeleken met een kritieke waarde. Hierbij worden conform de VTV een drietal gevallen (zie ook tabel 2.1) onderscheiden, te weten [MinVenW, 2004]:

- Het berekende overslagdebiet is kleiner dan $0,1 \text{ l/m}^1/\text{s}$ en feitelijk verwaarloosbaar;
- Het berekende overslagdebiet is tussen de $0,1$ en $10 \text{ l/m}^1/\text{s}$, met 'beheersmatig acceptabele gevolgen';
- Het berekende overslagdebiet is zeer groot ($> 10 \text{ l/m}^1/\text{s}$) en de kruin is bij de maatgevende omstandigheden niet meer begaanbaar voor inspectie- of reparatiewerkzaamheden.

Kritiek overslagdebiet	Situatie	Opmerkingen
$0,1 \text{ l/m}^1/\text{s}$	Overslagdebiet feitelijk verwaarloosbaar	
$0,1 - 10 \text{ l/m}^1/\text{s}$	Acceptabel mits binnentalud voldoet	Basisinstelling $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$
$> 10 \text{ l/m}^1/\text{s}$	Zeer veel overslag	Harde binnenbekleding nodig

Tabel 2.1: Overzicht bereik kritieke waarden overslagdebiet.

In de laatste twee gevallen moet de stabiliteit van het binnentalud worden getoetst. In het geval van bijvoorbeeld een grasbekleding moet daarbij worden gekeken naar de erosie door golfoverslag en het optreden van afschuiving.

In het laatste geval dient te worden aangetoond dat het voor de veiligheid van de waterkering niet noodzakelijk is dat de kruin bij maatgevende omstandigheden begaanbaar is en dat het optredende waterbezwaar van het achtergelegen gebied toelaatbaar is. De hoeveelheid overslag (uitgedrukt in m^3/m^1) dient uit het oogpunt van berging en afvoer geen of acceptabele overlast te veroorzaken.

Uitwerking

Bij het hier beschouwde 'ontwerp' van de waterkering is gebruik gemaakt van een kritieke waarde voor de overslag, welke voor wat betreft de kwaliteit van het binnentalud als reëel en haalbaar kan worden gekenschetst.

Voor een kleiige ondergrond met een redelijk goede grasmat bedraagt deze $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$ [TAW, 2002a]. Deze waarde sluit overigens aan bij de afleiding van de hydraulische randvoorwaarden gebruikte instelling. Ook hierbij is het kritieke debiet gelijk gesteld aan $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$ [RWS/RIKZ, 2006b]. De situatie waarvoor een kritiek overslagdebiet van $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$ lijkt daarbij in de praktijk ook haalbaar.

Een kleibekleding met een zeer goede (reguliere) grasmat die $10 \text{ l/m}^1/\text{s}$ kan hebben moet daarentegen voor deze waterkering, vanwege uitdroging en zoutbelasting als onrealiseerbaar worden gekenschetst. Het ontwerp zal daarbij dus primair moeten worden gebaseerd op het standaard overslagcriterium van $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$.



Het overschrijden van deze grens betekent overigens niet dat de waterkering faalt. Deze situatie heeft slechts betrekking op het initieel bezwijken van de kering. In de regel is er nog sprake van reststerkte: het faaltraject tussen initieel bezwijken en het uiteindelijk ontstaan van een bres.



3 Dijkgeometrie en taludeigenschappen

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk is nader ingegaan op de voor de berekeningen te gebruiken geometrie van de dijk en de aanwezige ruwheid van het buitenbeloop.

In de volgende paragrafen komen daartoe respectievelijk aan de orde:

- de globale vorm van de dwarsprofielen resulterend in een karakteristieke profielvorm per dijksectie;
- het niveau van de teen en de kruin;
- de ruwheid van het buitenbeloop;
- de schematische weergave van de twee karakteristieke dwarsprofielen zoals deze voor de overslagberekeningen zullen worden gebruikt.

Eerst wordt echter ingegaan op een meer algemene karakterisering van de beide dijktrajecten.

3.2 Karakterisering dijktrajecten

Ooit zijn aan de kust bij Petten de duinen weggeslagen door een storm. Destijds heeft men voor de veiligheid een dijk aangelegd; de Hondsbosse en Pettemer Zeewering. Direct ten zuiden hiervan, bij Schoorl, ligt het breedste en hoogste duingebied van het land. De huidige ligging van de zeewering dateert van 1880.

Zowel in de jaren vijftig als zeventig is de dijk verhoogd, verbreed en van een asfaltbekleding voorzien. De zeewering heeft nu een hoogte van zo'n 15 meter en een breedte aan de voet van circa 140 meter. Aan de zuidzijde sluit de zeewering aan op het brede en hoge Camperduin en aan de noordzijde op de Pettemer Duinen.

Bij de Hondsbosse en Pettemer Zeewering spelen meerdere problemen. Toenemende erosie kan de stabiliteit van de voet van de dijk in gevaar brengen. Daarnaast neemt de kans toe op golfoverslag. Door de erosie van de zandige kust aan beide uiteinden, steekt de dijk orde honderdvijftig meter uit in zee.

In figuur 3.1 is een overzicht gegeven van de zeewering.

Dijkvak 60 - Hondsbosse Zeewering

De Hondsbosse Zeewering begint bij km raai 22 bij de aansluiting op de Pettemer Zeewering. Het dijkvak eindigt bij km raai 26 alwaar de dijk met behulp van een aansluitingsconstructie over gaat in de Camperduinen. Het dijkvak heeft een lengte van 4.6 km [Provincie Noord-Holland, 2006a].

De dijk is in het verleden vele malen verbeterd; de laatste verbeteringen hebben plaatsgevonden in 1953, 1976 en 1987. Meer recent, in 2005, is de zeewering versterkt door het gras aan de zeekant te vervangen door 'basalton', een soort basaltblokken van verschillende hoogte. De hoogteverschillen tussen de stenen zorgen voor een extra 'rem' op de golfploop waardoor de golfploop werd beperkt.

In figuur 3.2a is een voorbeeld gegeven van een karakteristiek dwarsprofiel van deze dijk. Het gaat hierbij om het profiel ter plaatse van dijkpaal 12.



Boven de rond NAP+5 gelegen berm is er sprake van een helling van orde 1 : 3. Beneden de berm is het talud een factor flauwer, namelijk orde 1 : 8.

Dijkvak 80 - Pettemer Zeewering

De Pettemer Zeewering (dijkvak 80), begint bij km raai 20,5 en gaat bij km raai 22,0 over in dijkvak 60 (Hondsbossche Zeewering). De dijk heeft een totale lengte van 1,5 km [Provincie Noord-Holland, 2006a].

Na aanleg van de dijk zijn er vele malen versterkingen uitgevoerd, de laatste drie eind jaren '60, in 1995 en in 2004. In het najaar van 2004 is de Pettemer Zeewering verhoogd met een stalen damwandscherm met een hoogte van 0,7 m op de kruin van de dijk. Dit betrof een tijdelijke maatregel gericht op het reduceren van de hoeveelheid overslag.

Aan de zeezijde van de dijk is stortsteen aangebracht. De onderzijde van de dijk wordt gevormd door een zetting met basaltzuilen. De overgang van stortsteen naar basaltzuilen wordt gevormd door een 3 m brede strook gepenetreerde stortsteen welke aan de onder- en bovenzijde is opgesloten door een rij perkoenpalen.

Elke honderd meter is in het voorland een strandhoofd aanwezig welke overigens niet in de toetsing worden betrokken.

Figuur 3.2b geeft een typische doorsnede over de dijk. Het betreft hier het profiel ter plaatse van dijkpaal 11 (zie ook figuur 3.1).

Vergeleken met de in figuur 3.2a gegeven dwarsprofiel van de Hondsbossche Zeewering is de dijk beneden de berm een factor twee steiler, namelijk orde 1 : 4.

Boven de berm is het dwarsprofiel, afgezien van het iets hogere kruinniveau, wel vergelijkbaar.

3.3 Vorm dwarsprofielen

Meer gedetailleerde informatie ten aanzien van de opbouw van de dwarsprofielen is ontleend aan de in de voorfase van deze studie gebruikte detailinformatie. Hierbij zijn voor een groot aantal dijkprofielen zowel de profielvorm als de gebruikte materialen gegeven. Deze informatie is afkomstig van het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier.

Een overzicht van deze informatie is opgenomen in bijlage C van deze rapportage.

Tabel C-1a/b geeft hierbij een overzicht van de detailinformatie aangaande de Hondsbossche Zeewering. Tabel C-2 geeft deze info voor de Pettemer Zeewering.

De locatie van de verschillende dijkprofielen is opgenomen in de separaat toegevoegde tabel 3.1.

Hondsbossche Zeewering

In figuur 3.3 zijn de in bijlage C-1 gegeven dijkprofielen grafisch weergegeven.

Hierbij is een zodanige horizontale verschuiving toegepast dat de NAP+7 m doorsnijding, zijnde de bovenzijde van de asfaltbetonglooing, in alle beschouwde doorsneden samenvalt.

Afgezien van de profielen aan het begin en eind van de dijksectie zijn de dwarsprofielen qua vorm zeer vergelijkbaar.

De onderste figuur geeft de dijkprofielen van het centrale deel. De overeenkomst is nu nog groter. Hierbij is overigens het dijkprofiel bij dijkpaal 18 zodanig verschoven dat er sprake was van een samenvallend ondertalud. De dijk is hier op de kruin iets breder in verband met de hier aanwezige oprit.

In de figuur is door middel van een drietal horizontale lijnen ook het niveau van de overgang tussen de verschillende taludbekledingen aangegeven. Hierop wordt in de volgende paragraaf nog teruggekomen.

Pettemer Zeewering

In figuur 3.4 zijn op vergelijkbare wijze de in bijlage C-2 gegeven dijkprofielen van de Pettemer Zeewering grafisch weergegeven.

Zoals blijkt uit de onderste figuur is ook hier een grote overeenkomst in de profielvorm voor de centraal gelegen locaties.

In deze figuur is tevens het niveau van de overgang tussen de verschillende taludbekledingen gegeven.

3.4 Niveau van teen en kruin

Gegeven de globale vorm van de dwarsprofielen wordt de grootte van de overslag mede bepaald door het niveau van de teen en het niveau van de kruin.

Teenniveau

Het niveau van de teen is mede bepalend voor de grootte van de effectieve golfaanval. Een lager gelegen teen zal leiden tot meer golfaanval en dus meer golfoverslag.

Het niveau van de teen zoals deze per dijkprofiel kon worden afgeleid uit de oorspronkelijke invoerfiles laat een grote (langs)variatie zien.

In tabel 3.2 is een overzicht gegeven van het bereik van de teenniveau's voor de beide dijksecties (zie ook bijlage C voor de onderliggende detailinformatie).

Bereik	Teenniveau in m t.o.v. NAP	
	Hondsbosse Zeewering	Pettemer Zeewering
Maximaal/hog	+0,22 (DP12)	-0,26 (DP05)
Minimaal/laag	-0,77 (DP28)	-0,81 (DP13)
T.b.v. uitwerkingen	-0,30 (-0,80 tot +0,20)	-0,50 (-0,80 tot -0,20)

Tabel 3.2: Overzicht bereik teenniveau per dijksectie.

Omdat deze maat aan enige onzekerheid onderhevig is, is het effect van de onzekerheid in de teenligging op de grote van de overslag aan de hand van gevoeligheidsonderzoek nader gekwantificeerd.

In de onderste rij is het voor de berekeningen gebruikte karakteristieke niveau gegeven, alsmede het in het gevoeligheidsonderzoek betrokken bereik.

Kruinniveau

De hoogte van de kruin bepaald voor een gegeven golfaanval de grootte van de overslag.

In tabel 3.3 is een overzicht gegeven van het bereik van de kruinniveau's voor de beide dijksecties (zie ook bijlage C voor de onderliggende detailinformatie).



Bereik	Kruinniveau in m t.o.v. NAP	
	Hondsbossche Zeewering	Pettemer Zeewering *)
Maximaal/hoog	+12,30 (DP40)	+12,86 (DP08)
Minimaal/laag	+11,79 (DP05)	+12,68 (DP05)
T.b.v. uitwerkingen	+12,00 (+11,80 tot +12,30)	+12,70 (+12,50 tot +12,90)

*) Exclusief tijdelijke damwandscherm

Tabel 3.3: Overzicht bereik kruinniveau per dijksectie.

Het kruinniveau van de Pettemer Zeewering is (zelfs zonder damwandscherm) iets hoger. In de onderste rij is het voor de berekeningen gebruikte karakteristieke niveau gegeven, alsmede het in het gevoeligheidsonderzoek betrokken bereik.

3.5 Materiaal en ruwheden

Niet alleen de vorm van het dwarsprofiel is van belang, maar ook het op het talud gebruikte materiaal. Daarbij kunnen in dit geval de in tabel 3.4, in alfabetische volgorde genoemde, materialen worden onderscheiden.

Materiaal	Code	Invloedsfactor	Opmerkingen
Asfaltbeton	1	1,00	Betreft het referentietype
Basalt, gezet	26	0,90	Onderste deel ondertalud
Basalton, zuilen		0,75/0,80 *)	Ter vervanging van grasmat boventalud op HBZ
Basalton	27,01	0,90	Bovenste deel boventalud PZ
Doorgroeisteen, beton	17	0,95	Onderste deel boventalud HBZ
Gras, gezaaid	20	1,00	Oorspronkelijk aanwezig op boventalud HBZ

*) Factor conform ontwerp in eerdere fase van de studie cq. oordeel beheerder

Tabel 3.4: Overzicht materialen en grootte invloedsfactoren [TAW, 2002a].

In deze tabel zijn ook de zogenaamde invloedsfactoren opgenomen. Deze zijn overeenkomstig de in [RWS/DWW, 2002] gepresenteerde overzichtstabellen.

De waarden voor de invloedsfactoren zijn gebaseerd op referentietypen waarvoor onderzoek is uitgevoerd en vergelijking van foto's van diverse taluds.

Een kleinere invloedsfactor impliceert een grotere ruwheid en leidt tot een minder groot overslagdebiet.

Hondsbossche Zeewering

Het dwarsprofiel van de Hondsbossche Zeewering bestaat in opwaartse richting uit een gezette basaltglooiing, een gedeelte met asfaltbeton, doorgroeistenen en basaltzuilen. Deze laatste vervangen thans de oorspronkelijk aanwezige grassectie. Hierdoor werd de ruwheid van het bovenste deel van het talud vergroot met enige reductie in de mate van overslag tot gevolg. In de (oorspronkelijke en) huidige berekeningen is voor de invloedsfactor voor de ruwheid een waarde van 0,80 aangehouden.

Deze laatste waarde wijkt daarbij dus af van de in de eerdere fase van de studie gebruikte waarde van 0,75. Een nadere beschouwing van de geometrie van de aangebrachte verruwing leidt via de hierop van toepassing zijnde formuleringen tot een iets hogere waarde van 0,80.

Deze waarde is afgeleid uit het Technisch Rapport Golfoploop en Overslag [TAW, 2002a]. Hierin staan aanwijzingen voor de ruwheidsfactor bij het gebruik van ruwheidselementen (dambordpatroon) op het talud. Het patroon bedekt een oppervlak van 50% (pakket

basalton laag, basalton hoog), dus veel meer dan de genoemde 1/25 of 1/9. De verhouding blokafstand /blokhoogte is 1,00m / 0,20 m is 5. Deze verhouding gaat echter over ribbels, maar of dit dambordpatroon ook als ribbels mogen worden gezien is de vraag. Er is derhalve gekozen om een factor 0,8 toe te passen.

Pettemer Zeewering (zonder damwandscherm)

Het dwarsprofiel van de Pettemer Zeewering bestaat in opwaartse richting uit een gezette basaltglooiing, een gedeelte met asfaltbeton rond de tussenberm en bovenin opnieuw een gezette basaltglooiing.

In de verdere uitwerking is uitgegaan van het verwijderen van het 7 m lange stalen damwandscherm aangezien dit kon worden beschouwd als een tijdelijke maatregel. De berekeningen hebben dus betrekking op de oorspronkelijke situatie zonder damwandscherm. Bij de definitie van de mogelijke maatregelen is de damwand op de kruin dan ook niet meer in beschouwing genomen.

3.6 Geschematiseerde dwarsprofielen

Voor de uit te voeren berekeningen is gebruik gemaakt van een tweetal karakteristieke dwarsprofielen. In beide gevallen bestaat deze uit een:

- een *benedentalud* vanaf de teen tot de tussenberm;
- een rond NAP+5 m gelegen *tussenberm*;
- een *boventalud* aansluitend op de tussenberm.

Deze vorm kan worden beschreven door een drietal op elkaar aansluitende secties. Met name de helling van het benedentalud is voor de Hondsbossche en Pettemer Zeewering afwijkend.

In de schematisatie moet echter ook rekening gehouden worden met het verschil in het aanwezige materiaal. Ook hierbij kunnen drie zones worden onderscheiden, te weten:

- een onderste zone bestaande uit een gezette basalt glooiing;
- een middenzone rond de tussenberm bestaande uit asfaltbeton;
- een bovenste zone bestaande uit een basaltglooiing (gezet of met zuilen).

Combinatie van beide resulteert in een schematisatie bestaande uit vijf secties, te weten:

- 1) een onderste zone van het benedentalud bestaande uit een gezette basalt glooiing;
- 2) een bovenste zone van het benedentalud met asfaltbeton;
- 3) een tussenberm uit asfaltbeton;
- 4) een onderste zone van het boventalud met asfaltbeton;
- 5) een bovenste zone bestaande uit een basaltglooiing (gezet of met zuilen).

Voor het nulpunt is in dit geval uitgegaan van de doorsnijding van het benedentalud met het NAP-vlak.

Hondsbossche Zeewering

De schematisatie van een karakteristiek dijkprofiel voor de Hondsbossche Zeewering is gegeven in figuur 3.5.

In de bovenste figuur is het geschematiseerde dijkprofiel 'achter' de dijkprofielen van de centrale dijksectie geplot. In de onderste figuur is deze alleen weergegeven, dit met vermelding van de gebruikte taludsecties.



De uiteindelijk gebruikte schematisatie is samengebracht in tabel 3.5.

Sectie	X [m]	Z [m tov NAP]	Tan(helling)	Materiaal	Invloedsfactor ruwheid
Teen	-60,00	-0,30	n.v.t.	n.v.t.	
#1	-31,00	3,80	7,07	Basalt, gezet	0,90
#2	-19,50	5,00	9,58	Asfaltbeton	1,00
#3	-5,50	5,80	17,50	Asfaltbeton	1,00
#4	0,00	7,00	4,58	Asfaltbeton	1,00
#5	13,50	12,00	2,70	Basalt, zuilen/ruw	0,80 (verbeterde waarde)

Tabel 3.5: Overzicht schematisatie dwarsprofiel Hondsbossche Zeewering.

Bij de berekeningen zal rekening worden gehouden met de aanwezige spreiding in zowel het teen- als het kruinniveau. Hierbij zal het aanliggende talud worden ingekort/verlengd tot op het gewenste niveau (zie tabellen 3.3 en 3.4).

In figuur 3.5b is ook nog een (in een later stadium van de studie ontvangen) dwarsprofiel toegevoegd zoals deze door RWS/DWW is gebruikt in het kader van de crash-actie uit 2002/2003. Dit profiel komt, afgezien van twee punten, redelijk overeen met de thans voorgestelde schematisatie. Het onderste deel van het benedentalud is in de RWS/DWW-schematisatie iets steiler, iets wat echter in de huidige 'vijf-sectie-schematisatie' niet kan worden meegenomen. De taludhelling van het boventalud is iets minder steil. Dit sluit echter niet aan bij de aanwezige informatie (zie figuur 3.5a).

Pettemer Zeewering

Op vergelijkbare wijze is de schematisatie van een karakteristiek dijkprofiel voor de Pettemer Zeewering gegeven in figuur 3.6.

In de bovenste figuur is het geschematiseerde dijkprofiel 'achter' de dijkprofielen van de centrale dijksectie geplot. In de onderste figuur is deze alleen weergegeven, dit met vermelding van de gehanteerde taludsecties.

De uiteindelijk gebruikte schematisatie is samengebracht in tabel 3.6.

Sectie	X [m]	Z [m tov NAP]	Tan(helling)	Materiaal	Invloedsfactor ruwheid
Teen	-14,50	-0,50	n.v.t.	n.v.t.	
#1	0,00	3,00	4,14	Basalt, gezet	0,90
#2	8,00	5,00	4,00	Asfaltbeton	1,00
#3	21,50	5,80	16,88	Asfaltbeton	1,00
#4	27,34	7,00	4,87	Asfaltbeton	1,00
#5	43,82	12,70	2,89	Basalton	0,90

Tabel 3.6: Overzicht schematisatie dwarsprofiel Pettemer Zeewering.

Bij de berekeningen zal rekening worden gehouden met de aanwezige spreiding in zowel het teen- als het kruinniveau. Hierbij zal het aanliggende talud worden ingekort/verlengd tot op het gewenste niveau (zie tabellen 3.3 en 3.4).

Ook hier is in figuur 3.6b ook nog een (in een later stadium van de studie ontvangen) dwarsprofiel toegevoegd zoals deze door RWS/DWW is gebruikt in het kader van de crash-actie uit 2002/2003. Dit profiel sluit als geheel voldoende op de hier gepresenteerde schematisatie aan.



Gebruik geschematiseerde en gedetailleerde dwarsprofielen

Zoals beschreven worden de schematische dwarsprofielen gebruikt voor het definiëren van de voorkeursoplossing. Voor het meer definitieve ontwerp zullen ook de gedetailleerde dwarsprofielen moeten worden gebruikt. Dit is met name van belang aan de beide uiteinden van de waterkering en in het overgangsgebied waar de constructievorm van de beide secties geleidelijk in elkaar overgaat.



4 Hydraulische belasting en bodemdaling

4.1 Inleiding

Voor de in het vorige hoofdstuk beschreven dijkgeometrie (profielvorm en ruwheden) kan met behulp van het overslagmodel voor een zekere hydraulische belasting de grootte van de golfoverslag over de kruin worden bepaald. De gemiddelde overslag wordt hierbij uitgedrukt in $l/m^1/s$.

Deze hydraulische randvoorwaarden bestaan uit een combinatie van:

- de waterstand: de maatgevende waarde;
- de golfhoogte: de significante golfhoogte: de H_{m0} -waarde;
- de golfperiode: de zogenaamde $T_{m-1,0}$ -waarde;
- de hoek van golfaanval β (ten opzichte van de lokale dijknormaal).

Bij deze hydraulische randvoorwaarden kan onderscheid worden gemaakt tussen de huidige randvoorwaarden zoals deze ook voor de toetsing van de waterkering moeten worden gebruikt en de toekomstige randvoorwaarden welke bijvoorbeeld voor het ontwerp van de waterkering moeten worden gebruikt. Voor het vertalen van de toetsrandvoorwaarden naar ontwerprandvoorwaarden zijn bepaalde voorschriften van toepassing. In het volgende komen beide typen randvoorwaarden, inclusief de onderlinge relatie, uitgebreider aan de orde.

In aanvulling op de toekomstige hydraulische randvoorwaarden is ook aandacht gegeven aan de op termijn te verwachten bodemdaling (zie paragraaf 4.4).

4.2 Huidige hydraulische randvoorwaarden

4.2.1 Algemeen

Ten aanzien van de huidige randvoorwaarden kan onderscheid gemaakt worden tussen:

- de oude HR2001-waarden;
- de feitelijk vigerende interim-waarden zoals deze zijn vastgesteld in het kader van de zogenaamde crash-actie [RWS/DWW, 2003];
- de HR2006-waarden [RWS/RIKZ, 2006b; RWS/RIKZ, 2007].

Deze laatste zijn thans in technische zin bepaald maar nog niet beleidsmatig vastgesteld. Mogelijke vaststelling zal pas na de kabinetsformatie door de nieuwe, nog in dit dossier in te werken minister plaatsvinden (waarschijnlijk is dit medio 2007). Deze randvoorwaarden vervangen, na vaststelling de eerdere interim crash-randvoorwaarden uit 2003 en daarbij ook de vorige HR2001-randvoorwaarden.

4.2.2 Gebruik HR2006-waarden

De voor de voorliggende uitwerkingen gebruikte HR2006 randvoorwaarden zijn opgenomen als bijlage A bij deze rapportage.

Hierin is voor een reeks van zogenaamde toetspunten (zie tabel 4.1 voor een overzicht) de combinatie van waterstand, golfhoogte, golfperiode en hoek van golfval gegeven.

In figuur 4.1 zijn de locaties van deze toetspunten in een samengebracht in een figuur waarin ook de locatie van de dijpalen is opgenomen. Hieruit blijkt dat de meest noordelijke vier locaties betrekking hebben op de noordelijke beëindiging van de Pettemer Zeewering. Deze zijn in de volgende uitwerkingen dan ook niet van belang. Hierbij gaat het immers om de centrale secties van de beide dijkvakken.



Bij de bepaling van deze waarden is gebruik gemaakt van de drie verschillende onderdelen, te weten: de statistiek op dieper water, de vertaling van diep naar ondiep water nabij de kering en een zogenaamde grenstoestandsfunctie. Deze laatste vergelijkt de sterkte van de kering met de belasting op de kering. Hierbij is de kans op initieel falen voor dijken gebaseerd op een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s in combinatie met een geschematiseerd dijktaalud.

Tabel 4.2 geeft een overzicht van het bereik van de individuele parameters per dijkvak.

Dijkvak	Toetspeil	Golfhoogte H_{m0}	Golfperiode $T_{m-1,0}$	Golfinvalshoek β
Hondsbossche Zeewering	+4,8 m	4,25 tot 4,70 m	12,0 tot 12,2 s	5 tot 14 °
Pettemer Zeewering	+4,7 tot +4,8 m	3,90 tot 4,45 m	12,0 tot 12,2 s	1 tot 24 °

Tabel 4.2: Overzicht bereik hydraulische randvoorwaarden Hondsbossche en Pettemer Zeewering.

De hydraulische condities in de individuele toetspunten zijn gegeven in de separaat toegevoegde tabel 4.3 en grafisch weergegeven in figuur 4.2. In deze figuur is voor de horizontale as gebruik gemaakt van de verticale Y_{RD} -ordinaat.

Het verloop van de (op een decimaal afgeronde) maatgevende *toetspeil* vertoont weinig variatie. Bij de Pettemer Zeewering is het niveau 0,1 m lager.

Er is wel sprake van een behoorlijke variatie in de *golfhoogte*. De golfhoogte is het grootst in het centrale deel van de Hondsbossche Zeewering. Meer naar het noorden neemt de golfhoogte af.

De langsvariatie in de *golfperiode* is over het hele traject gezien relatief beperkt. In de figuur is naast de versie van 12 oktober 2006 (conform bijlage A), ook het definitieve verloop volgens de op 9 november 2006 beschikbaar gestelde data gegeven. Zoals blijkt uit de figuur zijn de onderlinge verschillen uiterst beperkt. Het in tabel 4.2 gegeven bereik wijzigt niet.

De *golfinvalshoek* is in het zuidelijke (linkerdeel van de grafiek) min of meer constant en neemt vervolgens af tot orde nul op de noordgrens van het centrale deel van de Pettemer Zeewering. Ter plaatse van de aansluitingsconstructie is de golfinvalshoek weer veel groter. Dit gedeelte valt echter buiten het interessegebied.

4.2.3 Vergelijking met eerdere randvoorwaarden

In deze studie is geen uitgebreide aandacht besteed aan de vergelijking van deze nieuwste randvoorwaarden met oudere randvoorwaarden. Wel is kort ingegaan op de wijziging in de golfcondities ten opzichte van de officieel vigerende 2003-condities, dit mede vanwege het feit dat deze mutatie de feitelijke aanleiding voor de voorliggende studie vormde.

Vergelijkbaar met tabel 4.3 zijn in de separaat toegevoegde tabel 4.4 de in het kader van de crash-actie afgeleide randvoorwaarden samengebracht.

In figuur 4.3 zijn deze toegevoegd aan het eerder gepresenteerde langsverloop van de HR2006-waarden. Hier blijkt uit dat er sprake is van een behoorlijk verschil, dit met alle consequenties van dien.

De maatgevende *waterstand* (feitelijk het toetspeil) is met name voor de Hondsbossche Zeewering 0,1 tot 0,2 m hoger.

Voor de *golfhoogte* zijn de verschillen nog groter.

Daar waar er eerst sprake was van een *golfhoogte* van 3,0 tot 3,7 m is deze conform de (nog niet officieel vastgestelde) HR2006 thans 3,9 m tot 4,7 m. Daarbij bedraagt de lokale toename in de *golfhoogte* minimaal 0,4 m (4,0 m in plaats van 3,6 m aan de noordzijde van de Pettemer Zeewering) tot maximaal 1,7 m (4,7 m in plaats van 3,0 m in het midden van de Hondsbosse Zeewering). Deze toename varieert dus van 10 % tot (maximaal) 55 %.

Het langsverloop vertoont daarbij nu overigens wel een meer natuurlijke langsvariatie.

In de figuur is in aanvulling op het 2003-verloop van de *golfhoogte* tevens de conform het rekenrecept te gebruiken 20 %'s band gegeven. Dit percentage is genoemd in het in bijlage B beschreven rekenrecept waarin wordt aanbevolen gevoeligheidsberekeningen voor het ontwerp uit te voeren door toepassing van een bandbreedte van 20 % op de *golfhoogte*. Mede in verband met de onzekerheid in de destijds afgegeven waarden kan op deze wijze het effect van enigszins afwijkende *golfhoogte*-waarden in beschouwing worden genomen. Zoals echter blijkt uit de figuur vallen de HR2006-waarden voor een deel zelfs buiten deze 'onzekerheidsband' en overtreffen daarmee dus de maximaal te beschouwen waarden.

Ten aanzien van de *golfperiode* laten de HR2006-waarden juist een lagere waarde zien. Ten opzichte van de 2003-waarden neemt de maatgevende *golfperiode* met 1,0 tot 1,5 s af (orde 10 % reductie). Deze afname kan worden verklaard door het feit dat de oude correctie factoren op de $T_{m-1,0}$ de werkelijk benodigde correctie bleken te overschatten. Ten behoeve van de HR2006-uitwerkingen zijn deze correctiefactoren naar beneden bijgesteld, dit met een kleinere *golfperiode* als resultaat. Ofschoon niet geheel helder omschreven in het rekenrecept, moet ook hier rekening worden gehouden met een zekere bandbreedte rond de 2003-waarden. De omvang van de bandbreedte kan daarbij worden vastgesteld door uit te gaan van een vergelijkbare *golfsteilheid*. Een 20 %'s onzekerheid in de *golfhoogte* leidt dan tot een 10 %'s onzekerheid in de *golfperiode*. In de figuur is deze 10 %'s band toegevoegd aan het 2003-verloop. De HR2006-waarden vallen samen met de ondergrens van de bandbreedte. Bovendien is hier sprake van relatief lagere periodewaarden.

Het langsverloop van de *golfinvalshoek* is enigszins gladder en sluit ongeveer aan bij de meer extreme 2003-waarden.

Samenvattend mag duidelijk zijn dat de niet onaanzienlijke toename in de *golfhoogte* (10 tot 55 %) in combinatie met een beperkte toename van de waterstand zal leiden tot een situatie met meer *golfoploop* en *golfoverslag*. De beperkte afname van de *golfperiode* (10 %) maakt dit geenszins goed.

In de (conceptversie van de) onderbouwende HR2006-rapportage is overigens ook aandacht besteed aan dit verschil in randvoorwaarden. De aandacht is hierbij echter beperkt gebleven tot de relatief nog gunstige situatie aan de noordzijde van de Pettemer Zeewering (ref: tabel 10.1/2 in [RWS/RIKZ, 2006b]). De hierbij beschouwde condities zijn in figuur 4.3c/d gemarkeerd. De definitieve versie van de onderbouwende rapportage is thans nog niet beschikbaar.

4.2.4 Waterstandstoeslag voor buistoten en bui-oscillaties

Het in de vorige paragrafen genoemde toetspeil moet, conform de VTV [MinVenW, 2004], nog worden verhoogd met een toeslag voor buistoten en bui-oscillaties. De toe-



slag voor buistoten voor de zee en de estuaria is daarbij afhankelijk van de golfoploop-hoogte en niet van het overslagdebiet.

Deze afhankelijkheid is vastgelegd in tabel B2.2.1 van het basisrapport behorende bij de Leidraad Zee- en Meerdijken [TAW, 1999b].

Het buistoot-effect wordt daarbij geacht het effect van de bui-oscillaties te domineren en daarom kan worden aangenomen dat het laatste effect reeds in de bijdrage van de buistoot is verdisconteerd.

Voor de kustlijn leidt dit tot een toeslag van 0,5 m (bij geen golfoploop) afnemend tot 0,10 m bij veel golfoploop (meer dan 8 m). Omdat er onder maatgevende omstandigheden sprake is van een zeer grote oploop is de voor de berekeningen uitgegaan van de minimale 0,10 m toeslag op het eerder genoemde toetspeil.

Feitelijk zou een iets hogere waterstand ook aanleiding kunnen geven tot enige toename van de lokale (dieptebeperkte) golfhoogte. Een dergelijke correctie op de reguliere randvoorwaarden (zie tabel 4.3) is niet in rekening gebracht.

4.2.5 Karakteristieke randvoorwaarden per dijkvak

In aansluiting op het in het vorige hoofdstuk gedefinieerde karakteristieke profiel is in het volgende ook een karakteristieke hydraulische conditie per dijkvak gedefinieerd. De hiervoor aangehouden locaties zijn in figuur 4.2 aangegeven met een grijze verticale band. Deze posities vallen globaal samen met het midden van de beide centrale dijksecties.

Zoals blijkt uit de figuur heeft de laatste kleine mutatie (info 9 november 2006 t.o.v. die van 12 oktober 2006) in de golfperiode geen effect op de in rekening te brengen grootte van de golfperiode. In de beschouwde karakteristieke posities blijft de golfperiode immers ongewijzigd.

Hondsbossche Zeewering

De voor de Hondsbossche Zeewering gehanteerde basisconditie is, conform figuur 4.2 en rekening houdend met de toeslag voor buistoten en bui-oscillaties van 0,10 m op de waterstand, samengevat in tabel 4.5. In de tabel is ook de spreiding gegeven zoals deze in het gevoeligheidsonderzoek zal worden gebruikt.

	Waterstand	Golfhoogte H_{m0}	Golfperiode $T_{m-1,0}$	Golfinvalshoek β
Basisconditie	+4,9 m	4,70 m	12,1 s	11 °
Gevoeligheid	n.v.t.	4,25 tot 4,70 m	12,0 tot 12,2 s	5 tot 14 °

Tabel 4.5: Overzicht basisconditie en spreiding hydraulische randvoorwaarden Hondsbossche Zeewering.

Pettemer Zeewering

Op vergelijkbare wijze zijn de voor de Hondsbossche Zeewering gehanteerde basiscondities samengebracht in tabel 4.6. In vergelijking tot de Hondsbossche Zeewering is de karakteristieke golfhoogte bij de Pettemer iets kleiner.

	Waterstand	Golfhoogte H_{m0}	Golfperiode $T_{m-1,0}$	Golfinvalshoek β
Basisconditie	+4,8 m	4,30 m	12,2 s	4 °
Gevoeligheid	n.v.t.	3,90 tot 4,45 m	12,0 tot 12,2 s	1 tot 7 °

Tabel 4.6: Overzicht basisconditie en spreiding hydraulische randvoorwaarden Pettemer Zeewering.

In de tabel is tevens de spreiding gegeven zoals deze in het gevoeligheidsonderzoek zal worden gebruikt. Voor de waterstand is geen variatie in beschouwing genomen daar het

hogere toetspeil in het meest linker punt (zie figuur 4.2) het toevallige effect lijkt van een afronding op hele decimalen.

4.3 Toekomstige hydraulische randvoorwaarden

4.3.1 Algemeen

De voor het ontwerp van de waterkering te gebruiken hydraulische randvoorwaarden kunnen worden gezien als een mutatie op de eerder genoemde toetsrandvoorwaarden.

Als gevolg van onder andere klimaatwijzigingen zal er een wijziging optreden in de hydraulische belasting van de waterkering. In het volgende wordt de mutatie ten opzichte van de huidige (toets)randvoorwaarden nader gekwantificeerd. Daarbij komen achtereenvolgens aan de orde de effecten op de gemiddelde waterstand en golfaanval, alsmede de effecten van bodemdaling.

4.3.2 Gehanteerde scenario's

Genoemde mutaties zijn deels afhankelijk van de zichtperiode en het gebruikte klimaat-scenario. Voor deze scenario's is aangesloten op de door de voormalige TAW (Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen) geformuleerde uitgangspunten [TAW, 2002b]. De relevante combinaties van zichtperiodes en scenario's zijn, conform de in de voorstudie overeengekomen uitgangspunten (zie [Alkyon, 2005a] waarin wordt aangesloten op de bij de Provincie Zuid-Holland gehanteerde uitgangspunten), samengebracht in tabel 4.7.

Zichtperiode	A - Middenscenario	B - Maximumscenario
0 jaar	Huidige situatie	
50 jaar	Ontwerp	Robuustheidstoets
100 jaar	-	Uitbreidbaarheid
200 jaar	-	Ruimtereservering

Tabel 4.7: Overzicht toepassing relevante TAW-scenario's [Alkyon, 2005a].

Voor het ontwerp van de constructie wordt de situatie over 50 jaar conform het zogenaamde middenscenario (A - scenario) gebruikt. Het zwaardere maximumscenario (B - scenario) wordt in combinatie met de zichttermijnen van 50 en 100 jaar gebruikt voor respectievelijk de beoordeling van de robuustheid en de uitbreidbaarheid van het ontwerp. De benodigde ruimtereservering kan gekwantificeerd worden door toepassing van het B - scenario voor een zichttermijn van 200 jaar.

In de voorliggende studie worden de consequenties voor twee verschillende scenario's onderzocht. Naast het scenario voor het eigenlijke ontwerp van de kering (A – midden-scenario in combinatie met een zichtperiode van 50 jaar; aangegeven als A050) is daarbij gekozen voor het ook presenteren van de resultaten voor het maximumscenario voor 50 jaar (B050). De zwaarte van dit scenario is zodanig dat hierbij ook de situatie behorende bij het middenscenario 100 jaar (A100) wordt gedekt.

Het verschil tussen de resultaten van B050 en A050 geeft dus inzicht in de extra inspanningen die moeten worden gepleegd om het ontwerp enige robuustheid te geven. Deze 'invulling' van de robuustheidstoets is overeenkomstig de in de voorfase gehanteerde uitgangspunten [Alkyon, 2005a].



4.3.3 Zeespiegelstijging en ontwerppeil

De feitelijke scenario's zijn overeenkomstig de in de Leidraad Zandige Kust opgenomen tabellen [TAW, 2002b]. In tabel 4.8 zijn de relevante getalswaarden samengebracht.

Zichtperiode	A - Middenscenario	B - Maximumscenario		
	zeespiegelstijging	zeespiegelstijging	extra opzet	totale stijging
50 jaar	0,30 m	0,45 m	0,40 m	0,85 m
100 jaar	0,60 m	0,85 m	0,40 m	1,25 m
200 jaar	-	1,70 m	0,40 m	2,10 m

Tabel 4.8: Overzicht toename maatgevende hoogwaterstand voor relevante TAW-scenario's [TAW, 2002b].

Naast een relatief grotere zeespiegelstijging (0,85 m/eeuw in plaats van 0,60 m/eeuw) is in het maximumscenario tevens rekening gehouden met het effect van een ongunstige mutatie in het windklimaat. Dit heeft, naast een toename in de golfhoogte, ook een toename van de maatgevende hoogwaterstand van 0,40 m als gevolg.

4.3.4 Golfhoogte

Een verhoging van de gemiddelde waterstand zal, gegeven het feit dat de golven voor de constructie dieptebeperkt zijn, ook leiden tot een vergroting van de golfaanval. In het in bijlage B opgenomen rekenrecept is hiertoe een factor 0,5 genoemd. Een meter verhoging van de waterstand leidt derhalve tot een toename van de golfhoogte met een halve meter.

Ofschoon een iets hogere factor (bijvoorbeeld 0,6) realistischer lijkt en bovendien als meer conservatief kan worden aangemerkt, is er voor gekozen om de oorspronkelijke in het rekenrecept gegeven factor 0,5 te gebruiken.

Scenario	Waterstandsmutatie	Golfhoogtemutatie	
		$0,5 \times \Delta h$	afgerond
A050	0,30 m	0,15 m	0,15 m
A100	0,60 m	0,30 m	0,30 m
B050	0,85 m	0,43 m	0,45 m
B100	1,25 m	0,63 m	0,65 m
B200	2,10 m	1,05 m	1,05 m

Tabel 4.9: Overzicht toename lokale golfhoogte voor relevante scenario's.

Een overzicht van de in de voorliggende uitwerkingen gebruikte (afgeronde) golfhoogtemutatie is gegeven in de laatste kolom van tabel 4.9.

Effect andere factor

Tijdens de uitvoering van de studie is de gehanteerde factor een punt van discussie geweest. Uiteindelijk werd daarbij ook door RWS/RIKZ geconstateerd dat het gebruik van een factor 0,6 beter zou zijn.

Teneinde alsnog rekening te houden met deze gewijzigde factor is achteraf het effect van het gebruik van een factor 0,6 in plaats van 0,5 op de resultaten onderzocht (zie hoofdstuk 6).

Voor de relevant geachte scenario's A050 en B050 leidt een dergelijke grotere factor tot (afgerond) 0,05 m extra golfhoogte. De in tabel 4.9 genoemde mutaties worden dan respectievelijk 0,20 m (i.p.v. 0,15 m) en 0,50 m (i.p.v. 0,45 m).

4.3.5 Golfperiode

Een toename van de waterstand als gevolg van zeespiegelstijging leidt, bij een ongewijzigd windklimaat, niet tot een wijziging van de golfcondities op diep water. In deze gevallen is er dan ook geen sprake van een wijziging van de golfperiode. Een en ander betekent dat de golfperiode voor het A-scenario dus niet wijzigt.

In het geval van het B-scenario (het maximum scenario conform [TAW, 2002b]) is er wel sprake van een verzwaring van het golfklimaat. De golfhoogte zal hierbij met 5 % toenemen.

Ofschoon er hierbij feitelijk geen uitspraak wordt gedaan over de golfperiode, is het alleszins reëel om hierbij ook een zekere toename van de golfperiode te veronderstellen. Indien daarbij wordt uitgegaan van een gelijkblijvende golfsteilheid leidt dit tot een toename van de golfperiode met +2,5 %. Indien deze opschaling ook wordt toegepast voor de lokale golfperiode levert dit een toename van afgerond 0,3 s op.

Scenario	Golfhoogte-mutatie (op diep water)	Golfperiode-mutatie	
		Golfperiodemutatie	absoluut
A050	n.v.t.	n.v.t.	0,0 s
A100	n.v.t.	n.v.t.	0,0 s
B050	+ 5 %	+ 2,5 %	0,3 s
B100	+ 5 %	+ 2,5 %	0,3 s
B200	+ 5 %	+ 2,5 %	0,3 s

Tabel 4.10: Overzicht toename lokale golfperiode voor relevante scenario's.

De uiteindelijk in rekening gebrachte mutatie van de golfperiode is gegeven in de rechterkolom van deze tabel.

4.4 Bodemdaling

Als gevolg van grootschalige bewegingen van het land en klink van de ondergrond treedt er daling van het bodemniveau op. Dit betekent ook dat de kruin van de dijk aan geleidelijke zakking onderhevig is. Voor de berekeningen is dit effect dus vergelijkbaar (edoch tegengesteld) aan het effect van een door klimaatverandering stijgende gemiddelde waterstand.

In november 2004 verschenen in de pers artikelen van de heer Schokking van GeoConsult over bodemdaling langs de Nederlandse kust die lokaal 0,2 tot 0,4 m per eeuw zou kunnen bedragen. Deze bevindingen zijn door RWS onderworpen aan een wetenschappelijke verificatie. Rijkswaterstaat (RIKZ en AGI) heeft alle bestaande kennis binnen en buiten RWS omtrent het gedrag van de kust in het gebied van de Hondsbosse en Pettemer Zeewering zo goed mogelijk verzameld en besproken in een workshop. Deze heeft plaatsgevonden op 7 juli 2005. Ook het zogenaamde Kennis Coördinatie Punt Rijk (KCP) is bij dit verificatietraject betrokken geweest.

Op basis van de resultaten van deze workshop kan worden geconcludeerd dat het grootste deel van de bodemdalingen in het betrokken gebied veroorzaakt wordt door de gaswinning. De locaties van de sterkst dalende krommen blijken immers overeen te komen met die van de gaswinlocaties.

Ook de versterkingswerken van de Hondsbosse Zeewering hebben bijgedragen aan de lokale bodemdaling. Het zakkingsverloop van de punten langs de Hondsbosse



Zeewering klopt precies met de tijdstippen van eerdere werkzaamheden aan de zeewering.

Het algemene beeld is daarbij dat bodemdaling als gevolg van antropogene factoren (extra bovenbelasting, onttrekking aan ondergrond) een factor een tot twee groter is dan die ten gevolge van geologische factoren.

Mede rekening houdend met mogelijke effecten van nieuwe gaswinningen (bij bijvoorbeeld Hargen) is voor de bodemdaling opnieuw aangesloten bij de ook in de eerdere fases van de planstudie gehanteerde 0,2 m /eeuw. In de overslag-berekeningen wordt, afhankelijk van de gebruikte zichtperiode, het thans aanwezige constructieniveau met een of meerdere decimeters verlaagd.

Feitelijk zou een iets diepere bodemligging (in de veronderstelling dat ook de vooroever mee zakt) ook aanleiding kunnen geven tot enige toename van de lokale (diepte-bepaalde) golfhoogte. Een dergelijke correctie op de reguliere randvoorwaarden is niet in rekening gebracht.

4.5 Samenvatting randvoorwaarden

In figuur 4.4 is een grafisch overzicht gegeven van de gehanteerde randvoorwaarden. In de bovenste afbeelding is daartoe de afname van het constructieniveau (als gevolg van bodemdaling) alsmede de toename van de maatgevende waterstand voor de beide scenario's gegeven.

In de onderste afbeelding is zowel de toename van de golfhoogte (op de linker verticale as) als de golfperiode (op de rechter verticale as) gegeven.

Het effect van de gewijzigde randvoorwaarden op met name de golfoverslag komt in hoofdstuk 6 nader aan de orde. Het volgende hoofdstuk gaat in op de resultaten voor de huidige situatie.

5 Overslagdebieten huidige situatie

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de resultaten van de overslagberekeningen voor de huidige situatie bijeengebracht. Deze berekeningen zijn uitgevoerd voor de in paragraaf 3.6 beschreven dwarsprofielen in combinatie met de in paragraaf 4.2 beschreven randvoorwaarden.

Naast de enkele berekening voor de karakteristieke parameter-waarden zijn ook de resultaten van een uitgebreider gevoeligheidsonderzoek gepresenteerd.

Voor de Hondsbossche Zeewering is overigens rekening gehouden met de reeds uitgevoerde verruwing van het boventalud. Het effect van het 0,7 m hoge stalen scherm op de kruin van de Pettemer Zeewering is vanwege de tijdelijke aard van deze maatregel niet in rekening gebracht.

5.2 Hondsbossche Zeewering

5.2.1 Overzicht invoerparameters

De voor de overslagberekeningen gehanteerde parameterwaarden zijn samengebracht in overzichtstabel 5.1.

	Constructie		Hydraulische condities			
	Kruin-Niveau	Teen-niveau	Water-stand	Golf-hoogte	Golf-periode	Golf-invalshoek
Basisconditie	+12,00 m	-0,30 m	+4,9 m	4,70 m	12,1 s	11 °
Gevoeligheid	+11,80/+12,30 m	-0,80/+0,20 m	n.v.t.	4,25/4,70 m	12,0/12,2 s	5/14 °

Tabel 5.1: Overzicht invoerparameters overslagberekeningen Hondsbossche Zeewering.

De gebruikte profielschematisatie is overeenkomstig de in tabel 3.5 opgenomen informatie. Voor het berekenen van het effect van afwijkende kruin- en teenniveaus is het aanliggende talud onder de aanwezige helling ingekort of doorgezet.

5.2.2 Basisresultaat

Uit de berekeningen volgt voor de basisconditie een tijdsgemiddeld overslagdebië van 10,9 l/m¹/s. Deze waarde zit ruim boven de voor een redelijke grasmat op een kleiige ondergrond gebruikte waarde voor het kritieke overslagdebië (1 l/m¹/s).

Indien er sprake zou zijn van een kleibekleding met een zeer goede grasmat (kritieke waarde 10 l/m¹/s) dan zou het basisresultaat net wel voldoen. Zoals reeds eerder aangegeven is deze situatie echter niet realiseerbaar.

5.2.3 Resultaat gevoeligheidsberekeningen

De daadwerkelijke waarde van het tijdsgemiddelde overslagdebië is afhankelijk van de exacte invoer van het rekenmodel. In het navolgende zijn de resultaten beschreven van aanvullende berekeningen waarbij de invoer qua constructiekenmerken (o.a. kruinhoogte en teenniveau) en hydraulische condities (waterstand, golfhoogte, golfperiode en golfinvalshoek) binnen ruime marges is gevarieerd.



De resultaten voor het relevante bereik van de parameters (zie tabel 5.1) zijn samengebracht in de separaat toegevoegde tabel 5.2.

In de figuren 5.1 en 5.2 zijn voor respectievelijk de constructiekenmerken en de hydraulische belasting ook de resultaten voor het grotere bereik grafisch weergegeven. Hierin bevindt zich de onderzochte parameter op de horizontale as. Het bijbehorende tijdsgemiddelde debiet staat op de verticale as. In de rechter figuren is dit debiet ook nog uitgezet op een logaritmische schaal.

Kruinniveau

Zoals blijkt uit het in tabel 5.2 opgenomen resultaat en het in figuur 5.1 gepresenteerde meer algemene beeld leidt een hoger kruinniveau tot een lager overslagdebiet. Binnen de aanwezige variatie van NAP +11,80 tot +12,30 m is het effect beperkt tot 17 %.

Uit de figuur blijkt ook dat een kruinverhoging van 3 à 4 m van de Hondsbossche Zeewering leidt tot een factor 10 reductie in de mate van golfoverslag.

Teenniveau

Het effect van een ander niveau van de teenconstructie is relatief gering. Binnen het beschouwde interval is het effect op de golfoverslag beperkt tot circa 9 % (zie tabel 5.2). Het niveau van de teen heeft in deze uitwerkingen overigens alleen een effect op de gemiddelde talud-helling. Hierbij is immers verondersteld dat een hoger gelegen teen geen effect heeft op de grootte van de golfval.

Ruwheid boventalud

In de basisberekening is voor het gedeelte boven NAP+7 m de invloedsfactor voor de ruwheid gelijk gesteld aan 0,80. Het effect van deze ruwheid op de grootte van het overslagdebiet is als dwarsprofielkenmerk toegevoegd in tabel 5.2 en figuur 5.2. Het verruwen van het boventalud en daarbij het wijzigen van de invloedsfactor voor de ruwheid van 1,0 (behorende bij de oorspronkelijk aanwezige grasmat) tot 0,80 had blijkbaar een reductie van circa 10 % tot gevolg.

Uitgaande van een invloedsfactor van 1,0 (behorende bij het gladde referentietalud) leidt een wijziging in 0,50 (als academische niet realiseerbare ondergrens) tot een reductie van orde 30 % van de hoeveelheid overslag.

Waterstand

Zoals blijkt uit tabel 5.2 en figuur 5.2 leidt een hogere waterstand logischerwijze tot een hoger overslagdebiet. Per meter toename in de waterstand neemt het overslagdebiet met een factor 2,2 toe. Het mag duidelijk zijn dat dit (met het oog op zeespiegelstijging) de grootste bedreiging is.

Golfhoogte

Een lagere golfhoogte leidt tot een lager overslagdebiet. Uitgaande van een golfhoogte van 4,70 m valt de overslag bij een golfhoogte van 4,25 m (de ondergrens van het relevante interval) circa 42 % lager uit (zie tabel 5.2).

Uit de figuur blijkt dat voor nog lagere golfhoogten de overslag nog verder reduceert. Voor een golfhoogte van circa 3,2 m is het overslagdebiet nog slechts 1 l/m¹/s, iets wat direct kan worden afgeleid uit de rechter figuur met de logaritmische as.

Golfperiode

Het effect van de golfperiode is kwalitatief vergelijkbaar met het effect van de golfhoogte. Binnen de aanwezige variatie van 12,0 tot 12,2 s is het effect echter zeer beperkt (circa 6 %; zie tabel 5.2).

Golfinvalshoek

Zoals blijkt uit figuur leidt een grotere invalshoek, conform de PC-OVERSLAGformuleringen, tot een lager overslagdebiet. Binnen de aanwezige variatie van 5 tot 14 ° is het effect beperkt tot maximaal 13 %.

5.2.4 Conclusies huidige situatie

Uit de berekeningen volgt dat het berekende overslagdebiet, binnen het beschouwde bereik van de parameters varieert tussen 6 en 11 l/m¹/s. De ondergrens is hierbij gerelateerd aan de ondergrens van de golfaanval.

Deze waarden overtreffen de in de eerdere fase van de studie berekende waarden van het overslagdebiet. Voor het verkrijgen van een voldoende toetsresultaat zullen er dus aanvullende eisen moeten worden gesteld aan de kwaliteit van het binnentalud van de dijk. De daartoe benodigde kwaliteit van een reguliere grasmat is echter niet haalbaar. Bij gebruik van een goede grasmat kan wel 1 l/m¹/s worden toegelaten. De oplossing zal dan dus moeten worden gezocht in het beperken van de hoeveelheid overslag.

Een andere optie is het op een andere wijze verbeteren van de overslagbestendigheid van het binnentalud. De hoeveelheid overslaand water is bovendien nog zodanig dat deze valt in de categorie 0,1 tot 10 l/m¹/s waarbij de gevolgen per definitie 'beheersmatig acceptabel' zijn (zie tabel 2.1).

En verder ...

Uit de uitgevoerde gevoeligheidsberekeningen kan verder worden geconcludeerd dat er bij een toename van de waterstand en/of de golfaanval (golfhoogte) snel sprake zal zijn van een sterke toename van het overslagdebiet.

Gezien het feit dat aan de golfperiode en de hoek van golfinval waarschijnlijk weinig te doen is, en een wijziging in de teenconstructie en/of een verdere verruwing van het talud nauwelijks effectief is, kan een beperking van het overslagdebiet alleen worden bereikt door een verhoging van de kruin en/of een beperking van de golfaanval. Deze oplossingsrichtingen komen verderop dan ook meer uitgebreider aan de orde.

5.3 Pettemer Zeewering

5.3.1 Overzicht invoerparameters

De voor de overslagberekeningen gehanteerde parameterwaarden zijn samengebracht in overzichtstabel 5.3.

	Constructie		Hydraulische condities			
	Kruin-Niveau	Teen-niveau	Water-stand	Golf-hoogte	Golf-periode	Golf-invalshoek
Basisconditie	+12,70 m	-0,50 m	+4,8 m	4,30 m	12,2 s	4 °
Gevoeligheid	+12,50/+12,90 m	-0,80/-0,20 m	n.v.t.	3,90/4,45 m	12,0/12,2 s	1/7 °

Tabel 5.3: Overzicht invoerparameters overslagberekeningen Pettemer Zeewering.



De gebruikte profielschematisatie is overeenkomstig in tabel 3.6 beschreven informatie (zonder de tijdelijke maatregel met een damwand op de kruin). Voor het berekenen van het effect van afwijkende kruin- en teenniveaus is wederom het aanliggende talud onder de aanwezige helling ingekort of doorgezet.

5.3.2 Basisresultaat

Uit de berekeningen volgt voor de basisconditie een tijdsgemiddeld overslagdebiet van 25,3 l/m¹/s. Deze waarde zit ruim boven de bovengrens van de kritieke waarde iets wat potentieel een direct probleem lijkt. De feitelijke overslag wordt thans echter enigszins beperkt door de aanwezigheid van een stalen damwandscherm. Dit was immers ook de bedoeling.

5.3.3 Resultaat gevoeligheidsberekeningen

In het navolgende zijn ook hier de resultaten beschreven van aanvullende berekeningen waarbij de invoer qua constructiekenmerken (o.a. kruinhoogte en teenniveau) en maatgevende hydraulische condities (waterstand, golfhoogte, golfperiode en golfvalshoek) binnen ruime marges zijn gevarieerd.

Hierbij is de situatie zonder de tijdelijke maatregel (damwandscherm) als uitgangspunt gebruikt.

De resultaten voor het relevante bereik van de parameters (zie tabel 5.3) zijn samengebracht in de separaat toegevoegde tabel 5.4.

In de figuren 5.3 en 5.4 zijn wederom de resultaten voor het grotere bereik grafisch weergegeven.

Kruinniveau

Zoals blijkt uit het in tabel 5.4 opgenomen resultaat en het in figuur 5.3 gepresenteerde meer algemene beeld leidt een hoger kruinniveau tot een lager overslagdebiet. Binnen de aanwezige variatie van NAP +12,50 tot +12,90 m is het effect beperkt tot maximaal 13 %.

Uit de (rechter) figuur blijkt ook dat een kruinverhoging van 4 m leidt tot een factor 10 reductie in de mate van golfoverslag. In vergelijking tot de situatie bij de Hondsbossche Zeewering is de benodigde kruinverhoging overigens iets groter (daar was 3 à 4 m nodig voor een factor 10 in de overslag). Dit hangt samen met de relatief steilere buitentalud van de Pettemer Zeewering.

De relatie voor de Hondsbossche Zeewering is toegevoegd in de rechter figuur. Hieruit valt overigens ook op te maken dat rekeninghoudend met de verschillen in zowel de geometrie als de golfaanval, voor een zelfde overslagdebiet, de Pettemer Zeewering circa 2 m hoger dan de Hondsbossche Zeewering zou moeten zijn.

Effect tijdelijke wandconstructie

De huidige kruin is echter voorzien van een 0,7 m hoge stalen wand, waardoor het effectieve kruinniveau ongeveer NAP+12,70 m + 0,70 m = NAP+13,40 m bedraagt. Hierdoor neemt het overslagdebiet met circa 34 % af resulterend in een actueel overslagdebiet ter grootte van 16,7 l/m¹/s (zie tabel 5.4).

In werkelijkheid is het effect van een verticale wand op de kruin van de dijk gunstiger, waardoor de pragmatische benadering met een 0,7 m hogere dijk feitelijk enigszins

conservatief is. Het daadwerkelijke overslagdebiet over de damwand zal dus weliswaar kleiner zijn, maar nog wel boven de maximaal acceptabele grens van $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$ gelegen zijn.

Teenniveau

Vergelijkbaar met de resultaten voor de Hondsbossche Zeewering is ook hier het effect van een ander niveau van de teenconstructie relatief beperkt. Binnen het beschouwde interval is het effect op de golfoverslag beperkt tot slechts 2 % (zie tabel 5.4).

Ruwheid boventalud

In de basisberekening is voor het gedeelte boven NAP+7 m de invloedsfactor voor de ruwheid gelijk gesteld aan 0,90 (zie tabel 3.6). Het effect van deze ruwheid op de grootte van het overslagdebiet is toegevoegd in tabel 5.4 en figuur 5.3.

Het mogelijk verruwen van het boventalud en daarbij het wijzigen van de invloedsfactor voor de ruwheid van 0,9 (behorende bij de aanwezige Basalton-bekleding) tot 0,80 (vergelijkbaar met die van de Hondsbossche Zeewering) heeft een reductie van circa 20 % tot gevolg.

Uitgaande van een invloedsfactor van 1,0 leidt een wijziging in 0,50 tot een reductie van orde 70 % van de hoeveelheid overslag daar waar eenzelfde mutatie voor de Hondsbossche Zeewering slechts leidt tot een reductie van 25 %.

Het grote verschil is het gevolg van een combinatie van het steilere talud en het langere boventalud.

Waterstand

Zoals blijkt uit tabel 5.4 en figuur 5.4 leidt een hogere waterstand logischerwijze tot een hoger overslagdebiet.

Per meter toename in de waterstand neemt het overslagdebiet met een factor 1,8 toe. Deze toename is, vanwege het steilere talud kleiner dan het resultaat bij de Hondsbossche Zeewering. Deze laatste relatie is toegevoegd in de rechter figuur waaruit valt op te maken dat de lijn bij de Hondsbossche Zeewering inderdaad iets steiler is.

Golfhoogte

Een lagere golfhoogte leidt tot een lager overslagdebiet. Uitgaande van een golfhoogte van 4,30 m valt de overslag bij een golfhoogte van 3,90 m (de ondergrens van het relevante interval) 39 % lager uit. Een golfhoogte van 4,45 m resulteert in een 18 % groter overslagdebiet (zie tabel 5.4).

Uit de figuur blijkt dat voor nog lagere golfhoogten de overslag nog verder reduceert. Voor een golfhoogte van circa 2,5 m is het overslagdebiet nog slechts $1 \text{ l/m}^1/\text{s}$. Deze waarde is door het steilere talud relatief groter dan bij de Hondsbossche Zeewering, namelijk 3,2 m. Dit verschil is duidelijk te zien in de rechter figuur waarin ook de relatie voor de Hondsbossche Zeewering is toegevoegd.

Golfperiode

Het effect van de golfperiode is kwalitatief vergelijkbaar met het effect van de golfhoogte. Binnen de aanwezige variatie van 12,0 tot 12,2 s is het effect echter zeer beperkt (circa 10 %; zie tabel 5.4).



Golfinvalshoek

Zoals blijkt uit figuur leidt een grotere invalshoek tot een lager overslagdebiet. Binnen de aanwezige variatie van 1 tot 7 ° is het effect echter beperkt tot maximaal 5 %.

5.3.4 Conclusies huidige situatie

Uit de berekeningen volgt dat het berekende overslagdebiet zonder tijdelijke maatregel, binnen het beschouwde bereik van de parameters varieert tussen 15 en 30 l/m¹/s. De spreiding is hierbij voornamelijk gerelateerd aan de ruimtelijke variatie van de golf-aanval.

Het in rekening brengen van het effect van de tijdelijke schermconstructie leidt tot een overslagreductie van minimaal 34 %. Het thans werkelijk aanwezige overslagdebiet bedraagt derhalve maximaal 10 tot 20 l/m¹/s.

Deze range overtreft de in de eerdere fase van de studie berekende waarden van het overslagdebiet. Voor het verkrijgen van een voldoende toetsresultaat zullen er aanvullende eisen moeten worden gesteld aan de kwaliteit van het binnentalud van de dijk (er moet een zeer goede grasmat aanwezig zijn, iets wat als niet realiseerbaar kan worden gekenschetst) en zal bovendien de omvang van de overslag moeten worden beperkt. Dit laatste zou kunnen worden bereikt door het verruwen van het boventalud. Deze maatregelen zijn met name gewenst op het zuidelijke deel van de Pettemer Zeewering omdat hier de grootste golfaanval aanwezig is.

En verder ...

Uit de uitgevoerde gevoeligheidsberekeningen kan ook hier worden geconcludeerd dat er bij een toename van de waterstand en/of de golfaanval (golfhoogte) snel sprake zal zijn van een sterke toename van het overslagdebiet.

Gezien het feit dat aan de golfperiode en de hoek van golfinval waarschijnlijk weinig te doen is, en een wijziging in de teenconstructie nauwelijks effectief is, kan een beperking van het overslagdebiet alleen worden bereikt door een verruwing van het buitentalud en/of een verhoging van de kruin en/of een beperking van de golfaanval (golfhoogte).

5.4 Samenvatting resultaten huidige situatie

5.4.1 Golfoverslag onder maatgevende omstandigheden

In tabel 5.5 zijn de berekende overslagdebieten samengevat

Dijkvak	Basisresultaat	Bereik	Opmerkingen
Hondsbossche	11 l/m ¹ /s	6 – 11 l/m ¹ /s	
Pettemer	25 l/m ¹ /s	15 – 30 l/m ¹ /s	Zonder damwandconstructie

Tabel 5.5: Overzicht overslagdebieten huidige situatie.

Naast de basiswaarde is ook het bereik van de overslag gegeven zoals dit hoort bij de gecombineerde spreiding van geometriekenmerken en hydraulische belasting.

Hondsbossche Zeewering

Voor de Hondsbossche Zeewering varieert het tijdsgemiddelde overslagdebiet van 6 tot 11 l/m¹/s. Deze range overtreft de in de eerdere fase van de studie berekende waarden van het overslagdebiet.

Voor het verkrijgen van een voldoende toetsresultaat zullen er zware eisen moeten worden gesteld aan de kwaliteit van het binnentalud van de dijk. Aangezien het 1 l/m¹/s criterium als maximaal haalbaar kan worden beschouwd zullen er dus:

- maatregelen moeten worden genomen om de overslag voldoende te beperken of;
- moet het binnentalud op een andere wijze worden versterkt opdat de berekende overslag niet tot een falen van de binnenbekleding leidt.

In het laatste geval moet de overslag nog wel zodanig beperkt zijn dat de beheersmatige gevolgen acceptabel zijn.

Pettemer Zeewering

Uit de berekeningen volgt dat het berekende overslagdebiet voor de Pettemer Zeewering, zonder tijdelijke maatregel, varieert tussen 15 en 30 l/m¹/s. Deze waarden liggen ruim boven de acceptabel geachte waarde van de gemiddelde overslagintensiteit. Bij het in rekening brengen van het effect van de tijdelijke schermconstructie bedraagt het overslagdebiet nog (maximaal) 10 tot 20 l/m¹/s. Deze range overtreft de in de eerdere fase van de studie berekende waarden van het overslagdebiet en maakt dat de tijdelijke oplossing niet (meer) voldoet.

Voor het verkrijgen van een voldoende toetsresultaat zullen er zeer zware eisen moeten worden gesteld aan de kwaliteit van het binnentalud van de dijk. Aangezien het 1 l/m¹/s criterium voor een reguliere grasmat als maximaal haalbaar kan worden beschouwd zullen er dus maatregelen moeten worden genomen om de overslag te beperken tot deze waarde.

Naast het reduceren van de hoeveelheid overslag tot 1 l/m¹/s kan het binnentalud ook meer overslagbestendig worden gemaakt. Daar de hierbij optredende overslag de 10 l/m¹/s (zijnde de grens waarop de gevolgen per definitie nog 'beheersmatig acceptabel' zijn; zie tabel 2.1) reeds overschrijdt, zal hierbij aandacht moeten worden gegeven aan het beoordelen van het hierbij optredende waterbezwaar in termen van berging en afvoer. In deze gevallen is gras in ieder geval niet meer geschikt voor het binnentalud.

5.4.2 Overschrijdingskans huidige norm Pettemer Zeewering

In de huidige situatie is er sprake van een boven-kritische hoeveelheid overslag. De hoeveelheid overslag onder ontwerpomstandigheden (behorende bij de 10⁻⁴ per jaar condities) overtreft immers de toelaatbaar veronderstelde waarde van 1 l/m¹/s. Een en ander impliceert ook dat de kritische waarde reeds bij een minder extreme conditie zal worden overschreden.

Teneinde inzicht te krijgen in de daadwerkelijke overschrijdingskans van de norm voor de huidige dijk (of feitelijk het volgens de norm begin van falen van het binnentalud) is voor de Pettemer Zeewering het overslagdebiet eveneens berekend voor twee situaties met een hogere overschrijdingskans, namelijk de 10⁻³ en de 10⁻² conditie. Voor de Hondsbosse Zeewering zijn dergelijke berekeningen overigens niet uitgevoerd.

De hierbij gebruikte hydraulische condities zijn samengebracht in tabel 5.6. De in de tabel gegeven '10⁻⁴-waarden' hebben betrekking op de basisconditie (zie tabel 5.3). De andere condities zijn ten behoeve van deze uitwerkingen gebaseerd op een pragmatische schatting.



De waterstanden voor de andere twee condities zijn daarbij bepaald door uit te gaan van een lokale karakteristieke decimeringshoogte van de waterstand van 0,6 m. Voor de golfhoogte is de bijbehorende decimeringsmaat 0,5 maal 0,6 m (waterstandsverschil) is 0,3 m. Hierbij is wederom gebruik gemaakt van de factor 0,5 in plaats van 0,6. Het gebruik van 0,6 zou hier overigens leiden tot een grotere reductie in de golfhoogte en dus tot lagere golfhoogten. De grootte van de golfperiode is afgeschat op basis van een geschaald, gemiddelde verband voor marginale golfperiode van de stations ELD en YM6. De golfinvalshoek is steeds gelijk verondersteld aan de invalshoek onder de maatgevende omstandigheden zijnde 4° ten opzichte van de dijknormaal.

Overschrijdingskansen [1/jaar]	Waterstand [m tov NAP]	Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]	Overslagdebiet [l/m ² /s]	Opmerkingen
10^{-4}	+4,8	4,3	12,2	25	Basisconditie
10^{-3}	+4,2	4,0	11,5	8	
10^{-2}	+3,6	3,7	10,6	2	

Tabel 5.6: Overzicht hydraulische condities grotere overschrijdingskansen voor Pettemer Zeewering.

Voor de onder deze omstandigheden aanwezige condities wordt respectievelijk een overslagdebiet berekend van respectievelijk 25 (voor de 10^{-4} per jaar; conform tabel), 8 en 2 l/m²/s (voor de 10^{-2} per jaar). Uitgaande van een golfoverslag reducerend effect van de thans aanwezige, tijdelijke damwandconstructie van circa 50 % leidt dit voor de 10^{-2} per jaar conditie dus tot een overslag van circa 1 l/m²/s.

Een en ander impliceert dus dat de formele faalkans van de huidige waterkering dus orde 10^{-2} per jaar bedraagt en daarmee dus een factor 100 minder sterk is dan zou moeten.

Hierbij moet wel worden opgemerkt dat het begin van falen van het binnentalud nog niet direct zal leiden tot het bezwijken van de waterkering.

5.4.3 Mogelijke toekomstige maatregelen

Uit de uitgevoerde gevoeligheidsberekeningen kan reeds worden geconcludeerd dat er bij een toename van de waterstand en/of de golfaanval (golfhoogte) sprake zal zijn van een sterke toename van het overslagdebiet. Om alvast in te spelen op deze verdere belasting dient de oplossing voldoende robuust en uitbreidbaar te zijn.

Gezien het feit dat aan de golfperiode en de hoek van golfinval waarschijnlijk weinig te doen is, en een wijziging in de teenconstructie nauwelijks effectief is, kan een beperking van het overslagdebiet onder meer worden bereikt door een verruwing van het boventalud in het geval van de Pettemer Zeewering, een verhoging van de kruin of een beperking van de golfaanval (met name de inkomende golfhoogte).

Een andere oplossing is het zodanig bekleden van het binnentalud van de waterkering dat het overslagdebiet niet leidt tot enige schade aan de waterkering. Dit vereist echter wel dat het binnengebied achter de kering het overslaande water kan bergen en afvoeren.

Een combinatie van genoemde maatregelen is ook mogelijk.

6 Toekomstige overslaghoeveelheden

6.1 Inleiding

In het vorige hoofdstuk is de hoeveelheid overslag bepaald voor de huidige situatie. Voor de karakteristieke situaties ter plaatse van de Hondsbossche en Pettemer Zeewering leidt dit tot een overslag van respectievelijk (afgerond) 10 en 25 l/m¹/s. In beide gevallen voldoet een redelijke grasmat niet meer en moet de overslag dus worden beperkt of moet het binnentalud meer overslagbestendig worden gemaakt. Bij de Pettemer moet daarbij ook de overlast met betrekking tot berging en afvoer van het overslaande water worden bekeken.

In het volgende is de ontwikkeling van de overslag in de tijd gekwantificeerd door het beschouwen van de in tabel 4.7 beschreven combinaties van zichtperioden en scenario's.

De voor de hydraulische condities gebruikte mutaties zijn reeds gegeven in de tabellen 4.8 t/m 4.10 en samengevat in figuur 4.4. In deze laatste figuur is ook het in rekening gebrachte effect van bodemdaling/zetting weergegeven. De bodemdaling/zetting is in rekening gebracht door het daadwerkelijk verlagen van de dijkconstructie.

6.2 Hondsbossche Zeewering

6.2.1 Onderzochte combinaties

Tabel 6.1 geeft een overzicht van bij de beschouwde combinaties van zichtperioden en klimaatscenario's behorende parameters.

Ten aanzien van de constructie is hierin ter indicatie alleen het kruinniveau gegeven, ofschoon de hele constructie steeds qua niveau is aangepast.

Scenario	Kruinniveau Z_{kr} [m tov NAP]	Waterstand h [m tov NAP]	Golfhoogte H_{m0} [m]	Golfperiode $T_{m-1,0}$ [s]
Basisconditie	12,00	4,90	4,70	12,1
A050	11,90	5,20	4,85	12,1
A100	11,80	5,50	5,00	12,1
B050	11,90	5,75	5,15	12,4
B100	11,80	6,15	5,35	12,4
B200	11,60	7,00	5,75	12,4

Tabel 6.1: Overzicht invoerparameters per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Overigens moet worden opgemerkt dat voor de golfvalsrichting in alle gevallen de hoek behorende bij de basisconditie is aangehouden (in dit geval 11°; zie tabel 4.4).

In aanvulling op deze randvoorwaarden is ook nog gekeken naar het effect van een andere factor voor de vertaling van waterstandsmutatie naar een toename in de golfhoogte (zie paragraaf 4.3.4). Voor de scenario's A050 en B050 leidde dit tot een extra golfhoogte van 0,05 m.

6.2.2 Resultaten

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen zijn samengebracht in tabel 6.2.



Een en ander is ook grafisch weergegeven in figuur 6.1, waarbij er in de onderste figuur een logaritmische schaal is toegepast.

Scenario	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen / doel
Basisconditie	11	Conform eerder resultaat
A050	18	Basisontwerp
A100	28	
B050	41	Robuustheidstoets Uitbreidbaarheid Ruimtereservering
B100	68	
B200	193	

Tabel 6.2: Overzicht berekend overslagdebiet per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Op een termijn van 50 jaar treedt er bijna een verdubbeling op van de mate van golfoverslag.

Op langere termijn en voor een meer extreem scenario loopt het overslagdebiet op van (afgerond) 30 tot 70 l/m¹/s over 100 jaar tot tegen de 0,2 m³/m¹/s over 200 jaar.

Het effect van een 0,05 m grotere golfhoogte (als gevolg van het gebruik van een grotere factor voor de vertaling van waterstandsmutatie naar een toename in de golfhoogte) is zeer gering. Voor de scenario's A050 en B050 leidt dit tot een overslagdebiet van respectievelijk 19 l/m¹/s (i.p.v. 18 l/m¹/s) en 43 l/m¹/s (i.p.v. 41 l/m¹/s).

6.2.3 Conclusies

Omdat het thans aanwezige overslagdebiet feitelijk al ruim 'bovenkritisch' is en de overslag in de toekomst alleen maar toe zal nemen, zullen er maatregelen moeten worden genomen om de toekomstige hoeveelheid overslag te beperken dan wel de erosiebestendigheid van het binnentalud via aanvullende maatregelen te vergroten. Mogelijke maatregelen zijn daartoe in het volgende hoofdstuk nader uitgewerkt.

Op grond van de thans berekende overslagdebieten valt wel reeds op dat bij het definiëren van een robuust ontwerp (behorende bij het B-scenario voor 50 jaar: $q = 41$ l/m¹/s) tevens het (basis)ontwerp voor een termijn van 100 jaar ($q = 28$ l/m¹/s) voldoet. In deze zin is een dergelijk '50-jaars ontwerp' dus inderdaad robuust te noemen.

6.3 Pettemer Zeewering

6.3.1 Algemeen

Tabel 6.3 geeft een overzicht van bij de beschouwde combinaties van zichtperioden en klimaatscenario's behorende parameters.

Scenario	Kruinniveau Z_{kr} [m tov NAP]	Waterstand h [m tov NAP]	Golfhoogte H_{m0} [m]	Golfperiode $T_{m-1,0}$ [s]
Basisconditie	12,70	4,80	4,30	12,2
A050	12,60	5,10	4,45	12,2
A100	12,50	5,40	4,60	12,2
B050	12,60	5,65	4,75	12,5
B100	12,50	6,05	4,95	12,5
B200	12,30	6,90	5,35	12,5

Tabel 6.3: Overzicht invoerparameters per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering.

Voor de golfvalsrichting is in alle gevallen de hoek behorende bij de basisconditie aangehouden (in dit geval 4°; zie tabel 4.5).

Vergelijkbaar met de uitwerking voor de Hondsbossche Zeewering is ook hier nog gekeken naar het effect van een andere factor voor de vertaling van waterstandsmutatie naar een toename in de golfhoogte (zie paragraaf 4.3.4). Voor de scenario's A050 en B050 leidde dit tot een extra golfhoogte van 0,05 m.

6.3.2 Resultaten

De resultaten van de uitgevoerde overslag berekeningen zijn samengebracht in tabel 6.3 en grafisch weergegeven in figuur 6.2.

Scenario	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basisconditie	25	Conform eerder resultaat
A050	37	Basisontwerp
A100	55	
B050	78	Robuustheidstoets
B100	123	Uitbreidbaarheid
B200	305	Ruimtereservering

Tabel 6.3: Overzicht berekend overslagdebiet per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering.

Ook hier is op een termijn van 50 jaar sprake van een significante vergroting van de mate van golfoverslag. Op langere termijn en voor een meer extreem scenario loopt het overslagdebiet op van (afgerond) 55 tot 125 l/m¹/s over 100 jaar tot tegen de 0,3 m³/m¹/s over 200 jaar.

In verhouding tot de situatie bij de Hondsbossche Zeewering zijn de hierbij optredende overslagdebieten grofweg een factor 2 (2,3 aflopend tot 1,6) groter.

Het effect van een 0,05 m grotere golfhoogte (als gevolg van een grotere factor voor de vertaling van waterstandsmutatie naar een toename in de golfhoogte) is ook hier zeer gering. Voor de scenario's A050 en B050 leidt dit tot een overslagdebiet van respectievelijk 39 l/m¹/s (i.p.v. 37 l/m¹/s) en 81 l/m¹/s (i.p.v. 78 l/m¹/s).

6.3.3 Conclusies

Omdat het thans aanwezige overslagdebiet feitelijk al ruim 'bovenkritisch' is en de overslag in de toekomst alleen maar toe zal nemen, zullen er maatregelen moeten worden genomen om de toekomstige hoeveelheid overslag te beperken dan wel de erosiebestendigheid van het binnentalud via aanvullende maatregelen te vergroten in combinatie met het op een acceptabele wijze bergen en afvoeren van overslaand water. Mogelijke maatregelen zijn daartoe in het volgende hoofdstuk nader uitgewerkt.

Ook uit deze resultaten blijkt overigens dat bij het definiëren van een robuust ontwerp (behorende bij het B-scenario en een zichttermijn van 50 jaar) tevens het (basis)ontwerp voor een termijn van 100 jaar voldoet. In deze zin is een dergelijk '50-jaars ontwerp' dus inderdaad robuust te noemen.



6.4 Samenvatting resultaten

Op grond van zowel de resultaten voor de Hondsbossche als de Pettemer Zeewering kan worden geconcludeerd dat de nu reeds bovenkritieke overslagdebieten op een termijn van 50 jaar zullen verdubbelen.

De overslagdebieten zijn bij de Pettemer ongeveer een factor twee groter dan bij de Hondsbossche Zeewering.

Het effect van een andere factor voor de vertaling van waterstandsmutatie naar een toename in de golfhoogte (0,6 i.p.v. 0,5; zie ook paragraaf 4.3.4) op de grootte van het overslagdebiet blijkt zeer gering en heeft geen effect op de feitelijke uitwerkingen.

Overigens wordt wel aanbevolen om bij vervolguitwerkingen gebruik te maken van de factor 0,6 en het gebruik hiervan bovendien te formaliseren.

Zowel de huidige als de situatie over 50 jaar vragen derhalve om maatregelen welke gericht zijn op een voldoende reductie van de mate van golfoverslag (tot 1 l/m¹/s) dan wel het significant vergroten van de overslagbestendigheid van het binnentalud in combinatie met het op een acceptabele wijze bergen en afvoeren van overslaand water. Mogelijke maatregelen daartoe zijn in het volgende hoofdstuk verder uitgewerkt.

7 Uitwerking mogelijke maatregelen

7.1 Inleiding

Op basis van de resultaten van de twee vorige hoofdstukken moet worden geconcludeerd dat de beide dijken zowel in de huidige situatie als in de nabije toekomst niet meer aan de gestelde eisen voldoen.

Het als realistisch aan te merken, maatgevende criterium met een gemiddeld overslagdebiet van 1 l/m¹/s wordt in alle gevallen ruimschoots overschreden. Onder maatgevende (toets)omstandigheden zal dus per definitie sprake zijn van het initieel falen van de dijk.

In het volgende zijn een aantal mogelijke verbeteringsmaatregelen uitgewerkt waarbij onderscheid gemaakt is tussen:

- het basisontwerp;
- een meer robuust ontwerp.

De laatste situatie dient daarbij ter beoordeling van de robuustheid van het basisontwerp.

Voor het basisontwerp is de situatie conform scenario 'A050' in beschouwing genomen, daarbij dus rekening houdend met een klimaatverandering volgens het zogenaamde middenscenario, dit in combinatie met een zichttermijn van 50 jaar.

De robuustheidstoets van het ontwerp is in beschouwing genomen door berekeningen uit te voeren voor scenario 'B050' conform het maximum klimaatscenario bij dezelfde zichttermijn.

De hiermee samenhangende condities zijn samengebracht in tabel 7.1.

Doel	Dijkvak	Waterstand h [m tov NAP]	Golfhoogte H_{m0} [m]	Golfperiode $T_{m-1,0}$ [s]	Golfinvalshoek [°]
Basisontwerp	Hondsbosse	5,20	4.85	12.10	11
	Pettemer	5,10	4.45	12.20	4
Robuustheid	Hondsbosse	5,75	5.15	12.40	11
	Pettemer	5,65	4.75	12.50	4

Tabel 7.1: Overzicht gehanteerde hydraulische condities voor verkenning oplossingsrichtingen voor ontwerp (middenscenario 'A050') en robuustheidstoets (maximumscenario 'B050').

De constructie is in beide gevallen met 0,1 m verlaagd ten opzichte van de uitgangssituatie.

In de situatie zonder maatregelen bedraagt het overslagdebiet voor de Hondsbosse en de Pettemer Zeewering respectievelijk 18 l/m¹/s en 37 l/m¹/s voor het basisontwerp en 41 l/m¹/s en 78 l/m¹/s bij het robuustheidsscenario (zie vorige hoofdstuk).

Bij de kwantificering is gebruik gemaakt de twee, in tabel 2.1 gegeven, kritieke overslagdebieten (1 l/m¹/s en 10 l/m¹/s). De 'maatregel' wordt daarbij dus steeds zodanig gedimensioneerd dat de resulterende overslag overeenkomstig de kritieke waarde is.

Gezien het feit dat er sprake is van twee behoorlijk verschillende dijkvakprofielen met elk een eigen specifieke belasting, is er ook voor gekozen om de uitwerkingen voor de beide dijkvakken in eerste instantie naast elkaar te beschouwen. Er wordt dus niet gezocht naar een enkele oplossing voor het gehele traject.



7.2 Overzicht mogelijke maatregelen

7.2.1 Afbakening

In een eerdere fase van de planstudie zijn reeds een groot aantal mogelijke maatregelen beschouwd. In dat kader is er ook voor gekozen om de meer grootschalige oplossingen niet meer in beschouwing te nemen. Hierbij kan worden gedacht aan het volledig 'verduinen' van de dijk, het aanleggen van sluffers, het gebruik van lange (strek)dammen en het aanleggen van beschermende eilanden voor de dijk [WL, 2004].

In deze zin heeft de voorliggende studie dan ook betrekking op aanvullende uitwerkingen en is er dus geen sprake van vervangend onderzoek.

7.2.2 Overzicht

Een en ander impliceert dat de onderzochte maatregelen nu dus beperkt blijven tot relatief lokale ingrepen. Feitelijk zijn daarbij twee verschillende hoofdoplossingen te onderscheiden, namelijk:

- Een (re-actieve) oplossing waarbij het binnentalud aanvullend wordt versterkt en de optredende overslaghoeveelheid wordt geborgen en afgevoerd;
- Een (pro-actieve) oplossing waarbij de optredende golfoverslag wordt beperkt door aanpassing van de aanwezige dijkconstructie of reductie van de golfaanval.

Deze hoofdoplossingen zijn in figuur 7.1 schetsmatig weergegeven waarbij voor de overslagreducerende ingrepen dus twee verschillende sub-categorieën worden onderscheiden.

Overslagbestendiger maken binnentalud

Voor het meer overslagbestendig maken van het binnentalud zijn er in principe tal van mogelijkheden. Deze variëren van een kustmatig versterkte graslaag tot het maken van een geheel verhard binnentalud. Bij een overslagdebiet groter dan 10 l/m¹/s gelden er ook eisen ten aanzien van de berging en afvoer van het overgeslagen water.

Reductie van overslag

De oplossing kan ook worden gezocht in het beperken van de mate van overslag. Hiervoor zijn, gegeven het feit dat het PC-OVERSLAG-model zal worden toegepast voor het toetsen van de oplossing, feitelijk een beperkt aantal oplossingsrichtingen voorhanden. De hoeveelheid overslag wordt immers bepaald door de interactie tussen de aanwezige dijkconstructie en de maatgevende hydraulische belasting.

Dit betekent dat de gewenste reductie van de mate van golfoverslag kan worden bereikt door:

- een aanpassing van de aanwezige dijkconstructie en/of
- een beïnvloeding/reductie van de hydraulische belasting onder de maatgevende omstandigheden.

Natuurlijk zijn daarbij ook combinaties van beide mogelijk.

De eerste uitwerkingen zijn echter gericht op een enkelvoudige oplossing en worden in het volgende verder uitgewerkt. Mogelijke combinaties komen verder op aan de orde (zie ook paragraaf 7.5).

Tabel 7.2 geeft een samenvattend overzicht van de beschouwde hoofdoplossingen.

Serie	Omschrijving	Doelstelling
B	Vergroting overslagbestendigheid binnentalud	Reductie effect golfoverslag
C	Aanpassingen aan constructie	Reductie golfoploop en overslag (zie paragraaf 7.3)
R	Randvoorwaarde ingrepen	Reductie golfaanval (zie paragraaf 7.4)

Tabel 7.2: Overzicht beschouwde hoofdoplossingen.

7.2.3 Overslagbestendiger maken binnentalud (B-serie)

Bij het meer overslagbestendig maken van het binnentalud kan een situatie worden bereikt waarbij het overslaande water niet leidt tot een falende binnenbekleding. Bovendien gelden er voor een overslagdebiet groter dan 10 l/m¹/s ook expliciete eisen ten aanzien van de berging en afvoer van het overgeslagen water. Beide aspecten spelen daarbij een rol.

Meer overslagbestendig maken binnentalud

Bij het meer overslagbestendig maken van het binnentalud zou in eerste instantie kunnen worden gedacht aan een grasmatt op zeer goede kleibekleding, welke in principe tot 10 l/m¹/s zou moeten kunnen hebben.

Een dergelijke combinatie is hier echter niet toepasbaar omdat de kleibekleding bij de hier beschouwde hoge dijken te snel aan uitdroging onderhevig is. Het vegetatiedek op de Hondsbosse en Pettemer Zeewering wil overigens niet alleen slecht groeien door de frequente uitdroging, maar ook door de zoute spray over de dijk. Bovendien overtreffen de berekende debieten de maximaal haalbare 10 l/m¹/s ruimschoots. Deze optie vervalt dus.

In uitvoering zijnd onderzoek naar kunstmatig versterkte grasmatten laat zien dat er bij dergelijke constructies veel meer overslag kan optreden voordat de grasmatt faalt. Verwacht wordt dat een overslag in de orde van 20 tot 30 l/m¹/s nog zou moeten kunnen. Definitief uitsluitsel hierover is er echter nog niet.

Voor het toelaten van nog grotere overslaghoeveelheden is een meer constructieve oplossing nodig. Hierbij kan zelfs gedacht worden aan een volledig verhard binnentalud waarbij de overslag in principe onbeperkt zou mogen zijn. Een dergelijk verhard talud zou overigens ook weer door middel van een kleilaag met een grasbekleding kunnen worden afgewerkt waardoor deze er weer relatief 'natuurlijk' uit ziet.

Berging en afvoer overslaand water

Bij een overslagdebiet groter dan 10 l/m¹/s gelden er ook eisen ten aanzien van de berging en afvoer van het overgeslagen water.

In een eerdere fase van het project is deze optie voor de situatie bij Petten reeds bekeken [Alkyon, 2005c]. Daarbij is onder andere gekeken naar:

- Het watervolume dat tijdens de ontwerpstorm over de kruin van de zeewering zal slaan;
- De mogelijkheid om het overgeslagen water aan de noord- of zuidzijde van Petten te bergen;
- De globale dimensies van de benodigde constructies voor het afvoeren van dit watervolume.

Als meest geschikte en goed inpasbare uitwerking kwam hierbij een ter plaatse van de teen van de dijk aan te brengen goot naar voren.



Deze constructie werd echter nog gedimensioneerd op een gemiddeld overslagdebiet van 15 l/m¹/s. Uit de huidige uitwerkingen blijkt dit debiet echter 40 tot 80 l/m¹/s te bedragen, hetgeen zou leiden tot een factor 3 tot 5 grotere bakconstructie. Omdat, mede gezien de slechts beperkt aanwezige ruimte, een dergelijke constructie niet inpasbaar is, moet worden geconstateerd dat het overslagbestendiger maken van het binnentalud als hoofdoptie voor de Pettemer Zeewering in ieder geval niet mogelijk is.

Overslagbestendiger maken Hondsbossche Zeewering

Voor de Hondsbossche Zeewering zijn er wat dat betreft meer mogelijkheden. Bovendien is het maatgevend debiet veel kleiner (20 tot 40 l/m¹/s) en behoort daarbij zelfs een kunstmatig versterkte grasmat nog tot de mogelijkheden.

7.2.4 Constructieve oplossingen (C-serie)

Teneinde een situatie met gereduceerde overslag te bereiken zijn er verschillende categorieën constructieve ingrepen te bedenken. Te noemen zijn:

- een reguliere dijkverhoging;
- een (verdere) verruwing van het aanwezige buitentalud;
- een aanpassing van de profielvorm van het buitentalud;
- het toepassen van constructies op het buitentalud.

Deze constructieve maatregelen (aangegeven met code C1 t/m C4) zijn schematisch weergegeven in figuur 7.2.

Maatregel C1: Reguliere kruinverhoging

Bij een reguliere kruinverhoging wordt het bovenste deel van het buitentalud tot het benodigde kruinniveau doorgezet. De consequentie hiervan is dat de binnenkruinrand zich verder landwaarts verplaatst en deze ruimte wel aanwezig moet zijn. Ten aanzien van dit laatste is er een groot verschil tussen de beide dijksecties.

Maatregel C2: Verruwing buitentalud

Een verruwing van het buitentalud leidt tot een reductie van de invloedsfactor voor de ruwheid en dus, binnen bepaalde grenzen, tot een reductie van de hoeveelheid overslag.

Hierbij is nog een onderscheid gemaakt tussen:

- het (verder) verruwen van het boventalud (boven het NAP+7 m niveau);
- het verruwen van een groter deel van het talud (vanaf NAP+5 m of zelfs volledig).

Maatregel C3: Aanpassing profielvorm buitentalud

Bij de vorige maatregelen vindt er geen aanpassing plaats van de aanwezige profielvorm. Bij deze maatregel gebeurt dit wel.

Hierbij zijn er in principe zeer veel mogelijkheden aanwezig.

In het kader van deze uitwerkingen zijn er een tweetal verder uitgewerkt, te weten:

- C3a: het ophogen van de tussenberm;
- C3b: het zeewaarts uitbouwen van het ondertalud.

Feitelijk betreft dit een vervorming van het buitentalud waarbij, uit praktische overwegingen, in eerste instantie alleen gekozen is voor het 'aanpakken' van een deel

van het aanwezige beloop. Ter aanvulling is ook vervolgens ook nog een derde oplossing uitgewerkt waarbij het volledige talud vanaf de buitenkruinlijn is verflauwd.

- C3c: het verflauwen van het volledige talud.

Bij zowel het zeewaarts uitbouwen van het ondertalud als het verflauwen van het volledige talud schuift de teen van de constructie in zeewaartse richting. Hierdoor neemt de door de aanwezige strandhoofden gegeven bescherming af (de strandhoofden worden hierdoor relatief gezien immers korter).

Maatregel C4: Constructieve ingrepen op het buitentalud

In deze categorie valt bijvoorbeeld het plaatsen van een constructie op het boventalud en/of de berm waardoor de golfoploop en terugloop wordt verstoord, dit met minder golfoverslag als resultaat. De dimensionering van een dergelijke constructie is met het standaard rekenmodel (PC-OVERSLAG) overigens niet mogelijk.

De nadere uitwerkingen zijn samengebracht in paragraaf 7.3.

7.2.5 Reductie maatgevende hydraulische condities (R-serie)

De maatgevende hydraulische belasting bestaat uit een combinatie van:

- de waterstand: de maatgevende waarde;
- de golfhoogte: de significante golfhoogte c.q. de H_{m0} -waarde;
- de golfperiode: de $T_{m-1,0}$ -waarde;
- de hoek van golfaanval β (ten opzichte van de lokale dijknormaal).

Duidelijk mag zijn dat aan de maatgevende waterstand weinig te doen is. Dit geldt ook voor de hoek van golfval waarbij bovendien het eventueel daarmee bereikte effect relatief beperkt zal zijn. Resteert dus een reductie van de golfaanval, zijnde de golfhoogte en/of de golfperiode.

Maatregel R1: Reductie golfhoogte (door voorland)

Een reductie in de golfhoogte kan worden bereikt door het aanbrengen van een relatief hooggelegen voorland aansluitend op de dijk. Dit voorland kan als harde constructie (zeer brede berm) maar ook als zachte constructie in de vorm van een opgespoten strand worden aangebracht.

Afhankelijk van de resterende lokale waterdiepte en de grootte van de brekingsindex (circa 0,6) blijft daarbij een beperkt deel van de diepwater golfhoogte over. Hiervoor dient het voorland wel voldoende breed te zijn.

Indien er vanuit de toelaatbare overslag eisen worden gesteld aan de resterende golfhoogte bij de teen van de dijk, kan op deze wijze ook het benodigde voorland-niveau worden vastgesteld.

Maatregel R2/3: Reductie golfperiode en golfhoogte (door langsdam)

Door het aanbrengen van een bodemverhoging op de vooroever (bijvoorbeeld in de vorm van een kunstmatig rif of golfbreker), kan naast een beperking van de golfhoogte ook een zekere reductie in de grootte van de golfperiode worden bereikt.^{*)}

Reducties ter grootte van 10 % in de golfperiode ($T_{m-1,0}$ -waarde) lijken daarbij tot de mogelijkheden te behoren.

^{*)} Relevante informatie over dit soort constructies is te vinden in een rapport waarin de resultaten van modelonderzoek naar kunstrippen zijn beschreven. Dit onderzoek werd uitgevoerd in het kader van WINN.



Deze oplossingsrichtingen zijn schematisch weergegeven in figuur 7.3. De nadere uitwerkingen zijn onder de noemer van 'randvoorwaarde-oplossingen' samengebracht in paragraaf 7.4.

Maatregel R4: Reductie golfperiode en hoogte (combinatie voorland/langsdam)

In aanvulling op deze basisuitwerkingen is ook aandacht gegeven aan een combinatie van een langsdam en een voorland. Hierbij dient de langsdam voor de eerstelijns reductie van zowel de golfperiode als de golfhoogte en heeft het voorland de taak om de resterende golf terug te brengen tot de nog net acceptabele waarde.

7.2.6 Overzicht beschouwde maatregelen

Tabel 7.3 geeft een samenvattend overzicht van de in dit kader beschouwde enkelvoudige maatregelen.

Constructieve ingrepen (zie ook figuur 7.2)	Randvoorwaarde ingrepen (zie ook figuur 7.3)
C1 Reguliere dijkverhoging	R1 Golfhoogte reductie (voorland)
C2 Verruwing een of meerdere taluddelen	R2 Golfperiode reductie
C3a Ophogen van aanwezige berm	R3 Combinatie golfhoogte/periode reductie (langsdam)
C3b Zeewaarts uitbouwen ondertalud	R4 Combinatieoplossing (voorland met langsdam)
C3c Verflauwen gehele talud	
C4 Constructieve ingrepen op boventalud/berm	

Tabel 7.3: Overzicht classificatie beschouwde enkelvoudige maatregelen.

De nadere uitwerking van de constructieve en randvoorwaarde-ingrepen is gegeven in de volgende twee paragrafen.

Aansluitend is in paragraaf 7.5 nog een bepaalde combinatie van maatregelen in beschouwing genomen.

7.3 Uitwerking constructieve maatregelen (C-serie)

7.3.1 Optie C1 - Reguliere dijkverhoging

In deze oplossingsrichting wordt het bestaande talud tot op een zodanig hoog niveau doorgetrokken dat het dan optredende gemiddelde overslagdebiet precies aan de gestelde norm voldoet. Voor een buitentalud onder 1 : 3 en een binnentalud onder 1 : 3 resulteert dit per meter verhoging in een extra landwaartse verplaatsing van de teen van de dijk over 6 m.

De nieuwste, hier gehanteerde versie van het PC-OVERSLAG-model biedt de mogelijkheid om het benodigde kruinniveau - op een correcte wijze - automatisch te berekenen. Het resultaat van deze berekening per dijkvak is samengebracht in de figuren 7.4 en 7.5 en de tabellen 7.4 en 7.5.

Hondsbossche Zeewering

In figuur 7.4 is het benodigde kruinniveau als functie van de tijd en het scenario gegeven. De dikke lijn heeft betrekking op een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s; de dunne lijn op 10 l/m¹/s. Een hoger toelaatbaar debiet vraagt daarbij om een minder hoog kruinniveau. De onderste figuur geeft de benodigde kruinverhoging.

De resultaten zijn ook samengebracht in tabel 7.4. Bij het aanwezige kruinniveau (in de tweede kolom) is rekening gehouden met de bodemdaling van 0,2 m/eeuw.

Scenario	Aanwezig kruinniveau Z_{kr} [m tov NAP]	Kritiek debiet 1 l/m ¹ /s		Kritiek debiet 10 l/m ¹ /s	
		Benodigd Z_{kr} [m tov NAP]	Verhoging [m]	Benodigd Z_{kr} [m tov NAP]	Verhoging [m]
Basisconditie	12.00	15.48	3.48	12.13	0.13
A050	11.90	16.25	4.35	12.81	0.91
A100	11.80	16.98	5.18	13.46	1.66
B050	11.90	17.98	6.08	14.30	2.40
B100	11.80	18.87	7.07	15.11	3.31
B200	11.60	20.78	9.18	16.83	5.23

Tabel 7.4: Overzicht benodigde kruinhoogten per toekomstscenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Het toelaten van een factor 10 hoger overslagdebiet leidt tot een reductie in de benodigde kruinverhoging van 3 tot 4 m.

Afhankelijk van het kritieke overslagdebiet bedraagt de benodigde kruinverhoging voor het basisontwerp (scenario 'A050') 0,91 (bij 10 l/m¹/s) tot 4,35 m (bij 1 l/m¹/s).

Uitgaande van een realiseerbaar geachte situatie met een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s, moet deze dijk dus worden opgehoogd tot NAP+16,25 m (ontwerp) of NAP +18,00 m (robuust).

Pettemer Zeewering

Vergelijkbare resultaten zijn voor de Pettemer Zeewering gepresenteerd in figuur 7.5 en tabel 7.5.

Scenario	Aanwezig kruinniveau Z_{kr} [m tov NAP]	Kritiek debiet 1 l/m ¹ /s		Kritiek debiet 10 l/m ¹ /s	
		Benodigd Z_{kr} [m tov NAP]	Verhoging [m]	Benodigd Z_{kr} [m tov NAP]	Verhoging [m]
Basisconditie	12.70	18.02	5.32	14.27	1.57
A050	12.60	18.71	6.11	14.87	2.27
A100	12.50	19.38	6.88	15.48	2.98
B050	12.60	20.45	7.85	16.37	3.77
B100	12.50	21.36	8.86	17.19	4.69
B200	12.30	23.36	11.06	18.97	6.67

Tabel 7.5: Overzicht benodigde kruinhoogten per toekomstscenario voor de Pettemer Zeewering.

Afhankelijk van het kritieke overslagdebiet bedraagt de benodigde kruinverhoging voor het basisontwerp (scenario 'A050') 2,27 (bij 10 l/m¹/s) tot 6,11 m (bij 1 l/m¹/s).

Uitgaande van een realiseerbaar geachte situatie met een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s, moet deze dijk dus worden opgehoogd tot NAP+18,70 m (ontwerp) of NAP +20,45 m (robuust).

Vergelijking met de resultaten van de Hondsbossche laat zien dat het benodigde kruinniveau voor de Pettemer 2 tot 3 m hoger is en de daarmee samenhangende extra kruinverhoging (door de ook thans hogere kruin) 1 tot 2 m bedraagt.

Figuur 7.6 geeft de ter informatie de relatie tussen de kruinhoogte en de grootte van het overslagdebiet voor de zowel het A050- als het B050-scenario. Hieruit kan voor willekeurige waarden van het overslagdebiet het benodigde kruinhoogteniveau eenvoudig worden afgelezen.

Voor bijvoorbeeld het A-scenario bedraagt het benodigde kruinniveau voor de Pettemer Zeewering (onderste blauwe lijn in onderste afbeelding) bij een overslagdebiet van 1 l/m¹/s circa NAP+18,7 m. Dit sluit aan bij het in tabel 7.5 opgenomen getalswaarde.



Samenvattend zal er, bij het hanteren van een reguliere grasbekleding en dus een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s, sprake moeten zijn van een niet onaanzienlijke verhoging van de kruin.

Bij de Pettemer Zeewering levert dit met het oog op de hier aanwezige bebouwing waarschijnlijk de nodige problemen op. Een dijkverhoging tot 'slechts' orde NAP+16 m is nog realiseerbaar zonder dat daarvoor bebouwing moet wijken.

7.3.2 Optie C2 - Verruwing van het talud

Het effect van een verdere verruwing van het buitentalud is onderzocht door voor de situatie behorende bij het A050-scenario, het overslagdebiet uit te rekenen voor verschillende grootten en verdelingen van de invloedsfactor voor de ruwheid.

Als ondergrens van de invloedsfactor is voor deze verkenning een factor 0,5 aangehouden, een verruwing welke wordt verkregen bij een stortstenen talud (de factor bedraagt dan 0,55). De vraag doet zich echter voor of een dergelijke extreme verruwing hier haalbaar is. Dit neemt echter niet weg dat het beschouwen van een dergelijke waarde wel inzicht geeft in het maximaal mogelijke effect van een taludverruwing.

Hondsbossche Zeewering

De resultaten voor de Hondsbossche Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.6.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	18	Met invloedsfactor 0,80 voor boventalud
Factor 0,5 voor boventalud	12	Zeet extreme lokale verruwing
Factor 0,8 vanaf tussenberm	6	Doorzetting verruwing t/m de berm
Factor 0,8 voor gehele talud	5	
Factor 0,5 voor gehele talud	0	Zeet extreme totale verruwing

Tabel 7.6: Effect verruwing buitentalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Door het verder verruwen van het talud neemt de overslag af.

Indien de thans aanwezige ruwheid (factor 0,80) van het boventalud wordt doorgezet tot op de berm neemt de overslag met een factor 3 af tot 6 l/m¹/s. Het nog verder naar beneden doorzetten van de verruwing heeft slechts een beperkt additioneel effect.

Met het extreem verruwen kunnen potentieel nog grotere reducties worden verkregen. Het realiseren van een dergelijke ruwheid lijkt echter niet mogelijk.

Pettemer Zeewering

De resultaten voor de Pettemer Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.7.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	37	Met invloedsfactor 0,90 voor boventalud
Factor 0,8 voor boventalud	29	Aanvullende lokale verruwing
Factor 0,5 voor boventalud	11	Zeet extreme lokale verruwing
Factor 0,8 vanaf tussenberm	15	Doorzetting verruwing t/m de berm
Factor 0,8 voor gehele talud	14	
Factor 0,5 voor gehele talud	0	Zeet extreme totale verruwing

Tabel 7.7: Effect verruwing buitentalud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering.

Zoals al eerder geconstateerd kan hier met een verruwing van het buitenbeloop een reductie van het overslagdebiet worden verkregen.

Ook hier neemt door het verder verruwen van het talud de overslag af. Indien voor het boventalud de maximale ruwheid (factor 0,8) wordt doorgezet tot op de berm neemt de overslag af tot 15 l/m¹/s. Het nog verder naar beneden doorzetten van de verruwing heeft wederom slechts een beperkt additioneel effect. Met het extreem verruwen kunnen ook hier potentieel nog grotere reducties worden verkregen.

Samenvattend moet worden geconstateerd dat met een maximaal haalbaar geachte verruwing een significante reductie in de mate van overslag kan worden verkregen. De resterende overslag overtreft echter nog wel ruim de eerder gedefinieerde kritische waarde van 1 l/m¹/s hetgeen maakt dat dit geen enkelvoudige oplossing kan zijn.

7.3.3 Optie C3a - Ophogen van de aanwezige berm

Het effect van een ophoging van de aanwezige berm is onderzocht door voor de situatie behorende bij het A050-scenario, het overslagdebiet uit te rekenen voor verschillende verhogingen van de berm.

Hondsbossche Zeewering

. De resultaten voor de Hondsbossche Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.8.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	18	Dwarsprofiel conform tabel 3.5
0,5 m hogere tussenberm	17	
1,0 m hogere tussenberm	14	
1,5 m hogere tussenberm	17	
2,0 m hogere tussenberm	19	

Tabel 7.8: Effect verhoging tussenberm voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Uit deze resultaten kan worden geconcludeerd dat een beperkte verhoging leidt tot een beperkte reductie van de hoeveelheid overslag. Verder verhogen resulteert echter weer in een toename van deze hoeveelheid, dit mede als gevolg van het op deze wijze feitelijk realiseren van een gemiddeld steiler talud.

Pettemer Zeewering

De resultaten van een vergelijkbare uitwerking voor de Pettemer Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.9.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	37	Dwarsprofiel conform tabel 3.6
0,5 m hogere tussenberm	29	
1,0 m hogere tussenberm	34	
1,5 m hogere tussenberm	41	
2,0 m hogere tussenberm	50	

Tabel 7.9: Effect verhoging tussenberm voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering.

Aan deze resultaten kunnen soortgelijke conclusies worden verbonden. Ook hier leidt enige verhoging tot een beperkte reductie van de mate van overslag. Een grotere verhoging levert weer een grotere overslag.



Samenvattend kan worden geconcludeerd dat met 0,5 tot 1,0 m ophogen van het bermniveau een slechts een zeer beperkt effect op de mate van golfoverslag en daarbij dus als enkelvoudige oplossingsrichting feitelijk niet geschikt is.

7.3.4 Optie C3b - Zeewaarts uitbouwen van het ondertalud

Het effect van het zeewaarts uitbouwen van het ondertalud van de dijk is voor de situatie behorende bij het A050-scenario onderzocht door voor verschillende uitbouwwaarden de hoeveelheid overslag te berekenen.

Hondsbossche Zeewering

De resultaten voor de Hondsbossche Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.10.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	18	Dwarsprofiel conform tabel 3.5
5 m uitbouw	11	
10 m uitbouw	7	
15 m uitbouw	4	
20 m uitbouw	3	
25 m uitbouw	2	
30 m uitbouw	2	

Tabel 7.10: Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Uit deze resultaten kan worden geconcludeerd dat met het op deze wijze verflauwen van het buitentalud een significante reductie van de mate van golfoverslag kan worden verkregen. Bij een zeer omvangrijke uitbouw overtreft de overslag overigens nog steeds de kritieke waarde van 1 l/m¹/s.

Pettemer Zeewering

De resultaten van een vergelijkbare uitwerking voor de Pettemer Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.11.

Situatie	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	37	Dwarsprofiel conform tabel 3.6
5 m uitbouw	20	(zie ook tabel 7.13)
10 m uitbouw	11	
15 m uitbouw	8	
20 m uitbouw	8	
25 m uitbouw	8	
30 m uitbouw	8	

Tabel 7.11: Effect zeewaarts uitbouwen ondertalud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering.

Ook uit deze resultaten kan worden geconcludeerd dat met het op deze wijze verflauwen van het buitentalud wel reducerend werkt op van de mate van golfoverslag, maar dat de kritieke waarde van 1 l/m¹/s nog steeds wordt overtroffen. Als enkelvoudige oplossing lijkt dit dus minder geschikt.

Samenvattend resulteert het aanpassen van het ondertalud wel in een reductie van het overslagdebiet, maar vereist nog wel aanvullende maatregelen omdat het resterende overslagdebiet het maatgevende criterium nog steeds overtreft. Daarbij komt ook nog dat door het op deze wijze zeewaarts verplaatsen van de teen van de constructie de afstand tot de kop van de bescherming biedende strekdammen minder groot wordt.

7.3.5 Optie C3c – Verflauwen van het volledige talud

Het effect van het verflauwen van het volledige talud is voor de situatie behorende bij het A050-scenario onderzocht door voor verschillende 'steilheidsfactoren' de hoeveelheid overslag te berekenen. Door het toepassen van een steilheidsfactor groter dan de eenheid wordt een talud verkregen dat relatief flauwer is.

Hondsbossche Zeewering

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen zijn voor de Hondsbossche Zeewering gegeven in tabel 7.12. De (afgeronde) waarde van de helling van het boven- en ondertalud is ter informatie gegeven in de tweede kolom van deze tabel.

Situatie	Helling taluds	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	1 : 2,7 en 1 : 7,6	18	Dwarsprofiel conform tabel 3.5
5 % flauwer	1 : 2,8 en 1 : 8,0	13	(n.b.: niet beschikbaar Teen circa 20 m verder zeewaarts)
10 % flauwer	1 : 3,0 en 1 : 8,4	9	
15 % flauwer	1 : 3,1 en 1 : 8,7	n.b.	
20 % flauwer	1 : 3,2 en 1 : 9,1	n.b.	
25 % flauwer	1 : 3,4 en 1 : 9,5	n.b.	

Tabel 7.12: Effect verflauwen volledige talud voor A050-scenario voor de Hondsbossche Zeewering.

Uit deze resultaten kan worden geconcludeerd dat met het op deze wijze verflauwen van het talud een behoorlijke reductie van de mate van golfoverslag kan worden verkregen. Bij een 10 % flauwer talud halveert de hoeveelheid overslag. Voor nog flauwere taluds levert het (al in basis erg flauwe talud van de Hondsbossche Zeewering) geen resultaten meer daar een dergelijke toepassing buiten het bereik van het model valt (niet beschikbaar / n.b. in de tabel).

Pettemer Zeewering

De resultaten van een vergelijkbare uitwerking voor de Pettemer Zeewering zijn samengebracht in tabel 7.13, ook hier weer met de hellingen van boven- en ondertalud ter indicatie.

Situatie	Helling taluds	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	Opmerkingen
Basissituatie	1 : 2,9 en 1 : 4,1	37	Dwarsprofiel conform tabel 3.6
5 % flauwer	1 : 3,0 en 1 : 4,3	29	Teen circa 15 m verder zeewaarts
10 % flauwer	1 : 3,2 en 1 : 4,5	21	
15 % flauwer	1 : 3,3 en 1 : 4,7	17	
20 % flauwer	1 : 3,5 en 1 : 4,9	13	
25 % flauwer	1 : 3,6 en 1 : 5,1	10	

Tabel 7.13: Effect verflauwen volledige talud voor A050-scenario voor de Pettemer Zeewering.

Samenvattend kan ook uit deze resultaten worden geconcludeerd dat met het op deze wijze verflauwen van het talud reducerend werkt op van de mate van golfoverslag, maar dat de kritieke waarde van 1 l/m¹/s nog steeds wordt overtroffen.

Een verflauwing van 25% leidt (bij een horizontale taludbreedte van 60 m tussen de buitenkruinlijn en de teen van de dijk; zie figuur 3.6) overigens tot een zeewaartse uitbouw van de teen van 15 m. In dit geval bedraagt het overslagdebiet 10 l/m¹/s. Deze waarde is nagenoeg vergelijkbaar met het resultaat dat wordt gevonden bij het alleen



uitbouwen van het ondertalud over deze afstand. In dat geval wordt een overslag van 8 l/m¹/s gevonden (zie tabel 7.11).

De breedte van het dijktaalud is dan overigens vergelijkbaar met de thans bij de Hondsbossche aanwezige breedte van de circa 75 m (zie figuur 3.5). De overslag voor de Pettemer is echter minder groot, dit deels als gevolg van de relatief mindere golfaanval bij de Pettemer (10 in plaats van 18 l/m¹/s).

Samenvattend leidt het verflauwen van het volledige talud tot een reductie van het overslagdebiet, maar zijn er nog wel aanvullende maatregelen vereist omdat het daarbij resterende overslagdebiet het maatgevende criterium nog steeds overtreft. Bovendien lijkt het er op dat een vergelijkbaar effect op de overslag ook kan worden bereikt door het alleen zeewaarts uitbouwen van het ondertalud.

Verder moet ook hier worden vermeld dat door het op deze wijze zeewaarts verplaatsen van de teen van de constructie de afstand tot de kop van de bescherming biedende strekdammen minder groot wordt en de teenconstructie dus relatief zwaarder zal moeten worden uitgevoerd.

7.3.6 Optie C4 – Constructieve ingrepen op boventalud en/of berm

Zoals reeds vermeld is het met het reguliere rekenmodel niet mogelijk om het effect van allerlei 'constructies' op het buitentalud en/of de berm te kwantificeren.

Desalniettemin lijkt het alleszins mogelijk zijn om met dergelijke constructies voldoende reductie in de mate van golfoverslag te bewerkstelligen. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan een verticale constructie op de berm of in het boventalud, dit eventueel in combinatie met een hierop aansluiten zeewaarts verschoven boventalud.

Voor het serieus onderzoeken van een dergelijke, innovatieve oplossingsrichtingen is nader fysisch modelonderzoek nodig daar de ontwerpformules voor dit soort specifieke gevallen ontbreken. Voor een damwand op de kruin zijn overigens wel enige formuleringen beschikbaar (deze zijn ook gebruikt voor de kwantificering van de huidige tijdelijke maatregel).

Voor een (vergelijkbare) constructie op de berm of in het boventalud zijn deze er echter niet. Het beschikbaar maken van bruikbare ontwerp-informatie zal vermoedelijk vragen om de nodige doorlooptijd.

Het nader verkennen van dergelijke oplossingen is echter pas aan de orde indien er voldoende vertrouwen bestaat in een dergelijke oplossingsrichting en dergelijke ingrepen op de berm/boventalud toelaatbaar worden geacht.

7.4 Uitwerking randvoorwaarde-maatregelen (R-serie)

7.4.1 Optie R1 - Reductie van de golfhoogte door voorland

Een reductie van de golfhoogte zal leiden tot minder golfoverslag.

Dit kan worden bereikt door het aanleggen van een voorland tegen de dijk met een bepaalde hoogte en een minimale breedte. Voor de breedte zal minimaal een afmeting van 1,5 maal de lokale golflengte moeten worden aangehouden. Deze maat is nodig om de benodigde golfdemping (tot 0,6 maal de waterdiepte) te kunnen realiseren.

Qua constructie kan zowel worden gedacht aan een harde constructie (vergelijkbaar met een reguliere berm, maar dan veel breder), maar ook aan een zachte constructie in de vorm van een strandaanvulling. Een nadeel van een dergelijke zachte oplossing is wel

dat deze zowel tijdens maatgevende omstandigheden als de meer dagelijkse omstandigheden aan erosie onderhevig zal zijn.

Ten aanzien van de profielontwikkeling onder stormomstandigheden kan bij de aanleg rekening worden gehouden met een voldoende hooggelegen dwarsprofiel. Het aanlegniveau zal daarbij dus ruim boven het voor de golfoploopreductie benodigde niveau moeten zijn gelegen. In het kader van een verkennend onderzoek naar de haalbaarheid van een zeewaartse zachte bescherming van de Westkapelse Zeedijk is ook aandacht besteed aan dergelijke profielontwikkelingen [Alkyon, 2007].

Ten aanzien van de erosie onder dagelijkse omstandigheden zal er sprake zijn van verlies van materiaal in zowel dwars- als langsrichting.

Het verlies in langsrichting komt daarbij met name ten goede aan de meer noordelijk gelegen kustvakken, waarbij met ten minste zand ten goede komt aan de aansluitconstructie tussen de dijk en het duin. Aanleg en onderhoud van een zandig voorland bij de Pettemer Zeewering zal in deze zin dus toeleverend zijn aan de noordelijk gelegen 'gladde kust'.

Voor een strandaanvulling voor de Hondsbosse Zeewering zal een relatief groter deel van het onderhoud via dwarstransport verdwijnen naar dieper water hetgeen een zandige voorlandoplossing voor dit deel van de zeewering qua onderhoud minder interessant maakt.

In figuur 7.7 is voor de beide dijksecties de grootte van de overslag gegeven als functie van de golfhoogte bij ongewijzigde golfperiode. Hierbij is wederom onderscheid gemaakt tussen het A- en het B-scenario (in beide gevallen voor een zichtperiode van 50 jaar). De rechterbegrenzing van de berekende relaties (aangegeven met de 'dikke punt') komt hierbij overeen met het debiet dat behoort bij de ongewijzigde, standaard golfconditie.

Op basis van deze 'ontwerprelaties' kan de benodigde reductie van de golfhoogte worden vastgesteld die nodig is om aan een bepaald overslagdebiet te voldoen. Voor bijvoorbeeld de Hondsbosse Zeewering vereist een kritiek overslagdebiet van 1 l/m¹/s voor het middenscenario (de onderste blauwe lijn in de bovenste afbeelding) een significante golfhoogte welke maximaal gelijk is aan circa 2,8 m.

Het op deze wijze verkregen resultaat voor de twee beschouwde kritieke waarden is voor beide dijkvakken gegeven in tabel 7.14.

Dijkvak	A050 - basisontwerp			B050 - robuustheidstoets		
	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s
Hondsbosse	4,85 m	4,3 m	2,8 m	5,15 m	3,7 m	2,1 m
Pettemer	4,45 m	3,4 m	2,3 m	4,75 m	3,0 m	2,2 m

Tabel 7.14: Overzicht toelaatbare golfhoogte (ongewijzigde golfperiode) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet.

De basisconditie komt hierbij overeen met de ongewijzigde lokale golfhoogte.

Voor het beperken van de overslag tot 1 l/m¹/s is voor de Pettemer Zeewering in het geval van het basisontwerp een golfhoogte van 2,3 m net toelaatbaar. Deze is de helft van de standaard-waarde van 4,45 m.



Voor een dergelijke golfhoogte is een lokale waterdiepte van 3,8 m benodigd (lokale golfhoogte is dan circa 60% van de waterdiepte en de waterdiepte is dus 2,3/0,6) hetgeen voor een waterstand van NAP+5,1 m (zie tabel 7.1) leidt tot een minimaal benodigd voorlandniveau van NAP+1,3 m.

De aldus bepaalde minimale niveau's van het voorland zijn voor beide dijkvakken samengebracht in tabel 7.15.

Dijkvak	A050 - basisontwerp			B050 - robuustheidstoets		
	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s
Hondsbossche	n.v.t.	NAP-2,0 m	NAP+0,5 m	n.v.t.	NAP-0,4 m	NAP+2,3 m
Pettemer	n.v.t.	NAP-0,6 m	NAP+1,3 m	n.v.t.	NAP+0,7 m	NAP+2,0 m

Tabel 7.15: Overzicht minimaal benodigd voorlandniveau behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet.

Een factor 10 lager overslagdebiet vraagt om een circa 2 m (1,3 tot 2,7 m) hoger voorlandniveau. Een robuuster ontwerp vraagt om een 1 tot 1,5 m hoger voorland.

7.4.2 Optie R2 - Reductie van de golfperiode

Vergelijkbaar met de golfhoogte zal ook een reductie van de golfperiode leiden tot een reductie in de mate van golfoverslag. Een dergelijke reductie is, zonder ook een effect te sorteren op de golfhoogte echter lastiger te realiseren, en kan in deze dus feitelijk worden aangeduid als een academisch geval. Een en ander staat een verkennende uitwerking echter niet in de weg.

In figuur 7.8 is, vergelijkbaar met de figuren voor de golfhoogte, de grootte van de overslag gegeven als functie van de golfperiode.

Op basis van deze relaties kan de benodigde reductie van de golfperiode worden vastgesteld die nodig is om aan een bepaald overslagdebiet te voldoen.

Het uiteindelijke resultaat van deze uitwerking is voor beide dijkvakken samengebracht in tabel 7.16.

Dijkvak	A050 - basisontwerp			B050 - robuustheidstoets		
	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s
Hondsbossche	12,1 s	11,1 s	8,5 s	12,4 s	10,0 s	7,5 s
Pettemer	12,2 s	9,9 s	7,4 s	12,5 s	8,9 s	6,7 s

Tabel 7.16: Overzicht toelaatbare golfperiode (ongewijzigde golfhoogte) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet.

Voor het verkrijgen van een situatie met een overslag van slechts 1 l/m¹/s is een onrealistisch grote reductie van de golfperiode nodig. Met alleen een beperkte reductie van de golfperiode kan niet worden voldaan aan de gewenste afname van het overslagdebiet.

Deze oplossingsrichting kan dan ook buiten beschouwing worden gelaten.

7.4.3 Optie R3 - Reductie van golfaanval door langsdam

Daar waar in de vorige paragraaf nog werd gesproken over een academische uitwerking waarbij alleen de golfperiode werd aangepast gaat het hier om een meer realistische combinatie van golfhoogte- en golfperiodereductie. Een dergelijke reductie kan worden bereikt door het aanbrengen van een voldoende hoge langsdam op enige afstand van de dijk.

Ten behoeve van deze uitwerking is uitgegaan van een vaste reductie van de maatgevende periode met 10 % en is vervolgens onderzocht wat de bijbehorende golfhoogte zou moeten zijn.

Figuur 7.9 geeft hiervan het resultaat, waarbij ook de eerdere resultaten van figuur 7.7 in de figuur zijn opgenomen. Het effect van de 10 % kleinere golfperiode komt tot uitdrukking in een verticale verplaatsing van de 'ontwerplijnen'.

Het uiteindelijke resultaat van deze uitwerking is voor beide dijkvakken samengebracht in tabel 7.17.

Dijkvak	A050 - basisontwerp			B050 - robuustheidstoets		
	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s	basis	10 l/m ¹ /s	1 l/m ¹ /s
Hondsbosse	4,85 m	> 4,85 m	3,3 m	5,15 m	4,4 m	2,6 m
Pettemer	4,45 m	3,9 m	2,7 m	4,75 m	3,5 m	2,3 m

Tabel 7.17: Overzicht toelaatbare golfhoogte (voor 10 % kleinere golfperiode) behorende bij specifiek kritiek overslagdebiet.

Door het in rekening brengen van een 10%’s reductie in de golfperiode neemt de toelaatbare golfhoogte met maximaal 0,5 m toe, zijnde de horizontale verschuiving tussen de verschillende lijnen.

Voor het reduceren van de golfhoogte tot de in de tabel aangegeven waarden is een relatief hoge, maar ook voldoende brede dam nodig. Deze zal ruim boven de gemiddelde waterstand moeten reiken om tijdens ontwerpcondities het gewenste effect te sorteren. Dit maakt dat deze constructie ook tijdens normale omstandigheden grote effecten zal hebben op de hydraulische en morfologische processen.

Voor het alleen reduceren van de golfperiode kan vermoedelijk worden volstaan met een lagere constructie. In dat geval zal er aanvullend nog sprake moeten zijn van een voorland om de noodzakelijke reductie in golfhoogte te bewerkstelligen.

7.4.4 Optie R4 - Reductie van golfaanval door langsdam/voorland

Zoals reeds volgde uit tabel 7.17 neemt door de aanwezigheid van een langsdam en de daarbij optredende reductie in de golfperiode, de benodigde golfhoogte bij de dijk circa 0,5 m af ten opzichte van het als R1 behandelde basisgeval.

Een en ander betekent dan ook dat de in tabel 7.15 gegeven voorlandniveau met circa 1 m (zijnde 0,5 m / 0,6) kunnen worden verlaagd. Verder lijkt het reëel om te veronderstellen dat door de golfperiodereductie ook sprake kan zijn van enige reductie van de benodigde voorlandbreedte.

7.5 Voorbeelduitwerking van een combinatieoplossing

7.5.1 Inleiding

In het voorgaande is steeds gewerkt met enkelvoudige oplossingen. In het volgende is een combinatieoplossing uitgewerkt waarbij voor de Pettemer Zeewering een beperkte dijkverhoging (C1) is gecombineerd met een verhoogd voorland (R1).



7.5.2 Overslagdebiet bij beperkte dijkverhoging Pettemer Zeewering

Voor het reduceren van de hoeveelheid overslag tot de kritieke waarde dient de dijk te worden opgehoogd tot een niveau van NAP+18,7 m (50 jaar middenscenario) of zelfs NAP+20,5 m (50 jaar robuust). De hiermee samenhangende verhoging van de dijk bedraagt dan respectievelijk 6,1 tot 7,9 m. Dit zijn zeer forse verhogingen, die niet zonder ingrijpende consequenties zijn.

Omdat een verhoging tot circa NAP+16 m nog net inpasbaar zou zijn zonder sloop van de woningen, lijkt het dan ook een goede optie om de verhoging tot dit niveau te beperken. Bij een dergelijk, feitelijk te laag kruinniveau wordt echter nog niet voldaan aan de kritieke waarde van de overslag.

De dan nog optredende overslag is af te leiden uit figuur 7.6 (onderste grafiek) en is gegeven in tabel 7.18.

Scenario	Overslagdebiet (l/m ¹ /s)	
	Huidige kruin (NAP+12,7 m)	Verhoogde kruin (NAP+16,0 m)
A050 (midden)	37	5
B050 (robuust)	78	12

Tabel 7.18: Overslagdebiet Pettemer Zeewering bij verschillende kruinniveau's.

Het nog te grote overslagdebiet kan worden 'opgevangen' door het beperken van de golfaanval of het alsnog accepteren van een dergelijke overslag en het daarmee dus de noodzaak tot het verbeteren van de overslagbestendigheid van het binnentalud. In het volgende is de eerste optie uitgewerkt.

7.5.3 Maximaal toelaatbare golfaanval

In figuur 7.7 is het effect van een kleinere golfhoogte gegeven op de grootte van het overslagdebiet. Door het verhogen van de kruin tot NAP+16 m neemt het overslagdebiet bij ongewijzigde hydraulische condities af tot de in tabel 7.18 (rechter kolom) gegeven waarden.

Het effect van een reductie van de golfaanval op de mate van overslag is gegeven in figuur 7.10. Uit deze figuur valt af te leiden dat voor het verkrijgen van een overslagdebiet van 1 l/m¹/s een reductie van de golfhoogte tot 3,5 of maximaal 3,2 m nodig is.

In vergelijking tot de oorspronkelijke situatie met een kruin op NAP+12,7 m is nu dus een minder grote reductie nodig (vergelijk met een golfhoogte van 2,3 m respectievelijk 2,2 m; zie ook tabel 7.14).

7.5.4 Benodigd voorlandniveau

De hoogte van het minimaal benodigde voorlandniveau kan worden bepaald door gebruik te maken van de ook eerder gebruikte waarde van de brekingsindex (0,6). Dit levert het in tabel 7.19 gegeven resultaat.

Scenario	Waterstand	Maximale golfhoogte	Maximale waterdiepte	Voorlandniveau
A050 (midden)	NAP+ 5,10 m	3,5 m	5,8 m	NAP- 0,7 m
B050 (robuust)	NAP+ 5,65 m	3,2 m	5,3 m	NAP+ 0,3 m

Tabel 7.19: Afleiding minimaal benodigd voorlandniveau Pettemer Zeewering (voor overslagdebiet 1 l/m¹/s).

Door aanwezigheid van een voldoende breed op NAP-0,7 m gelegen voorland in het geval van het 'A050-secnario' zal de inkomende golfhoogte (van 4,45 m) worden beperkt tot de maximaal 3,5 m. Dit leidt uiteindelijk tot een overslag welke precies gelijk is aan de als kritiek aangenomen waarde.

Ter vergelijking: Indien de dijk niet zou worden opgehoogd zou de maximale golfhoogte in het laatste geval dus slechts 2,3 m (zie tabel 7.14) bedragen, hetgeen zou vragen om een 2 m hoger voorland op NAP+1,3 m (zie tabel 7.15).

7.5.5 Benodigde strandaanvulling

De daadwerkelijk benodigde strandaanvulling die nodig is om tijdens ontwerp-omstandigheden de benodigde reductie te leveren is afhankelijk van de profielontwikkeling tijdens de maatgevende storm en de voor de geleidelijke erosie benodigde buffer.

Ten aanzien van het eerste aspect is gebruik gemaakt van de in een eerdere fase van de studie uitgevoerde berekeningen [Alkyon, 2005b]. Hierbij is voor verschillende aanlegprofielen de tijdsontwikkeling van de aanvulling en de golfaanval op de constructie onderzocht.

Voor een kruinniveau van de aanvulling op NAP+4 m (boven het reguliere duinvoetniveau), blijkt hierbij de benodigde breedte van de aanvulling orde 100 m te bedragen. Tijdens de maatgevende storm vervormt dit tot een afslagprofiel met een resterende golfhoogte ter plaatse van de dijk van 3,0 tot 3,5 m als resultaat.

Het hierbij benodigde aanvulvolume bedraagt circa $800 \text{ m}^3/\text{m}^1$ (zonder onderhoudsbuffer) tot $1.500 \text{ m}^3/\text{m}^1$ (ruime schatting).

Aanbevolen wordt overigens om hier in de vervolgfase nader onderzoek naar uit te voeren. De aanwezigheid van deze hoeveelheid zand is immers vrij cruciaal. In dit onderzoek zal dan ook moeten worden gekeken naar de meer graduele, jaarlijkse erosie van dit zandpakket.

Nog even ter vergelijking: Indien de dijk niet zou worden opgehoogd zou de maximaal toelaatbare golfhoogte in het laatste geval slechts 2,2 m bedragen, hetgeen zou vragen om een veel bredere aanvulling. Deze reikt daarbij tot ruim voorbij de koppen van de aanwezige strandhoofden en is daardoor ook aan meer erosie onderhevig.



8 Overzicht oplossingen en selectie alternatieven

8.1 Inleiding en aanpak

In dit hoofdstuk zijn de verschillende, in het vorige hoofdstuk uitgewerkte, oplossingen samengebracht en voorzien van een 'score' ten aanzien van de bruikbaarheid van de oplossing.

In het volgende is daartoe eerst een overzicht gegeven van de aandachtspunten en criteria die bij de beoordeling van de verschillende oplossingen een rol spelen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen een meer algemeen uitgangspunt en een serie bestuurlijk vastgestelde uitgangspunten alsmede de uiteindelijk gehanteerde vergelijkingscriteria.

Vervolgens zijn alle mogelijke oplossingen systematisch in een overzicht bijeengebracht en is een eerste schifting gemaakt naar op basis van deze criteria per definitie minder geschikte maatregelen.

Voor de in principe geschikte maatregelen is vervolgens een meer uitgebreide beoordeling gegeven. Hiertoe is ook gekeken naar de met de maatregelen samenhangende kosten. De hiertoe gehanteerde getalswaarden en de bijbehorende onderbouwing zijn bijeengebracht in de separaat toegevoegde bijlage D. De resterende oplossingen zijn vervolgens verder gerangschikt op basis waarvan uiteindelijk een aantal kansrijke combinatieoplossingen is benoemd.

Dit laatste overzicht kan worden gezien als het eindresultaat van deze studie. Hierin wordt dus geen expliciete keuze gemaakt voor een bepaalde oplossing, maar worden wel de meest kansrijk geachte (combinaties van) versterkingsalternatieven beschreven.

Een selectie van deze versterkingsalternatieven zal vervolgens in de volgende fase van deze studie verder moeten worden uitgewerkt. Uiteindelijk zal dit moeten leiden tot een daadwerkelijk versterkingsplan.

8.2 Uitgangspunten

8.2.1 Algemeen

Bij de beoordeling van de diverse oplossingen spelen verschillende uitgangspunten, randvoorwaarden en wensen een belangrijke rol.

Hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen een meer algemeen aanvaard uitgangspunt met betrekking tot de robuustheid van de oplossing en een aantal aanvullende, ook bestuurlijk vastgestelde, uitgangspunten.

8.2.2 Hoofduitgangspunt - robuustheid van de oplossing

Bij het selecteren van een voorkeursvariant moet de oplossing zodanig zijn dat deze ook op langere termijn houdbaar is. Er moet daarbij dus voldoende ruimte aanwezig zijn om eventuele additioneel benodigde verzwaringen op te kunnen vangen; de oplossing moet in deze zin dus eenvoudig uitbreidbaar zijn.

Dergelijke additionele verzwaringen kunnen worden veroorzaakt door het nog extra stijgen van de zeespiegel en/of het extra verzwaren van de maatgevende golfaanval.



In een recent, in opdracht van RWS/RIKZ, uitgevoerde studie zijn de consequenties van relevante onzekerheden verkennend in kaart gebracht [Alkyon, 2006b]. Hieruit blijkt onder andere dat het mogelijk verzwaren van de veiligheidsnorm grote consequenties kan hebben.

8.2.3 Aanvullende uitgangspunten

Omdat er in principe zeer veel (combinaties van) oplossingen mogelijk zijn, is getracht door het uitvoeren van een voorselectie het aantal te beschouwen oplossingsrichtingen enigszins te beperken.

Hiertoe is gebruik gemaakt van een aantal in het bestuurlijk overleg tussen Provincie, Hoogheemraadschap, Rijkswaterstaat en betrokken gemeenten vastgestelde uitgangspunten [Provincie Noord-Holland, 2006b].

Daartoe zijn de in het overleg van 20 december 2006 vastgelegde besluiten gebruikt voor zover deze noodzakelijk zijn voor deze voorselectie.

Deze bestuurlijke randvoorwaarden hebben betrekking op de volgende acht punten (#a t/m #h):

#a - Alleen lokale oplossingen

In een eerdere fase van de planstudie zijn reeds een groot aantal mogelijke maatregelen beschouwd. In dat kader is er reeds voor gekozen om de meer grootschalige oplossingen niet meer in beschouwing te nemen. Hierbij kan worden gedacht aan het volledig 'verduinen' van de dijk, het aanleggen van sluffers, het gebruik van lange (strek)dammen en het aanleggen van beschermende eilanden voor de dijk [WL, 2004].

Een en ander impliceert dat de onderzochte maatregelen nu dus beperkt kunnen blijven tot relatief lokale ingrepen. Met deze beperking is reeds bij de definitie van de mogelijke maatregelen (zie vorige hoofdstuk) rekening gehouden.

#b - Dijkvakken apart (maar in samenhang) beschouwen

Gezien het feit dat er sprake is van twee behoorlijk verschillende dijkvakprofielen met elk een eigen specifieke belasting, worden de beide dijkvakken in eerste instantie apart beschouwd. Er wordt dus per definitie niet gezocht naar een enkele oplossing voor het gehele traject. Dit neemt niet weg dat de oplossingen (achteraf) wel in samenhang moeten worden bekeken.

#c - Ook combinatieoplossingen

De uitwerkingen in het vorige hoofdstuk hadden veelal betrekking op enkelvoudige oplossingen. In de finale uitwerking worden ook de combinatieoplossingen in beschouwing genomen.

#d - Niet alleen theoretisch veilig

De oplossing moet niet alleen voldoen aan de theoretische richtlijnen en daarmee formeel veilig zijn, maar ook een voldoende gevoel van veiligheid geven. Een pro-actieve oplossing waarbij de golfaanval en/of de golfoploop wordt beperkt verdient daarbij dus de voorkeur boven een re-actieve oplossing waarbij alleen het binnentalud wordt versterkt.

#e - 'Groen' binnentalud

Ten aanzien van de vormgeving van het binnentalud gaat de voorkeur uit naar een zo 'natuurlijk' mogelijk aanzien. Dit betekent dat deze uit gras zal moeten bestaan. Indien als onderdeel van de oplossing een grotere erosiebestendigheid nodig is kan dit echter

ook worden bereikt door te het aanbrengen van een voldoende erosiebestendige laag onder een reguliere kleibekleding met gras.

In deze zin legt deze wens dus feitelijk geen beperkingen op ten aanzien van de te maken keuzes.

#f - Beperking wateroverlast

Bij de definitieve uitwerking zal aandacht moeten worden gegeven aan de ook tijdens minder extreme omstandigheden optredende wateroverlast. Hierbij is een verschil aanwezig tussen de beide dijkvakken waarbij overslaand water bij de Hondsbosse Zeewering tot minder problemen zal leiden dan bij de Pettemer Zeewering.

#g - Behoud woningen in Petten

Het onaangetast laten van de thans aanwezige bebouwing in Petten heeft de voorkeur. Een en ander impliceert dat een mogelijke reguliere verhoging van de zeewering hier beperkt moet blijven tot circa NAP+16 m. In dat geval is de sloop van deze woningen immers nog niet nodig.

#h - Geen belemmering infrastructurele ontwikkelingen

Het feit dat de oplossing niet belemmerend mag werken voor een mogelijke toekomstige aanleg van een marina kan feitelijk worden gezien als een speciale vorm van een robuustheidstoets.

8.3 Vergelijkingscriteria

Voor de uiteindelijke vergelijking tussen de verschillende maatregelen zijn een vijftal criteria onderscheiden, te weten:

- 1) het effect van de beschouwde maatregel op de mate van overslag;
- 2) de mate waarin deze past bij de eerder genoemde uitgangspunten;
- 3) de praktische haalbaarheid;
- 4) de mogelijke realisatie en uitvoeringstermijn;
- 5) de aan uitvoering en onderhoud verbonden kosten.

De eerste twee zijn primair onderscheidend verondersteld voor het al dan niet kansrijk achten van een bepaalde maatregel. Indien het effect op het overslagdebiet te beperkt is en/of de oplossing in strijd is met een bepaald uitgangspunt valt een dergelijke oplossing in principe (in ieder geval als hoofdoplossing) af.

Voor de aldus overgebleven oplossingen is vervolgens ook een oordeel gegeven over de praktische haalbaarheid, de realisatie en de kosten.

Nog even ter toelichting op de verschillende criteria:

1) Het effect van de beschouwde maatregel

De oplossing moet zodanig zijn dat deze resulteert in de benodigde reductie van de golfoverslag. Dit kan zowel in de vorm van een hoofdoplossing, maar ook als deeloplossing in combinatie met een andere oplossing.

2) De mate waarin deze past bij de uitgangspunten

Duidelijk mag zijn dat oplossingen welke in strijd zijn met de gedefinieerde uitgangspunten minder tot niet geschikt zijn.



3) De praktische haalbaarheid

De praktische haalbaarheid van een oplossing is ook van belang. Sommige oplossingen zijn immers minder eenvoudig te realiseren dan andere.

4) De realisatie en uitvoeringstermijn

Ook kan er een verschil aanwezig zijn tussen de realisatietermijn. Een bepaalde oplossing kan eenvoudig en snel worden geïmplementeerd daar waar er voor een andere nog veel voorwerk nodig is. Ook kunnen er verschillen aanwezig zijn tussen de aan de uitvoering verbonden tijdsduur.

5) De aan uitvoering en onderhoud verbonden kosten

Tot slot zal er een groot verschil kunnen zijn tussen de aan de uitvoering en onderhoud verbonden kosten.

Zoals reeds aangegeven is in bijlage D een indicatieve raming gegeven van de met de verschillende maatregelen samenhangende kosten.

8.4 Overzicht mogelijke maatregelen

8.4.1 Inleiding

In tabel 8.1 zijn de verschillende, in hoofdstuk 7 onderscheiden maatregelen (totaal 11 stuks) samen met het resultaat van de uitgevoerde verkenning op hoofdlijnen in een overzicht bijeengebracht. Dit overzicht is van toepassing voor zowel de Hondsbossche als de Pettemer Zeewering.

Maatregel	Resultaat verkenning
B Overslagbestendiger maken	Geen fysieke beperkingen; Wel voor afvoer overslag zorgen
C1 Reguliere dijkverhoging	Gewenste reductie overslagdebit haalbaar; Hoge dijk nodig
C2 Verruwing taluds	Tot halvering overslagdebit mogelijk; Niet als enkelvoudige maatregel geschikt
C3a Ophogen tussenberm	Zeër beperkte reductie overslagdebit mogelijk; Niet als maatregel geschikt
C3b Uitbouw ondertalud	Beperkte reductie overslagdebit mogelijk; Niet als hoofdmaatregel geschikt
C3c Verflauwing gehele talud	Beperkte reductie overslagdebit mogelijk; Meer praktisch in de vorm van C3b
C4 Constructie(s) op berm/boventalud	Gewenste reductie overslag waarschijnlijk realiseerbaar; Vereist nader onderzoek
R1 Aanleg hoger voorland	Gewenste reductie overslag haalbaar; Eenvoudig uitvoerbaar via strandaanvulling
R2 Reductie periode door langsdam	Zeër beperkte reductie overslagdebit mogelijk; Niet als maatregel geschikt
R3 Reductie golfaanval door langsdam	In principe voldoende reductie overslagdebit mogelijk; Vereist zeer hoge dam
R4 Combinatie langsdam/voorland	Gewenste reductie overslag haalbaar (conform R1); Vereist naast langsdam ook een voorland

Tabel 8.1: Overzicht en karakteristieke resultaten enkelvoudige maatregelen.

8.4.2 Eerste beoordeling geschiktheid

In tabel 8.1 is naast het feitelijke resultaat van de uitgevoerde verkenning ook een eerste oordeel gegeven over de bruikbaarheid van de oplossing.

Deze is in tabel 8.2 nog verder onderbouwd waarbij per dijkvak een poging is gedaan om een zo objectief mogelijke beoordeling te geven over: 1) het effect van de beschouwde maatregel en 2) de mate waarin deze past bij de eerder gedefinieerde uitgangspunten.

Daar waar er geen onderscheidend oordeel te geven is, is dit aangegeven met '+/-' . Verder is deze score soms aangevuld met een verwijzing naar een relevant uitgangspunt.

Code	Hondsbossche		Pettemer		Opmerkingen
	effect	uitgangsp.	effect	uitgangsp.	
B	+	+/-	+	- (f)	Bij Petten wateroverlast; als deelopl. geschikt
C1	++	++ (d)	++	+/- (d,g)	Bij Petten conflict t.a.v. bebouwing
C2	+/-	+/-	+/-	+/-	Niet als maatregel geschikt; als deelopl. wel
C3a	-	+/-	-	+/-	Niet als maatregel geschikt
C3b	+/-	+/-	+/-	+/-	Niet als maatregel geschikt; als deelopl. wel
C3c	+/-	+/-	+/-	+/-	Niet als maatregel geschikt (conform C3b)
C4	+	+(h)	+	+(h)	Vereist nader onderzoek
R1	++	+	++	+	Als strandaanvulling
R2	-	+/-	-	+/-	Niet als maatregel geschikt
R3	++	-(a,h)	++	-(a,h)	Niet als maatregel geschikt
R4	++	-(a,h)	++	-(a,h)	Eenvoudiger via R1 (zonder langsdam)

Tabel 8.2: Scores ten aanzien van 1) effecten en 2) uitgangspunten per dijkvak.

(-- zeer slecht; - slecht; +/- matig; + goed; ++ zeer goed)

Ten aanzien van het effect van de maatregel is hierbij geen onderscheid gemaakt tussen een toepassing voor de Hondsbossche of de Pettemer Zeewering.

De maatregelen C1-dijkverhoging, R1-voorland en R3/R4-langsdam scoren hierbij qua effectiviteit het hoogst (score '++'). Ook goed scoren B-overslagbestendigheid, C4-constructies (score '+'). Minder effectief blijken de maatregelen C3a-tussenberm en R2-langsdam (score '-'). Maatregel C2-taludverruwing en C3b-taluduitbouw zijn slechts beperkt effectief (score '+/-').

Maatregel C3c betreft feitelijk een meer ingrijpende versie van C3b. Het nagestreefde effect is immers in beide gevallen het verflauwen van het gemiddelde talud van de dijk. Dit is met name van belang voor de nu relatief steile Pettemer Zeewering.

Ten aanzien van de uitgangspunten kan er wel onderscheid gemaakt worden tussen beide dijkvakken. Uitgaande van een gemiddelde '+/-'-score kunnen een aantal combinaties van maatregelen en dijkvakken als afwijkend worden beoordeeld:

- Voor maatregel B-overslagbestendigheid is er met name voor Petten een probleem ten aanzien van de wateroverlast (item #f; score '-');
- C1-dijkverhoging voelt bijzonder veilig (item #d), maar levert bij Petten een probleem met de aanwezige bebouwing (item #g);
- Maatregel C4 geeft ook een relatief veilige bescherming (item #d), maar vereist nader onderzoek om deze vorm te kunnen geven.
- Maatregel R1-voorland geeft ook een relatief goede bescherming;
- Maatregelen R3 en R4 (langsdam) zijn enigszins strijdig met de wens om tot lokale oplossingen te komen (item a) en leggen bovendien beperkingen op ten aanzien van de ontwikkeling van een marina (item #h).



8.4.3 Niet geschikte oplossingen

Op basis van deze uitwerking wordt dus gekomen tot een aantal niet tot minder geschikte maatregelen.

C2 - Taludverruwing

De taludverruwing heeft slechts een beperkt effect op de grootte van de golfoverslag en is als hoofdmaatregel dan ook niet geschikt. Mede vanwege het feit dat deze oplossing deels al geïmplementeerd is wordt aanbevolen om nu niet tot een verdere taludverruwing over te gaan maar deze maatregel achter de hand te houden. Op deze wijze kunnen eventuele toekomstige kleinere tegenvallers alsnog worden opgevangen. De maatregel kan dus worden gebruikt als een backup-optie.

C3a en C3c – Aanpassing constructievorm (bermophoging, taludkanteling)

Ten aanzien van een aanpassing van de taludvorm zijn een drietal uitvoeringsvormen in beschouwing genomen. De verhoging van de berm blijkt nauwelijks effectief en valt daarmee dus definitief af. Een verflauwing van het talud door middel van een aanpassing van het ondertalud en de volledige verflauwing van het volledige talud hebben meer effect, maar leiden nog niet tot de gewenste reductie in golfoverslag. Qua geschiktheid is de uitbouw van het ondertalud daarbij het meest interessant. Dit mede vanwege het feit dat hierbij slechts een beperkt gedeelte van het talud onder handen hoeft te worden genomen.

Op basis hiervan is besloten om met name maatregel C3b als deeloplossing verder in beschouwing te blijven nemen en C3a en C3c dus te laten vervallen.

R2/3/4 – Golfaanvalreductie door langsdam

Voor deze optie is een zeer zware en hoge langsdam vereist. Wil een dergelijke constructie effectief zijn dan moet de dam zich slechts enkele meters onder de maatgevende waterstand bevinden hetgeen dus betekent dat de kruin van de dam ruim boven de gemiddelde waterstand (NAP) zal moeten liggen. Bovendien moet deze onder de maatgevende omstandigheden stabiel zijn en dus zwaar worden ontworpen.

Al met al leidt dit waarschijnlijk tot een zeer dure constructie die bovendien een meer grootschalig effect zal hebben op de dagelijkse omstandigheden, zowel wat betreft de stromingen als de morfologie. De maatregel is dan ook enigszins strijdig met de wens om tot lokale oplossingen te komen en legt bovendien beperkingen op ten aanzien van de ontwikkeling van een marina.

Op basis van deze overwegingen is deze constructieve oplossing niet meer in beschouwing genomen.

8.4.4 Resterende geschikte oplossingen

Daarmee vallen daarbij de deeloptyes bermverhoging (C3a), taludverflauwing (C3c) en de hoofdoptye langsdam (R2/3/4) dus af. Een optionele verruwing van het buitentalud (C2) wordt bewaard voor later (extra robuustheid).

Een en ander leidt tot de in tabel 8.3 gegeven kansrijke oplossingen. Van de 11 opties blijven er dus 5 over. Hierbij is C3b gemakshalve aangeduid als C3.

Code	Hondsbosse		Pettemer		Opmerkingen
	effect	uitgangsp.	effect	uitgangsp.	
B	+	+/-	+	- (f)	Bij Petten wateroverlast; als deelopl. geschikt
C1	++	++ (d)	++	+/- (d,g)	Bij Petten conflict t.a.v. bebouwing
C3	+/-	+/-	+/-	+/-	Als deeloplossing geschikt
C4	+	+(h)	+	+(h)	Vereist nader onderzoek
R1	++	+	++	+	Als strandaanvulling

Tabel 8.3: Scores ten aanzien van effecten en uitgangspunten per dijkvak voor kansrijke oplossingen.
(-- zeer slecht; - slecht; +/- matig; + goed; ++ zeer goed)

8.5 Nadere uitwerking mogelijke maatregelen

8.5.1 Inleiding

In het volgende zijn de mogelijke maatregelen per dijkvak verder uitgewerkt waarbij de dus de volgende maatregelen in beschouwing zijn genomen:

- B Overslagbestendiger maken;
- C1 Reguliere dijkverhoging;
- C3 Aanpassing of uitbouw van het ondertalud;
- C4 Constructieve ingrepen op boventalud/berm;
- R1 Golfhoogte reductie door aanleg voorland.

Hierbij zijn ook scores gegeven ten aanzien van alle vijf de eerder onderscheiden vergelijkingscriteria (zie paragraaf 8.2.2).

Criterium 3) praktische haalbaarheid en 4) realisatie en uitvoeringstermijn zijn hiertoe primair in kwalitatieve en relatieve zin vastgesteld. Dit geldt niet voor de kosten waarvoor gebruik is gemaakt van een indicatieve kostenraming.

8.5.2 Gebruik indicatieve kostenraming

Ten aanzien van de kosten heeft een meer kwantitatieve beoordeling plaatsgevonden. De totstandkoming van de indicatieve kostenraming is in meer detail uitgewerkt in de separaat toegevoegde bijlage D.

Hierin is voor de verschillende oplossingen, aan de hand van nader gespecificeerde uitgangspunten, een eerste raming gemaakt van de aan de aanleg en het onderhoud van een maatregel verbonden kosten. Het betreft hier een indicatieve verkenning, met name gericht op een eerste gebruik ter vergelijking van de verschillende mogelijkheden. Hierbij moet specifiek worden opgemerkt dat de kostenraming voor de zandige (deel)oplossing met een voorland zeker voor wat betreft de gehanteerde onderhouds-inschatting aan grote onzekerheden onderhevig is.

De kosten zijn bepaald aan de hand van het product van eenheidsprijzen en oppervlakten of volumes. Deze uitwerking is gegeven in tabel D.1. De op deze wijze afgeleide kosten zijn samengebracht in tabel D.2 en vervolgens voor respectievelijk de Hondsbosse en de Pettemer Zeewering grafisch weergegeven in de eveneens bijgevoegde figuren D.1 en D.2. Het zijn met name deze laatste figuren die bij de verdere relatieve beoordeling zijn gebruikt.



8.5.3 Enkelvoudige maatregelen Hondsbossche Zeewering

In tabel 8.4 is een overzicht gegeven van de scores op de onderscheiden vergelijkingscriteria. De als C3 aangegeven aanpassing van het buitentalud is feitelijk meer geschikt voor de Pettemer Zeewering daar deze dijk nu relatief steil is en hier dus de meeste winst te halen is.

Code	Vergelijkingscriteria					Opmerkingen
	#1) Effect	#2) Uitgangsp.	#3) Haalbaar	#4) Realisatie	#5) Kosten	
B	+	+/-	+	+	++	
C1	++	++ (d)	+	+/-	+/-	
C3	+/-	+/-	+/-	--	n.b.	Hier feitelijk niet geschikt
C4	+	+(h)	+/-	-	+/-	
R1	++	+	+	++	+/- tot +	Kosten relatief onzeker

Tabel 8.4: Scores ten aanzien van onderscheiden vergelijkingscriteria voor de Hondsbossche Zeewering
(-- zeer slecht; - slecht; +/- matig; + goed; ++ zeer goed; n.b. niet beschikbaar)

Haalbaarheid (criterium #3)

Ten aanzien van de haalbaarheid van de oplossing geldt eigenlijk alleen dat de innovatieve maatregel C4 en de aanpassing van het ondertalud C3 als enigszins risicovol qua uitvoering kunnen worden gekenschetst en in deze zin dus beperkt negatief onderscheidend zijn.

Realisatie (criterium #4)

Ten aanzien van de realisatie lijkt het reëel om te veronderstellen dat de benodigde realisatietijd oploopt van maatregel R1, via maatregel B en R naar maatregel C4 en C3. Een strandaanvulling (R1) kan immers relatief snel worden aangebracht daar waar voor het definiëren en plaatsen van constructieve elementen op het buitentalud/berm (C4) nog veel onderzoek en voorbereiding nodig zal zijn. De uitvoering van een taluduitbouw zal slechts strandvaksgewijs buiten het stormseizoen kunnen plaatsvinden waardoor er vermoedelijk sprake is van een relatief lange doorlooptijd. Ook zullen hierbij zogenaamde 'overwinterings-constructies' nodig zijn.

Kosten (criterium #5)

Ten aanzien van de kosten kan worden verwezen naar tabel D.2 en figuur D.1 van bijlage D en de hieraan voorafgaande afleidingen.

Uit deze indicatieve kostenramingen komt naar voren dat het overslagbestendig maken van de dijk zowel qua aanleg, onderhoud als gekapitaliseerde kosten (circa 10 miljoen euro) het meest interessant is.

Ten aanzien van de overige relevante maatregelen zijn de gekapitaliseerde kosten nagenoeg vergelijkbaar (circa 50 tot 80 miljoen euro), ofschoon er wel verschillen zijn tussen de individuele aanleg en onderhoudskosten.

Rekening houdend met de vermoedelijke onderschatting van de aan een achterwaartse versterking verbonden kosten en de gebruikte ruime onderhoudsmarges voor de zandige oplossing zullen de uiteindelijk kosten voor de zandige oplossing (R1) vermoedelijk onder die van C1 en C4 liggen en daarmee dus iets beter scoren (score '+').

8.5.4 Enkelvoudige maatregelen Pettemer Zeewering

In tabel 8.5 is een vergelijkbaar overzicht gegeven van de scores op de onderscheiden vergelijkingscriteria voor de Pettemer Zeewering.

Code	Vergelijkingscriteria					Opmerkingen
	#1) Effect	#2) Uitg.pnt	#3) Haalbaar	#4) Realisatie	#5) Kosten	
B	+	- (f)	-	+	++	Feitelijk ongeschikt (uitg.pnt)
C1	++	+/- (d,g)	+	+/-	+/-	
C3	+/-	+/-	+/-	--	+/-	
C4	+	+ (h)	+/-	-	+/- tot +	
R1	++	+	+	++	+/- tot ++	

Tabel 8.5: Scores ten aanzien van onderscheiden vergelijkingscriteria voor de Pettemer Zeewering
(-- zeer slecht; - slecht; +/- matig; + goed; ++ zeer goed)

Haalbaarheid (criterium #3)

Ten aanzien van de haalbaarheid van de oplossing geldt dat de innovatieve maatregel C4 en de aanpassing van het ondertalud C3 als enigszins risicovol qua uitvoering kunnen worden gekenschetst en ook hier in deze zin dus beperkt negatief onderscheidend zijn. Dit geldt hier echter ook voor de bergingsproblematiek wat in feite maakt dat maatregel B hier minder geschikt is.

Realisatie (criterium #4)

Ten aanzien van de realisatie zijn de overwegingen overeenkomstig die van de Hondsbossche Zeewering.

Kosten (criterium #5)

Ten aanzien van de kosten kan worden verwezen naar tabel D.2 en figuur D.2. Uit deze indicatieve kostenramingen komt naar voren dat ook hier het overslagbestendig maken van de dijk zowel qua aanleg, onderhoud als gekapitaliseerde kosten het meest interessant is. Deze oplossing stuit echter op praktische bezwaren en valt daarmee dus af.

Ten aanzien van de overige relevante maatregelen variëren de gekapitaliseerde kosten van circa 15 tot 30 miljoen euro, dit opnieuw met verschillen tussen de individuele aanleg en onderhoudskosten.

Een verbouwing van het ondertalud (C3) is qua kosten vergelijkbaar met een volledige verhoging van de dijk (C1; 25 tot 35 miljoen euro). Een verbouwing van het ondertalud is echter slechts geschikt als deeloplossing terwijl een volledige verhoging van de dijk hier strijdig is met de uitgangspunten.

Een ingreep op het boventalud zou wel als hoofdroplossing kunnen dienen en wordt geraamd op 15 tot 20 miljoen euro. Een zachte oplossing met een voorland wordt qua kosten geraamd op 10 tot 25 miljoen euro.

8.5.5 Samenvattend

Nadere beschouwing van de ongewogen, relatieve scores in tabel 8.4 laat zien dat de maatregelen B, C1 en R1 voor de Hondsbossche Zeewering vergelijkbaar scoren. Maatregel C4 blijft door de onzekerheden in de haalbaarheid en realisatie wat achter. Maatregel C3 (ondertaludaanpassing) is hier feitelijk niet aan de orde daar deze primair geschikt is voor de nu relatief steile Pettemer Zeewering.



Een en ander impliceert dat uiteindelijke maatregel voor dit dijkvak bij voorkeur uit maatregelen B, C1 en R1 zal moeten worden geselecteerd. Een combinatie van deze maatregelen is hierbij ook mogelijk waarbij ook C4 als deeloplossing in beschouwing kan worden genomen.

Voor de Pettemer Zeewering is een overslagbestendige dijk minder geschikt. De uiteindelijke maatregel voor dit dijkvak zal bij voorkeur uit maatregelen C1, C3, C4 en R1 moeten worden geselecteerd. Ook hierbij is een combinatie van deze maatregelen mogelijk.

8.6 Overzicht versterkingsalternatieven

8.6.1 Inleiding

In het volgende zijn de op basis van de vorige paragrafen geselecteerde alternatieven nader beschreven. Voor beide dijktrajecten is een onderscheid gemaakt tussen enkelvoudige maatregelen en kansrijke combinatie-oplossingen.

8.6.2 Versterkingsalternatieven voor Hondsbossche Zeewering

Voor de Hondsbossche Zeewering zijn vier enkelvoudige maatregelen en drie kansrijke combinatie-alternatieven afgeleid. Deze zijn samengebracht in tabel 8.6.

Maatregel	Enkelvoudige maatregelen						Kansrijke combinaties					
	H1	H2	H3	H4			H5	H6	H7			
B Overslagbestendig	X						X	X				
C1 Dijkverhoging		X					X		X			
C3 <i>Uitbouw ondertalud</i>	-	-	-	-			-	-	-			
C4 Ingrep boventalud			X									
R1 Voorland				X				X	X			

Tabel 8.6: Overzicht geselecteerde alternatieven voor de Hondsbossche Zeewering.

Maatregel C3 (cursief aangegeven) is hierbij slechts voor de volledigheid (ook in relatie tot de uitwerking voor de Pettemer; zie tabel 8.7) meegenomen.

Alternatief H1 – Vergroting overslagbestendigheid

In dit geval dus een versterking van het binnentalud waarbij nog indringend moet worden gekeken naar het waterbezwaar. De totale kosten worden geschat op circa 10 miljoen euro (zie tabel D.2).

Alternatief H2 – Reguliere dijkverhoging

In dit geval vindt er een reguliere, achterwaartse versterking van de aanwezige dijk plaats. Uitgaande van een maximaal overslagdebiet van 1 l/m¹/s leidt dit tot een kruinhoogte (conform scenario A050 of B050; zie tabel 7.3) van circa NAP+18,5 m tot NAP+20,5 m. De verhoging bedraagt daarmee dus 6 tot 8 m. De hieraan verbonden kosten bedragen ruwweg 50 tot 70 miljoen euro (zie tabel D.2).

Alternatief H3 – Golfoplopende constructie(s) op berm/boventalud

In dit geval dus een innovatieve constructie op het boventalud. Deze moet nog wel worden ontworpen en getest. De totale kosten bedragen vermoedelijk tussen de 40 en 90 miljoen euro (zie tabel D.2).

Alternatief H4 – Breed voorland

Een zeer breed en hoog voorland ter voorkoming van golfoploop. De totale kosten bedragen vermoedelijk tussen de 60 en 140 miljoen euro uitgaande van de in tabel D.2 gespecificeerde 'hoge schatting'. Met name bij deze kostenraming geldt dat de hierbij gehanteerde onderhoudsinschatting aan grote onzekerheden onderhevig is.

In aanvulling op deze vier eenvoudige oplossingen kunnen ook combinatie-oplossingen worden onderscheiden. In het volgende een korte toelichting op de meest voor de hand liggende combinaties.

Alternatief H5 – Beperkte dijkverhoging met overslagbestendiger binnentalud

In dit alternatief is de dijkverhoging beperkt door het toestaan van meer overslag dan de reguliere 1 l/m²/s. Het is hierbij eventueel ook mogelijk de uiteindelijke kruinhoogte aan te laten sluiten op een verhoogd kruinniveau van de Pettemer Zeewering.

Deze geoptimaliseerde variant dient in de vervolgfase nog in meer detail te worden uitgewerkt. De hiermee samenhangende kosten zijn vermoedelijk minder groot dan bij alternatief H2 met een reguliere dijkverhoging. Het meer overslagbestendig maken van het binnentalud is immers goedkoper dan een (zelfs gedeeltelijke) verhoging van de dijk.

Alternatief H6 – Beperkte vergroting overslagbestendigheid met een voorland

In dit alternatief wordt een voorland gecombineerd met een overslagbestendiger binnentalud.

De totale kosten bedragen vermoedelijk tussen de 40 en 80 miljoen euro, dit laatste gebaseerd op de som van de in tabel D.2 gegeven 'lage schatting' voor de voorlandkosten en de gemiddelde kosten voor het overslagbestendig maken van het binnentalud.

Alternatief H7 – Beperkte dijkverhoging met voorland

In dit alternatief wordt de benodigde dijkverhoging beperkt door het aanbrengen van een voorland. Het functioneren van het voorland voor dit dijkvak is echter, zeker voor wat betreft het benodigde onderhoud, aan onzekerheden onderhevig.

Het lijkt dan ook verstandiger om de beperking in dijkhoogte te verkrijgen via een achterwaartse versterking van het binnentalud (alternatief H5) die bovendien goedkoper lijkt.

8.6.3 Versterkingsalternatieven voor Pettemer Zeewering

Voor de Pettemer Zeewering zijn twee eenvoudige maatregelen en drie kansrijke combinatie-alternatieven afgeleid. Deze zijn samengebracht in tabel 8.7.

Maatregel B (cursief aangegeven) is hierbij slechts voor de volledigheid (ook in relatie tot de uitwerking voor de Hondsbosche; zie tabel 8.6) meegenomen.

Een eenvoudige oplossing in de vorm van een dijkverhoging (C1) past niet bij de gehanteerde uitgangspunten. De C3-oplossing (aanpassing ondertalud) is niet geschikt als



enkelvoudige maatregel. Een en ander leidt dus tot slechts twee enkelvoudige maatregelen.

Maatregel	Enkelvoudige maatregelen						Kansrijke combinaties					
	P1	P2					P3	P4	P5			
B Overslagbestendig	-	-					-	-	-			
C1 Dijkverhoging							X	X				
C3 Uitbouw ondertalud							X		X			
C4 Ingrep boventalud	X											
R1 Voorland		X						X	X			

Tabel 8.7: Overzicht geselecteerde alternatieven voor de Pettemer Zeewering.

Alternatief P1 – Golfoplopende constructie(s) op berm/boventalud

In dit geval dus een innovatieve constructie op het boventalud. Deze moet nog wel worden ontworpen en getest. De totale kosten bedragen vermoedelijk tussen de 10 en 25 miljoen euro (zie tabel D.2).

Alternatief P2 – Breed voorland

Een zeer breed en hoog voorland ter voorkoming van golfoploop. De totale kosten bedragen vermoedelijk tussen de 15 en 35 miljoen euro uitgaande van de in tabel D.2 gespecificeerde 'hoge schatting'. Ook bij deze kostenraming geldt dat de hierbij gehanteerde onderhoudsinschatting aan grote onzekerheden onderhevig is.

In aanvulling op deze enkelvoudige oplossingen kunnen ook combinatie-oplossingen worden onderscheiden. In het volgende een korte toelichting op de meest voor de hand liggende combinaties.

Alternatief P3 – Beperkte dijkverhoging in combinatie met een aangepast talud

In dit geval wordt de verhoging van de dijk beperkt tot een waarde waarbij er nog geen sloop van de aanwezige bebouwing hoeft plaats te vinden. Het niveau van de kruin komt daarbij op circa NAP+16 m. Teneinde de overslag voor de verhoogde dijk te beperken tot de reguliere 1 l/m¹/s wordt het ondertalud aangepast.

De hiermee samenhangende kosten zijn vermoedelijk tussen de 30 en 60 miljoen euro als som van de kosten van de beperkte kruinverhoging (10 tot 20 miljoen euro) en de beperkte taluduitbouw (20 tot 40 miljoen euro).

Alternatief P4 – Beperkte dijkverhoging in combinatie met een voorland

In dit geval wordt er tegen de dijk een voorland in de vorm van een strandaanvulling aangebracht (een eerste uitwerking is reeds gegeven in paragraaf 7.5).

De hiermee samenhangende kosten bedragen vermoedelijk tussen de 20 en 40 miljoen euro als som van de kosten van de beperkte kruinverhoging (10 tot 20 miljoen euro) en de beperkte voorlandaanvulling (10 tot 20 miljoen euro).

Alternatief P5 – Aanpassing ondertalud in combinatie met een voorland

In dit geval wordt er tegen het aangepaste ondertalud van de dijk een voorland in de vorm van een strandaanvulling aangebracht.



De hiermee samenhangende kosten bedragen vermoedelijk tussen de 30 en 60 miljoen euro als som van de kosten van de beperkte taluduitbouw (20 tot 40 euro) en de beperkte voorlandaanvulling (10 tot 20 miljoen euro).



Referenties

- Alkyon, 2005a.** *Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland; Randvoorwaarden en uitgangspunten voor veiligheid en morfologie.* Eindrapportage A1474. Augustus 2005.
- Alkyon, 2005b.** *Integrale beoordeling zwakke schakels Noord-Holland – Basisrapport veiligheid.* Eindrapportage A1474. December 2005.
- Alkyon, 2005c.** *Benodigde constructieve maatregelen voor een overslagdijk bij Petten.* Notitie deelstudie A1474 / bijlage in veiligheidsrapportage. December 2005.
- Alkyon, 2006a.** *Verkenning effect zwaardere golfconditie (HR2006-conceptwaarden).* Memo in kader van studie A1763 met kenmerk A1763Me01r1. Juli 2006.
- Alkyon, 2006b.** *Gevoeligheidsonderzoek reservestroom; Kwantificering effect additionele onzekerheden op benodigde reservering voor duinwaterkeringen en dijken.* Eindrapportage A1832 in opdracht van RWS/RIKZ. December 2006.
- Alkyon, 2007.** *Haalbaarheid zeewaartse optie Westkappelse Zeedijk.* Eindrapportage A1838 in opdracht van Projectbureau Zwakke Schakels van Provincie Zeeland. Januari 2007.
- Arcadis / Alkyon, 2005.** *Integrale Effectenbeoordeling – Zwakke Schakels Noord-Holland.* December 2005.
- Infram, 2002.** *PC-Overslag; Gebruikershandleiding Versie 1.0,* Rapportage Infram I393 in opdracht van RWS/DWW. November 2002.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004.** *De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland; Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001 – 2006 (VTV).* Januari 2004.
- Provincie Noord-Holland, 2006a.** *Provinciaal verslag veiligheid primaire waterkeringen; dijkkringgebieden Noord-Holland - Dijkkring 13.* Januari 2006.
- Provincie Noord-Holland, 2006b.** *Besluitenlijst bestuurlijk overleg Zwakke Schakel Hondsbossche en Pettemer Zeewering d.d. 20 december 2006.*
- Rijkswaterstaat / Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2002.** *Invloedsfactoren voor de ruwheid van toplagen bij golfoploop en overslag; Bijlage bij het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij dijken,* Rapport DWW-2002-112. September 2002.
- Rijkswaterstaat / Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2003.** *Consequenties nieuwe golfbelastingen voor de kust; Achtergrondrapport belastingen en duinwaterkeringen,* Rapport DWW-2003-040. Maart 2003.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999a.** *Leidraad Zee- en Meerdijken.* December 1999.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1999b.** *Leidraad Zee- en Meerdijken; Basisrapport.* December 1999.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2002a.** *Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken.* Mei 2002.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2002b.** *Leidraad Zandige Kust.* December 2002.

Rijkswaterstaat / Directoraat-generaal Rijkswaterstaat, 2007. *Oordeel uitgangspunten en uitwerking aanvullend versterkingsonderzoek Hondsbossche en Pettemer Zeewering*, Brief met kenmerk ZS-2007-001-B (in voorbereiding).

Rijkswaterstaat / Rijksinstituut voor Kust en Zee, 2006a. *Instellingen kruinhoogte-berekeningen PC-overslag*, Memo J. Beckers d.d.10 augustus 2006.

Rijkswaterstaat / Rijksinstituut voor Kust en Zee, 2006b. *Achtergrondrapport HR2006; zoute Nederlandse Watersystemen*, Rapport versie 2006-07-26. Juli 2006 (concept).

Rijkswaterstaat / Rijksinstituut voor Kust en Zee, 2007. *De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland; Achtergrondrapport HR2006 voor de Zee en Estuaria* (in voorbereiding).

Waterloopkundig Laboratorium, 2004. *Planstudie veiligheid; Fase 2 – Planform designs zwakke schakels*. Eindrapportage Z3725.20 in opdracht van Provincie Noord-Holland. December 2004.

Tabellen

DP-nr *)	X_RD [m]	Y_RD [m]
00		
01	105 550	530 980
02	105 519	530 886
03	105 482	530 790
04	105 464	530 694
05		
06	105 450	530 499
07	105 382	530 407
08	105 355	530 310
09	105 333	530 216
10	105 304	530 119
11	105 283	530 020
12	105 259	529 923
13	105 235	529 826
14	105 214	529 729
15		
16	105 229	529 534
17	105 172	529 435
18	105 167	529 336
19	105 131	529 243
20		
21	105 102	529 041
22	105 071	528 944
23		
24	105 033	528 745
25	105 011	528 653
26	104 988	528 555
27		
28	104 951	528 355
29		
30	104 901	528 162
31	104 881	528 064
32		
33		
34	104 821	527 770
35	104 801	527 673
36		
37	104 752	527 478
38	104 728	527 380
39	104 708	527 284
40		
41	104 671	527 089
42	104 645	526 990
43	104 632	526 892
44		

DP-nr *)	X_RD [m]	Y_RD [m]
00	106 239	532 215
01	106 158	532 148
02	106 128	532 070
03	106 045	532 017
04		
05	105 940	531 885
06	105 895	531 795
07		
08		
09	105 752	531 527
10	105 704	531 439
11		
12		
13		

Dijkpalen Pettemer Zeewering

Dijkpalen Hondsbossche Zeewering

Opmerkingen:

*) Vet : Profielinfo beschikbaar in bijlage C

Tabel 3.1 : Overzicht dijkpaallocaties per dijkvak

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]
1	105 340	530 947
2	105 263	530 697
3	105 198	530 447
4	105 136	530 196
5	105 100	530 051
6	105 058	529 883
7	105 017	529 715
8	104 978	529 545
9	104 945	529 399
10	104 922	529 270
11	104 896	529 141
12	104 870	529 016
13	104 840	528 866
14	104 805	528 695
15	104 774	528 549
16	104 748	528 423
17	104 723	528 297
18	104 695	528 163
19	104 664	528 012
20	104 630	527 840
21	104 599	527 694
22	104 574	527 569
23	104 536	527 385
24	104 484	527 133
25	104 432	526 885

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]
1	106 034	532 412
2	106 007	532 337
3	105 986	532 281
4	105 886	532 105
5	105 780	531 966
6	105 722	531 857
7	105 662	531 747
8	105 603	531 641
9	105 498	531 431
10	105 420	531 211

Toetspunten Pettemer Zeewering

Toetspunten Hondsbossche Zeewering

Tabel 4.1 : Overzicht toetspunten per dijkvak

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]	h [m tov NAP]	Hs [m]	Tm-1,0 [s]	beta [°]
1	105 340	530 947	4.80	4.35	12.0	6
2	105 263	530 697	4.80	4.35	12.0	5
3	105 198	530 447	4.80	4.40	12.0	9
4	105 136	530 196	4.80	4.50	12.0	7
5	105 100	530 051	4.80	4.55	12.0	7
6	105 058	529 883	4.80	4.65	12.0	8
7	105 017	529 715	4.80	4.70	12.1	10
8	104 978	529 545	4.80	4.70	12.1	11
9	104 945	529 399	4.80	4.70	12.1	13
10	104 922	529 270	4.80	4.65	12.1	13
11	104 896	529 141	4.80	4.60	12.1	12
12	104 870	529 016	4.80	4.60	12.2	13
13	104 840	528 866	4.80	4.60	12.2	13
14	104 805	528 695	4.80	4.55	12.2	14
15	104 774	528 549	4.80	4.55	12.2	14
16	104 748	528 423	4.80	4.50	12.2	12
17	104 723	528 297	4.80	4.45	12.2	13
18	104 695	528 163	4.80	4.45	12.2	12
19	104 664	528 012	4.80	4.45	12.2	13
20	104 630	527 840	4.80	4.40	12.2	12
21	104 599	527 694	4.80	4.40	12.2	13
22	104 574	527 569	4.80	4.35	12.2	12
23	104 536	527 385	4.80	4.40	12.2	13
24	104 484	527 133	4.80	4.30	12.2	12
25	104 432	526 885	4.80	4.25	12.2	13
Minimum	104 432	526 885	4.80	4.25	12.0	5
Maximum	105 340	530 947	4.80	4.70	12.2	14

Randvoorwaarden Hondsbossche Zeewering

Tabel 4.3 : Overzicht (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006
(zie bijlage A)

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]	h [m tov NAP]	Hs [m]	Tm-1,0 [s]	beta [°]
1 *)	106 034	532 412	4.70	3.50	12.1	24
2 *)	106 007	532 337	4.70	3.45	12.1	24
3 *)	105 986	532 281	4.70	3.45	12.1	19
4 *)	105 886	532 105	4.70	3.65	12.1	24
5	105 780	531 966	4.70	3.90	12.1	2
6	105 722	531 857	4.70	4.00	12.2	3
7	105 662	531 747	4.70	4.15	12.2	4
8	105 603	531 641	4.70	4.30	12.2	4
9	105 498	531 431	4.70	4.45	12.0	1
10	105 420	531 211	4.80	4.45	12.1	7
Minimum **)	105 420	531 211	4.70	3.90	12.0	1
Maximum **)	105 780	531 966	4.80	4.45	12.2	7

Randvoorwaarden Pettemer Zeewering

*) Punten hebben betrekking op noordelijke beëindiging en zijn verder buiten beschouwing gelaten
***) Alleen voor wat betreft het relevante deel

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]	h [m tov NAP]	Hs [m]	Tm-1,0 [s]	beta [°]
19	105 228	530 547	4.65	3.20	13.2	6
20	105 178	530 353	4.65	3.10	13.4	13
21	105 131	530 159	4.65	3.10	13.0	13
22	105 085	529 964	4.65	3.30	13.6	7
23	105 034	529 771	4.60	3.40	13.8	2
24	104 989	529 575	4.60	3.50	13.7	1
25	104 946	529 380	4.65	3.00	12.6	11
26	104 909	529 183	4.65	3.40	13.7	8
27	104 869	528 987	4.70	3.10	12.9	15
28	104 829	528 792	4.65	3.20	13.6	13
29	104 788	528 596	4.60	3.60	13.7	6
30	104 748	528 400	4.60	3.10	13.0	13
31	104 708	528 204	4.60	3.50	13.6	4
32	104 668	528 008	4.60	3.30	13.0	10
33	104 628	527 812	4.70	3.00	12.8	16
34	104 588	527 616	4.65	3.20	13.6	1
35	104 548	527 420	4.65	3.40	13.7	2
36	104 506	527 224	4.70	3.20	13.5	5
37	104 466	527 028	4.70	3.40	13.6	17
38	104 425	526 833	4.70	3.60	13.4	13
Minimum	104 425	526 833	4.60	3.00	12.6	1
Maximum	105 228	530 547	4.70	3.60	13.8	17

Randvoorwaarden Hondsbossche Zeewering
(cf. tabel 3 uit [RWS/DWW, 2003])

Tabel 4.4 : Overzicht (interim) hydraulische randvoorwaarden conform [RWS/DWW, 2003]

Nr	X_RD [m]	Y_RD [m]	h [m tov NAP]	Hs [m]	Tm-1,0 [s]	beta [°]
11	105 815	532 031	4.60	3.20	13.4	1
12	105 723	531 854	4.75	3.60	13.0	2
13	105 627	531 679	4.75	3.60	13.1	1
14	105 534	531 501	4.65	3.70	13.5	0
15	105 455	531 315	4.65	3.60	13.4	4
16	105 397	531 123	4.65	3.40	13.3	8
17	105 339	530 931	4.80	3.40	12.6	9
18	105 282	530 740	4.60	3.30	13.5	2
Minimum	105 282	530 740	4.60	3.20	12.6	0
Maximum	105 815	532 031	4.80	3.70	13.5	9

Randvoorwaarden Pettemer Zeewering
(cf. tabel 2 uit [RWS/DWW, 2003])

Parameters	debiet [l/m ¹ /s]
basis	10.9

Basissituatie

Kruinniveau	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
11.8	12.3	1.14
11.9	11.6	1.07
12.0	10.9	1.00
12.1	10.2	0.94
12.2	9.6	0.88
12.3	9.0	0.83

Effect kruinniveau

Teenniveau	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
-0.8	11.7	1.08
-0.7	11.5	1.06
-0.6	11.3	1.04
-0.5	11.2	1.03
-0.4	11.0	1.01
-0.3	10.9	1.00
-0.2	10.7	0.99
-0.1	10.5	0.97
0.0	10.3	0.95
0.1	10.1	0.93
0.2	9.8	0.91

Effect teenniveau

Invloedsfactor	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
0.50	8.5	0.78
0.55	8.9	0.82
0.60	9.4	0.86
0.65	9.8	0.90
0.70	10.2	0.94
0.75	10.6	0.98
0.80	10.9	1.00
0.85	11.1	1.03
0.90	11.4	1.05
0.95	11.7	1.08
1.00	12.0	1.10

Effect ruwheid boventalud

Waterstand	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
4.90	10.9	1.00

Effect waterstand

Golfhoogte	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
4.25	6.3	0.58
4.30	6.7	0.62
4.35	7.2	0.66
4.40	7.7	0.70
4.45	8.1	0.75
4.50	8.6	0.80
4.55	9.2	0.84
4.60	9.7	0.89
4.65	10.3	0.95
4.70	10.9	1.00

Effect golfhoogte

Golfperiode	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
12.0	10.2	0.94
12.1	10.9	1.00
12.2	11.5	1.06

Effect golfperiode

Invalshoek	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
5	12.3	1.13
6	12.0	1.11
7	11.8	1.09
8	11.5	1.06
9	11.3	1.04
10	11.1	1.02
11	10.9	1.00
12	10.6	0.98
13	10.4	0.96
14	10.2	0.94

Effect invalshoek

Tabel 5.2 : Overzicht resultaten overslagberekeningen huidige situatie voor Hondsbossche Zeewering

Parameters	debiet [l/m ¹ /s]
basis	25.3

Basissituatie

Kruinniveau	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
12.5	28.6	1.13
12.6	26.9	1.06
12.7	25.3	1.00
12.8	23.9	0.94
12.9	22.5	0.89
13.4	16.7	0.66

Effect kruinniveau en damwandscherm

Teenniveau	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
-0.8	25.8	1.02
-0.7	25.7	1.01
-0.6	25.5	1.01
-0.5	25.3	1.00
-0.4	25.2	0.99
-0.3	25.0	0.99
-0.2	24.9	0.98

Effect teenniveau

Invloedsfactor	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
0.50	8.5	0.34
0.55	10.0	0.39
0.60	11.6	0.46
0.65	13.4	0.53
0.70	15.4	0.61
0.75	17.6	0.70
0.80	20.0	0.79
0.85	22.6	0.89
0.90	25.3	1.00
0.95	27.8	1.10
1.00	29.8	1.17

Effect ruwheid boventalud

Waterstand	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
4.80	25.3	1.00

Effect waterstand

Golfhoogte	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
3.90	15.5	0.61
3.95	16.6	0.65
4.00	17.7	0.70
4.05	18.8	0.74
4.10	20.0	0.79
4.15	21.3	0.84
4.20	22.6	0.89
4.25	23.9	0.94
4.30	25.3	1.00
4.35	26.8	1.06
4.40	28.3	1.12
4.45	29.9	1.18

Effect golfhoogte

Golfperiode	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
12.0	22.9	0.90
12.1	24.1	0.95
12.2	25.3	1.00

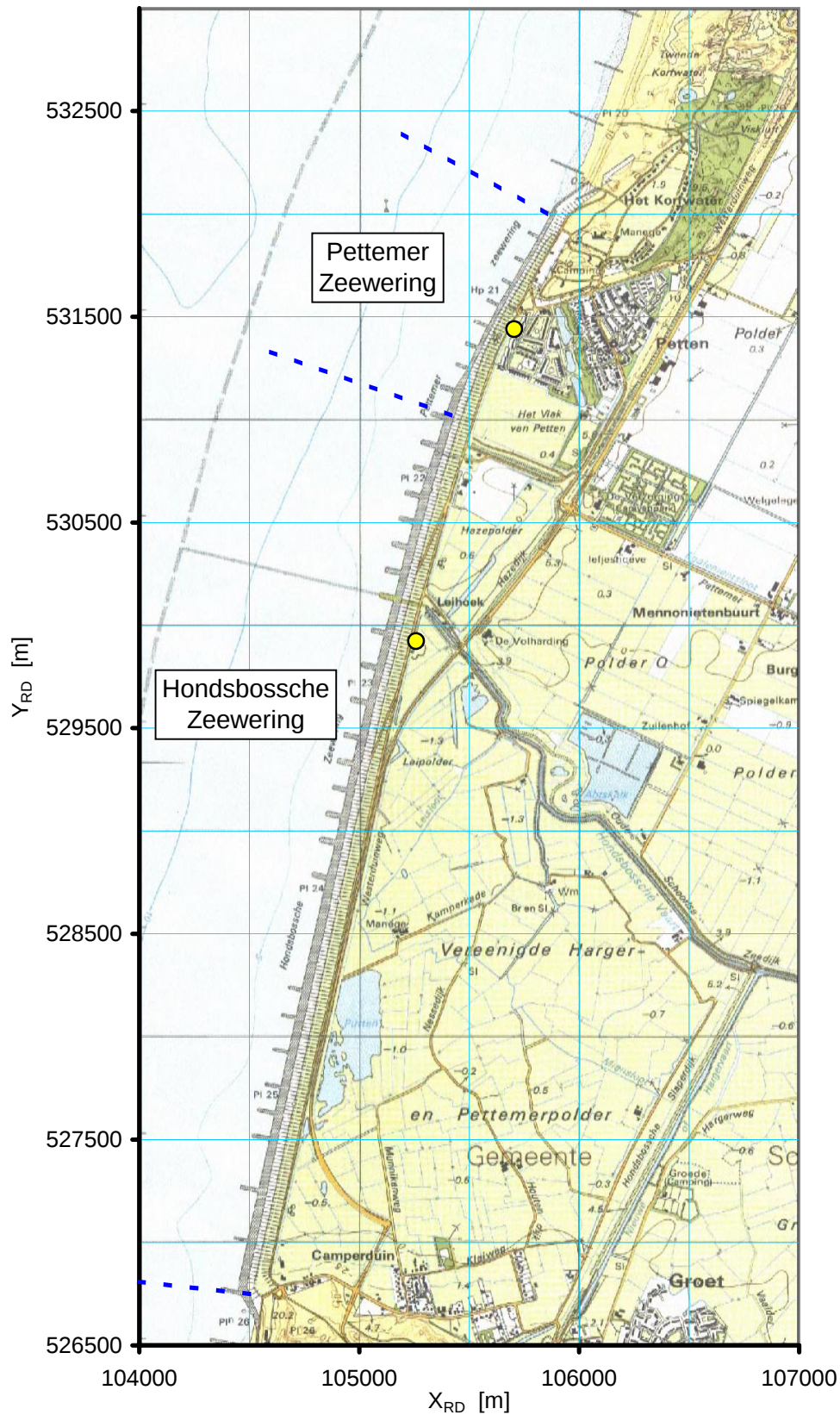
Effect golfperiode

Invalshoek	debiet [l/m ¹ /s]	relatief
1	26.7	1.05
2	26.2	1.04
3	25.8	1.02
4	25.3	1.00
5	24.9	0.98
6	24.5	0.97
7	24.0	0.95

Effect invalshoek

Tabel 5.4 : Overzicht resultaten overslagberekeningen huidige situatie voor Pettemer Zeewering (zonder damwandscherm)

Figuren

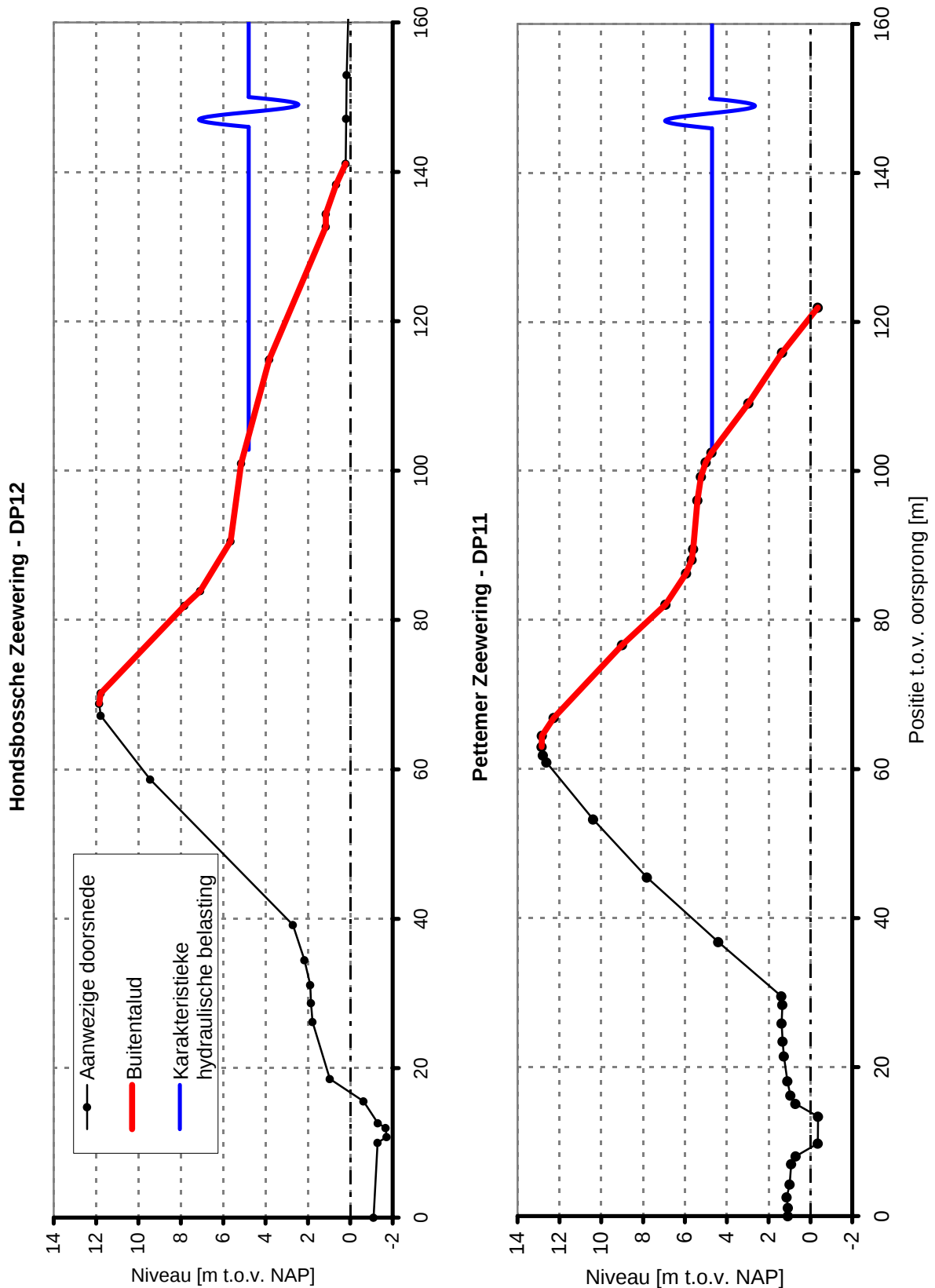


Overzicht Hondsbossche en Pettemer Zeewering

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

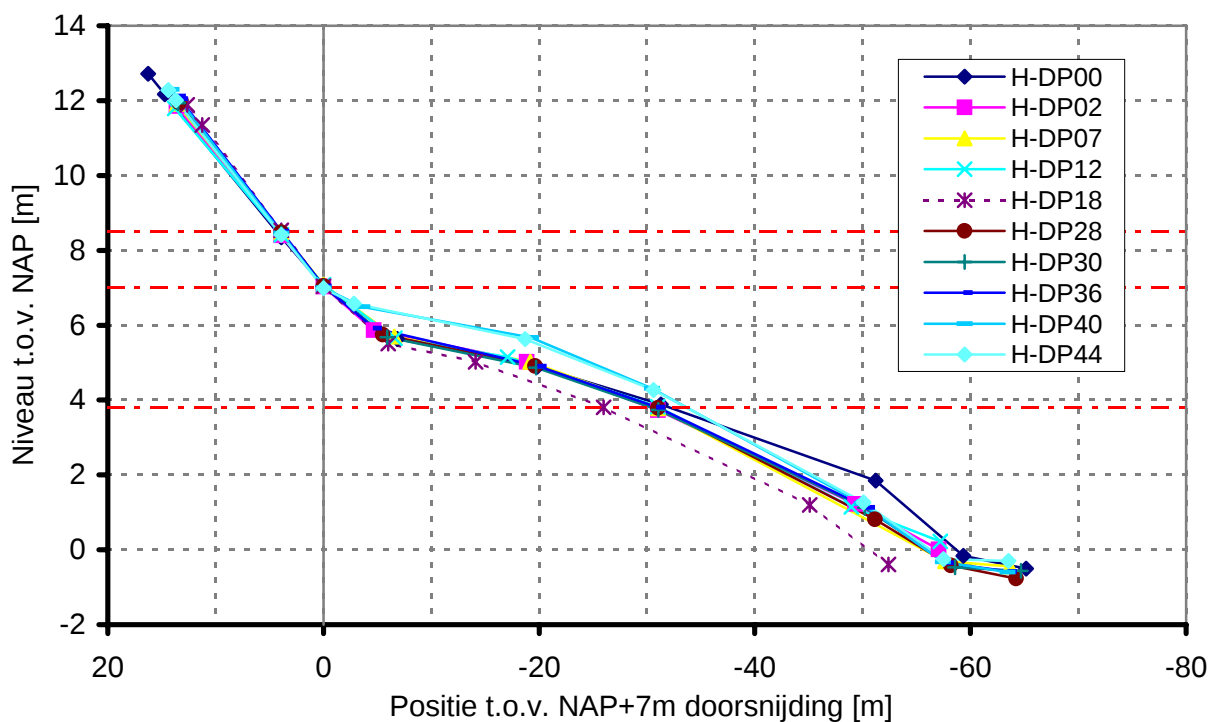
Alkyon

Fig. 3.1

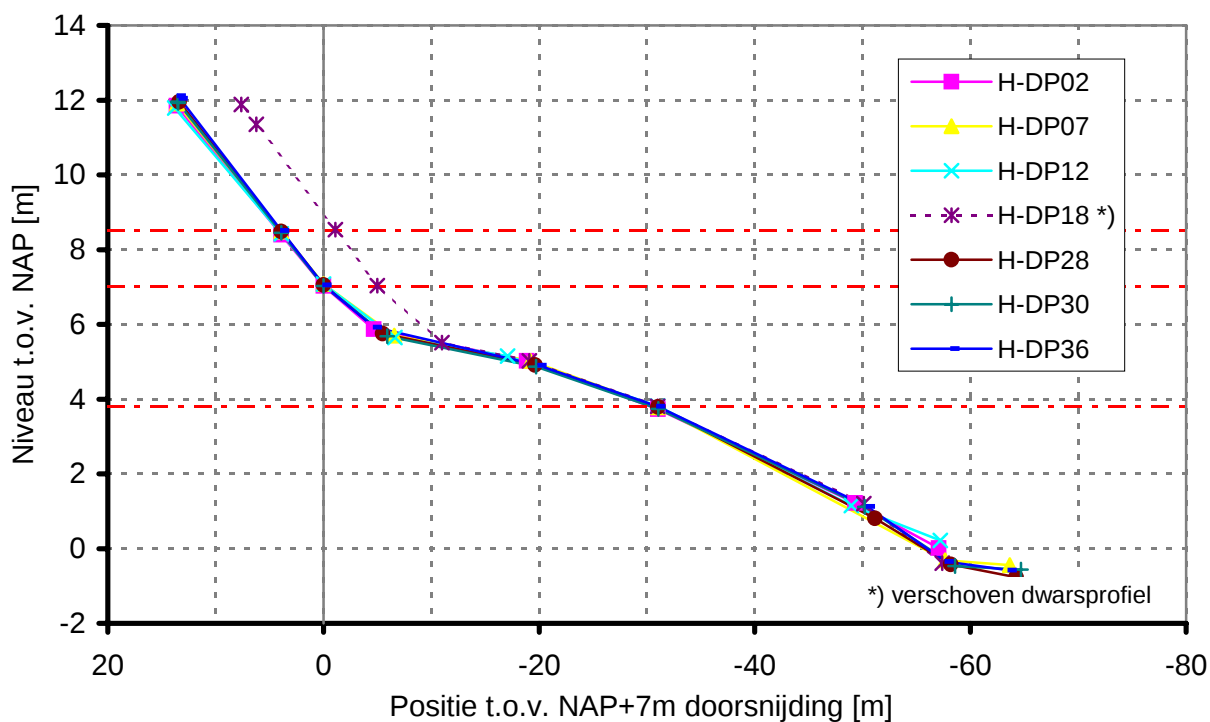


Voorbeeld typisch dwarsprofiel Hondsbossche en Pettemer Zeewering
Hondsbossche Zeewering dijkpaal 12 en Pettemer Zeewering dijkpaal 11

Alle (beschouwde) dijkprofielen



Alleen centrale dijkprofielen



Onderlinge vergelijking dijkprofielen Hondsbossche Zeewering
 Relatief ten opzichte van bovenzijde asfaltbetonglooiing op NAP+7 m
 Overzicht alle dijkprofielen en profielen in centrale selectie

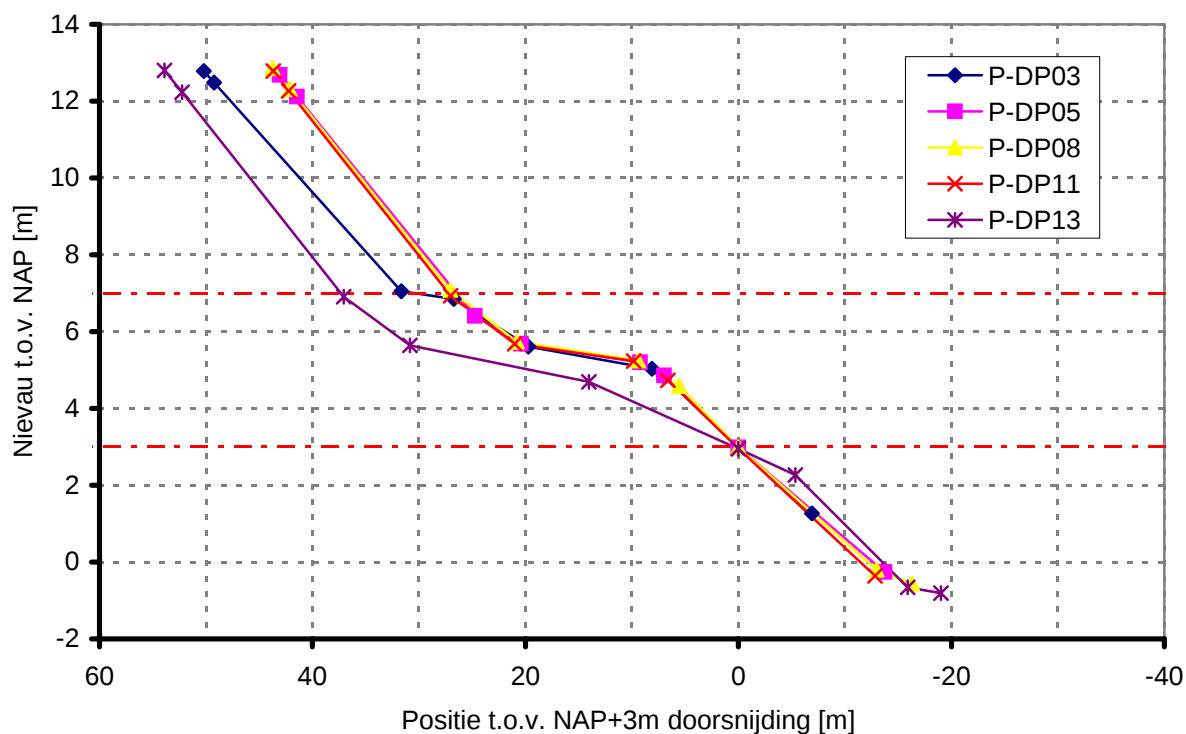
HBZ

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

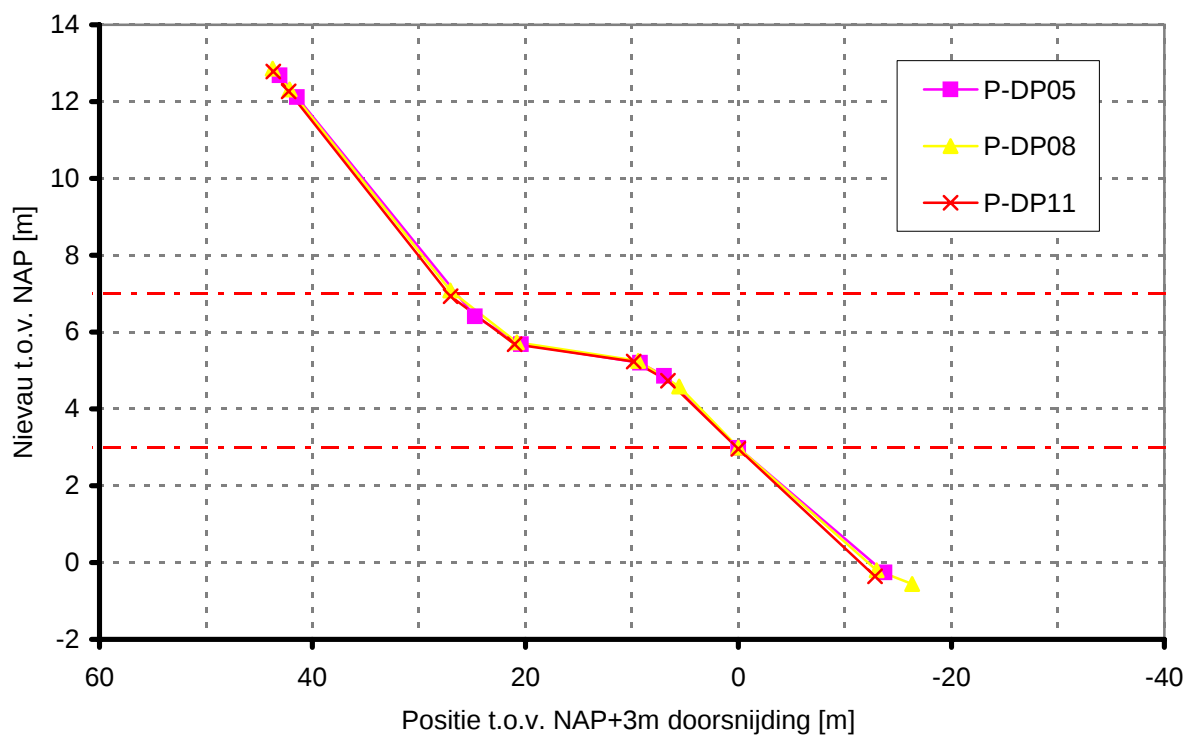
Alkyon

Fig. 3.3

Alle (beschouwde) dwarsprofielen



Alleen centrale dwarsprofielen



Onderlinge vergelijking dijkprofielen Pettemer Zeewering

Relatief ten opzichte van bovenzijde basaltglooiing op NAP+3 m

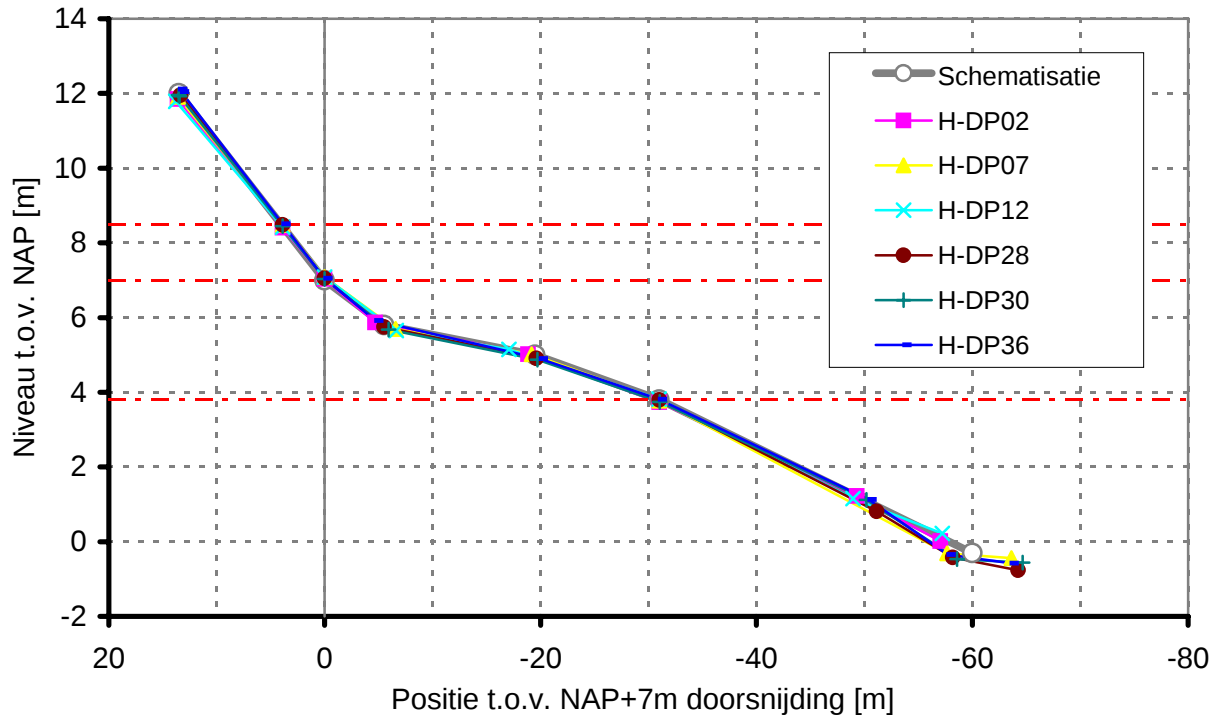
Overzicht alle dijkprofielen en profielen in centrale selectie

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

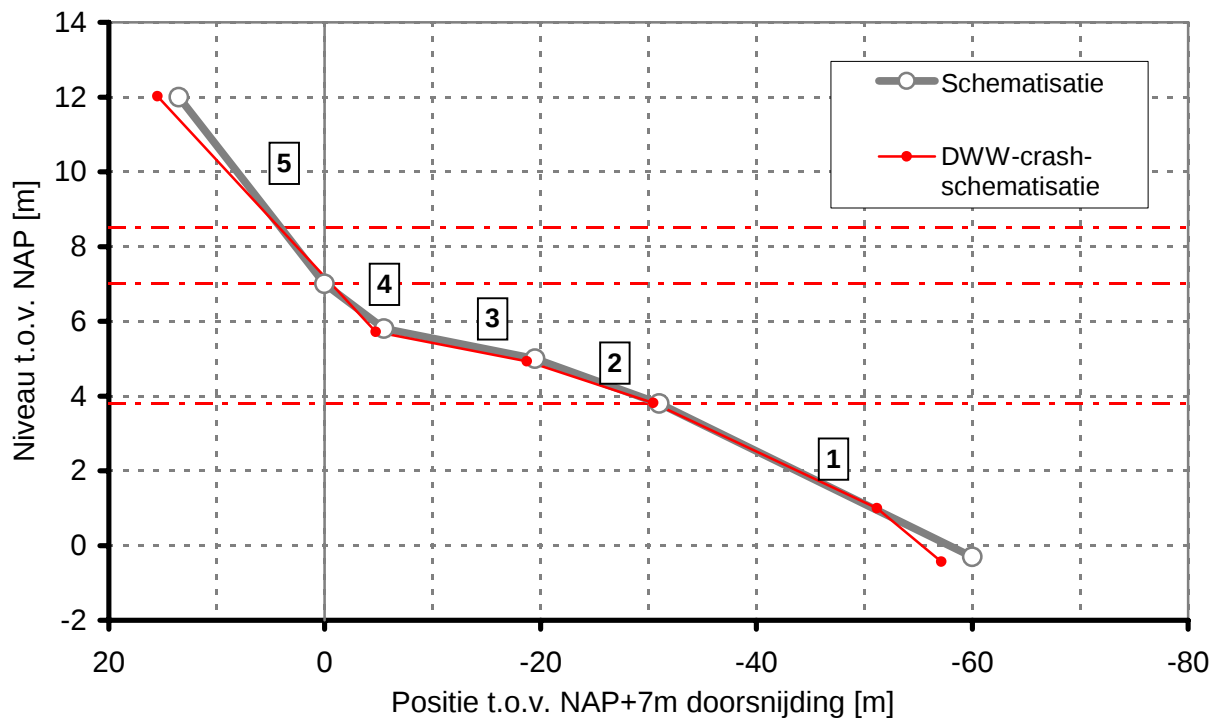
Alkyon

Fig. 3.4

Schematisatie centrale dijkprofielen



Schematisch dijkprofiel



Schematisatie dijkprofiel Hondsbossche Zeewering

HBZ

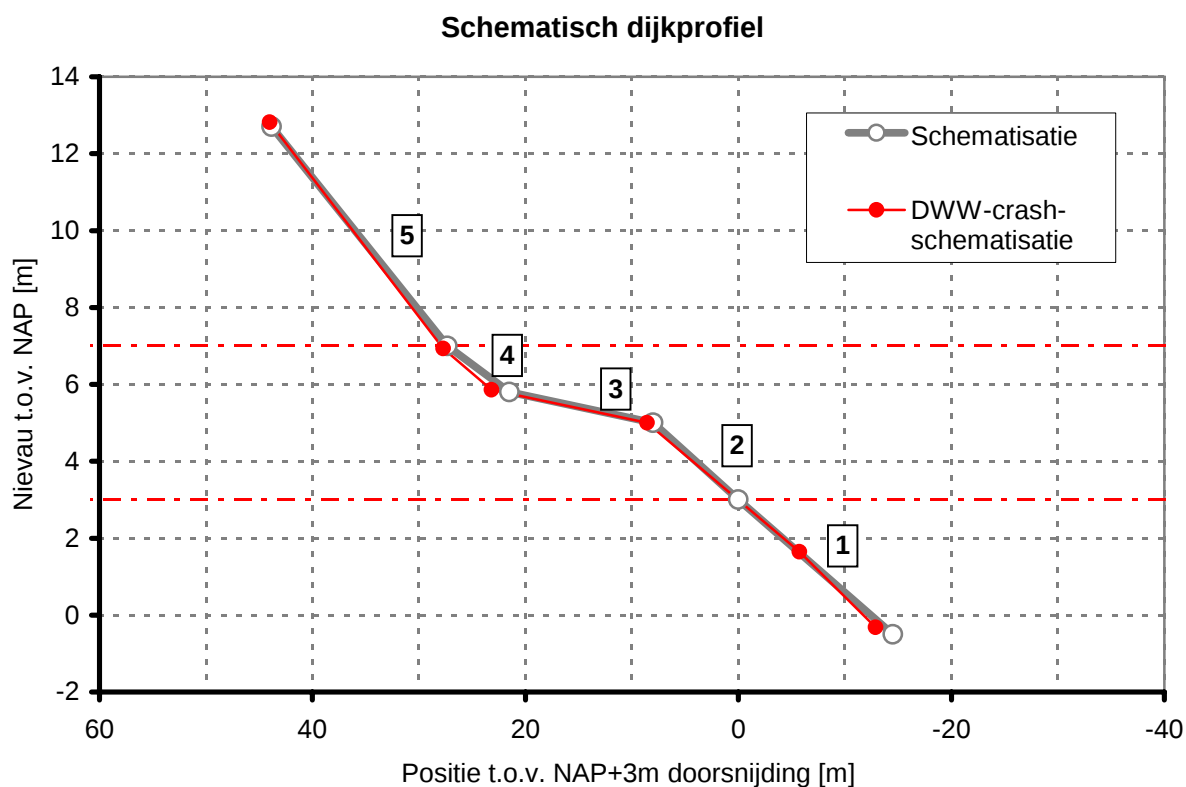
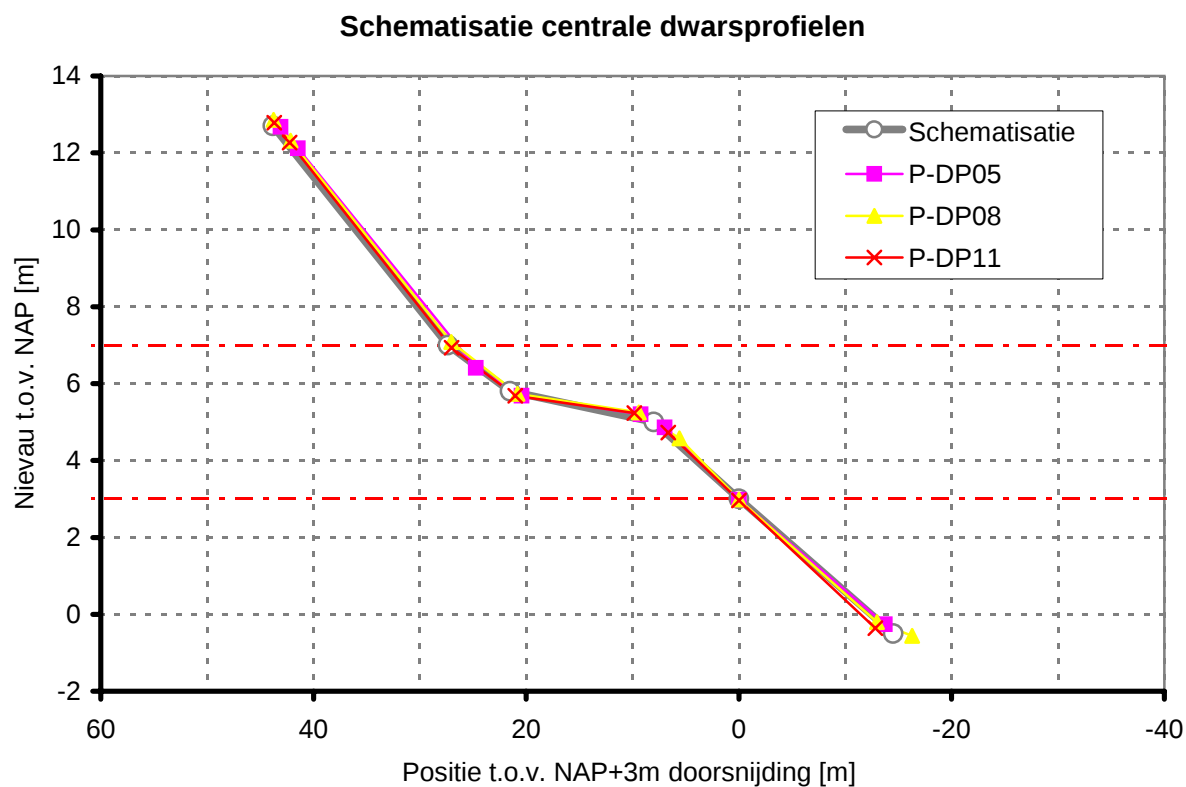
Vergelijking met dijkprofielen in centrale sectie

Onderverdeling in vijf taludsecties

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

 Alkyon

Fig. 3.5



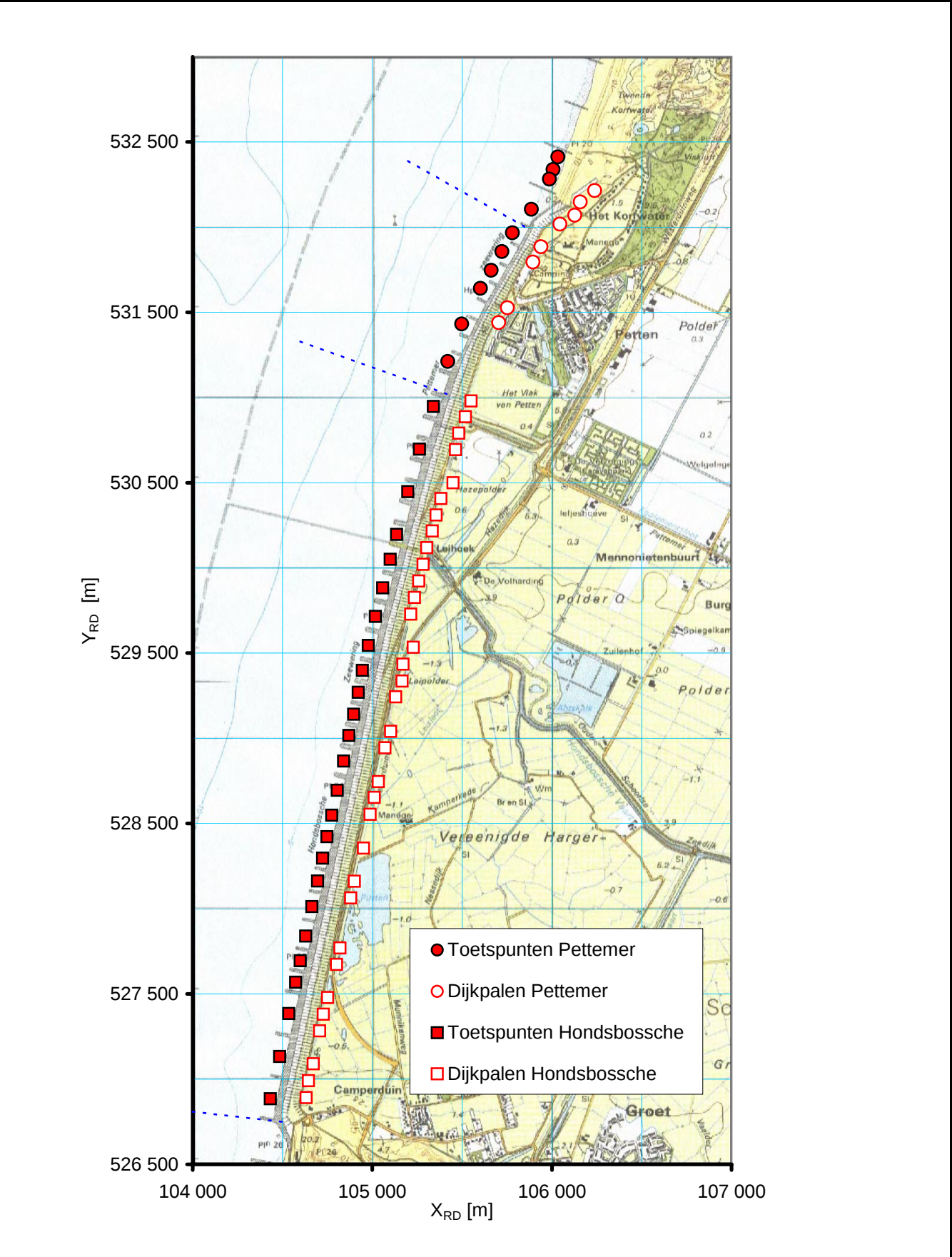
Schematisatie dijkprofiel Pettemer Zeewering
 Vergelijking met dijkprofielen in centrale sectie
 Onderverdeling in vijf taludsecties

PZ

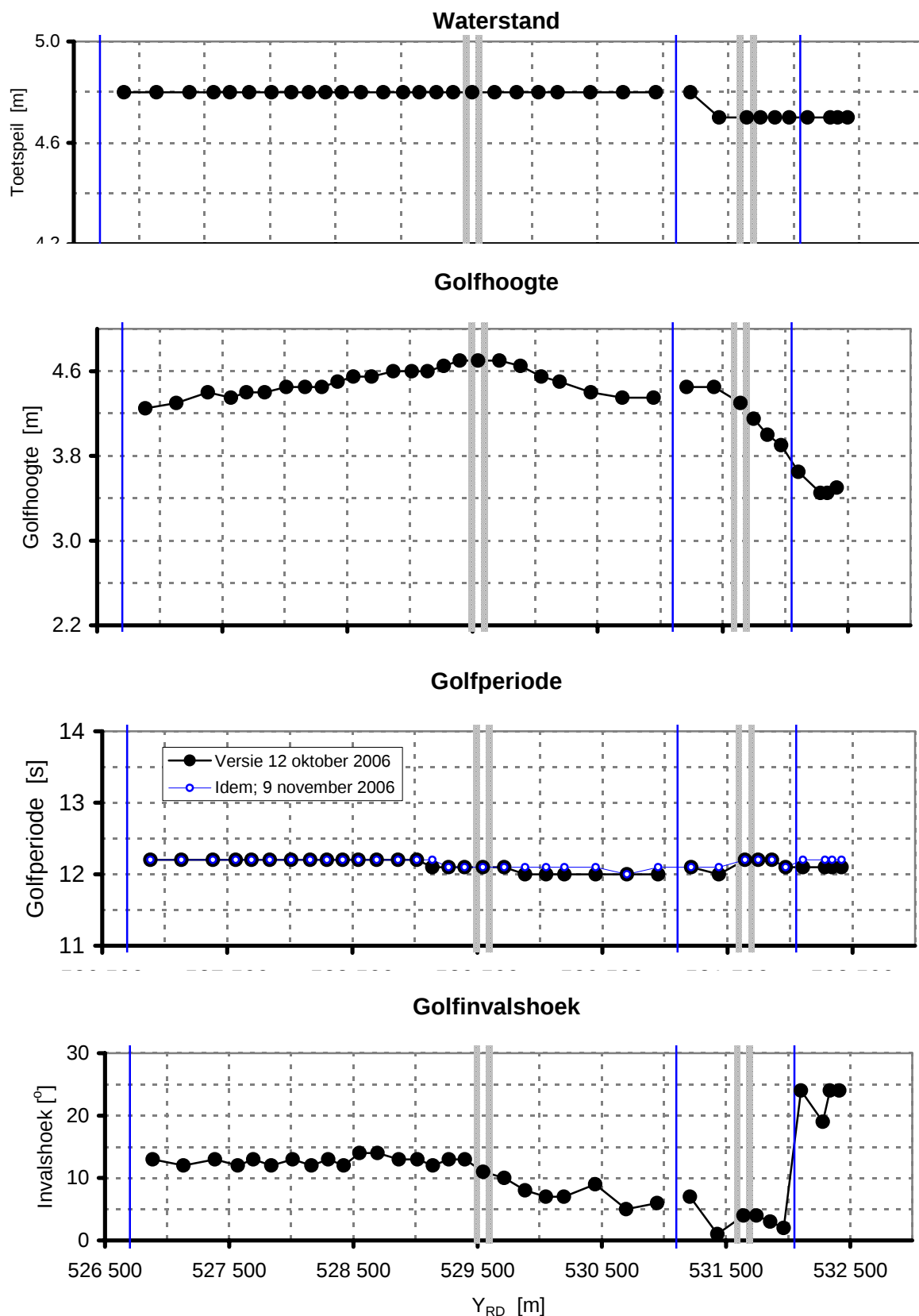
AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763



Fig. 3.6



Overzicht locaties toetspunten (HR2006) en dijkpalen		
AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763	Alkyon	Fig. 4.1



Overzicht langsverdeling (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006

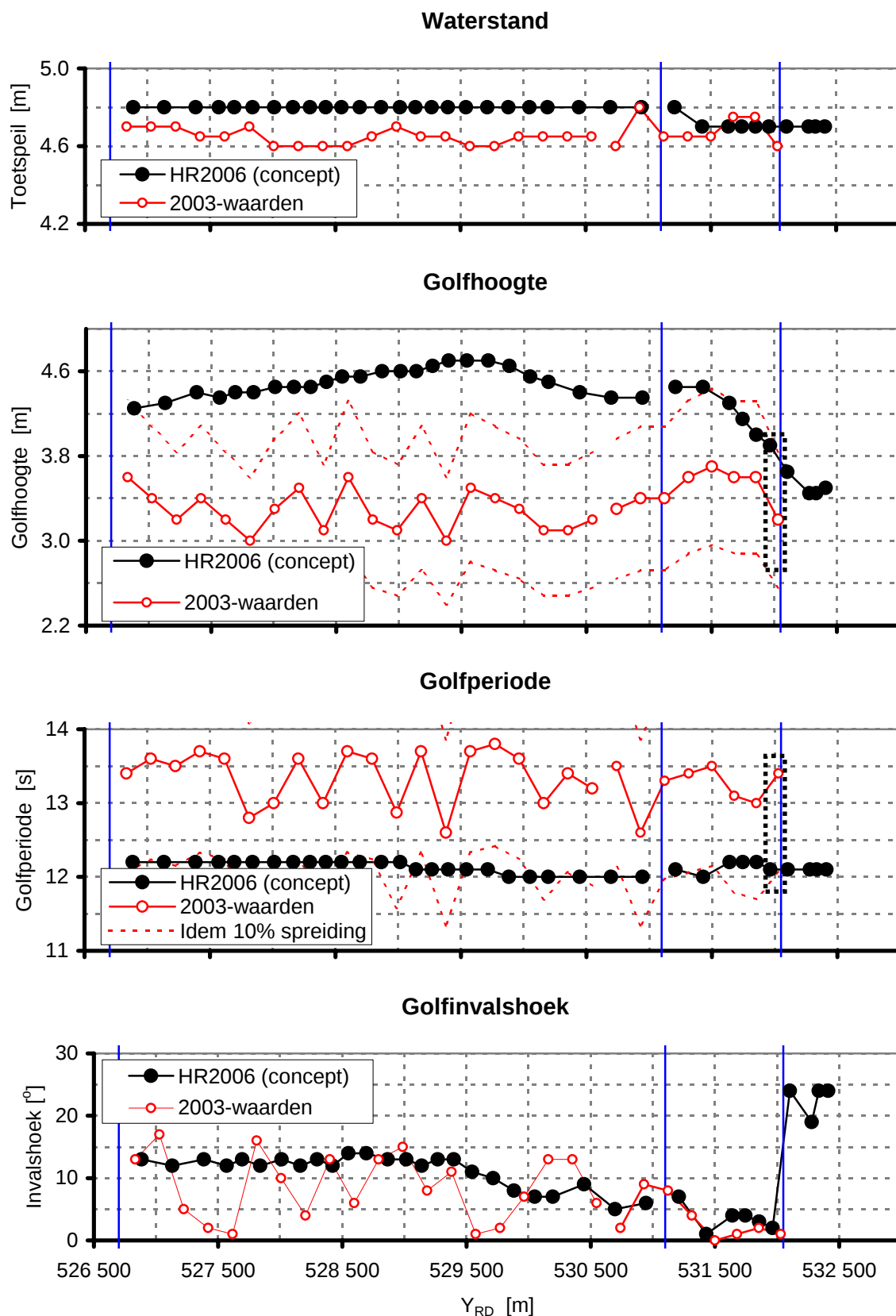
Waterstand (toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfinvalshoek

Karakteristieke conditie per dijksectie

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 4.2



Overzicht langsverdeling (concept) hydraulische randvoorwaarden HR2006

Waterstand (toetspeil), golfhoogte, golfperiode en golfinvalshoek

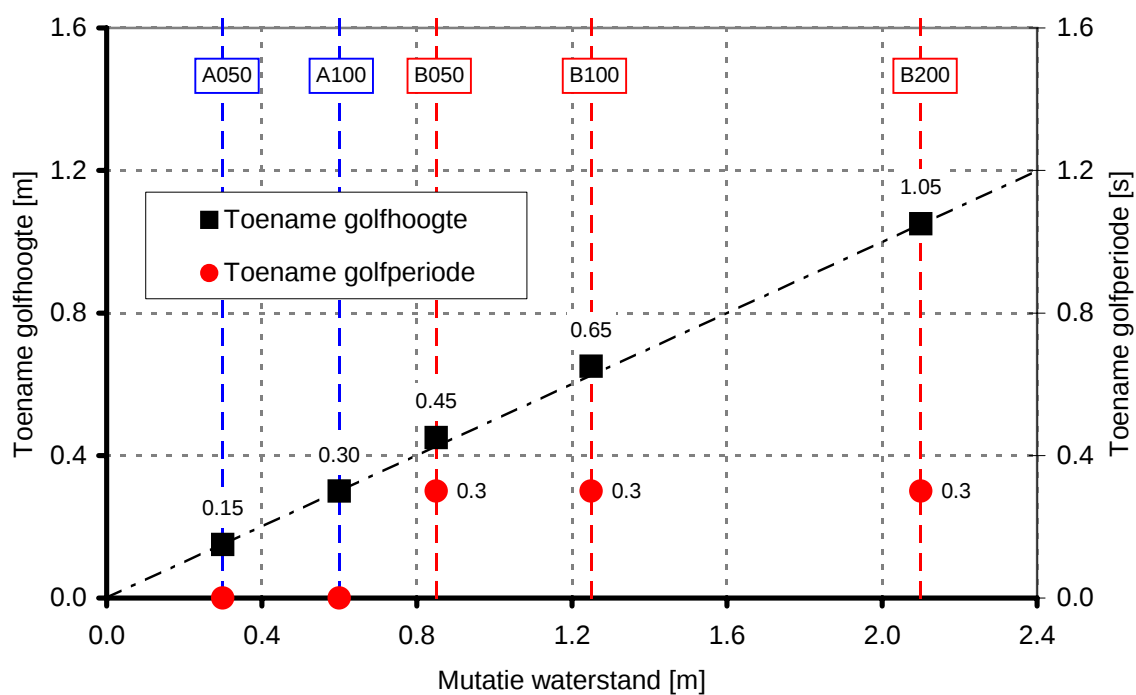
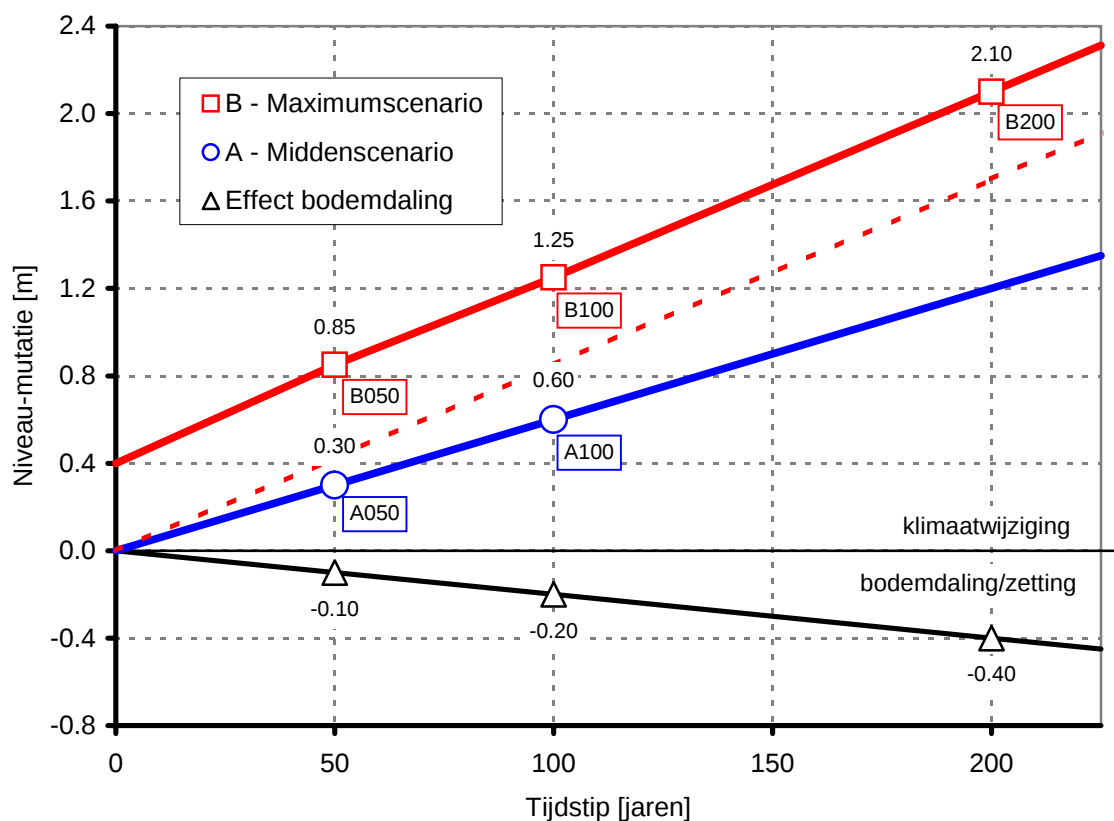
Vergelijking met interim-waarden 2003

Huidige situatie

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 4.3



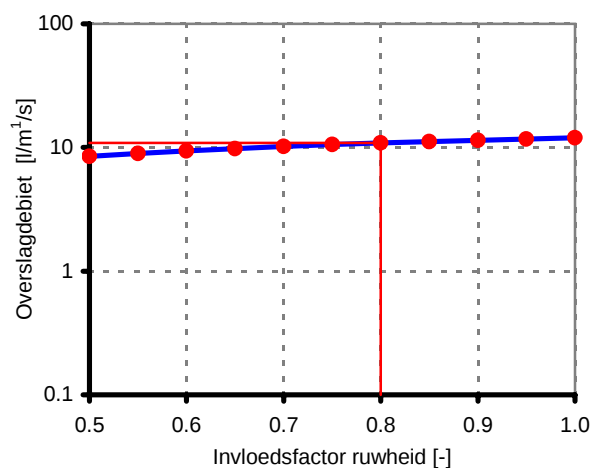
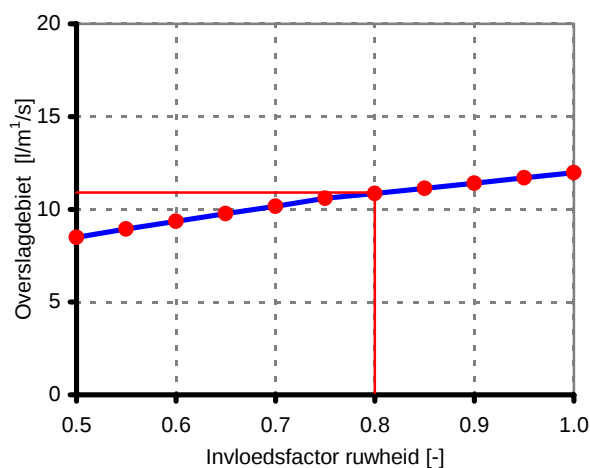
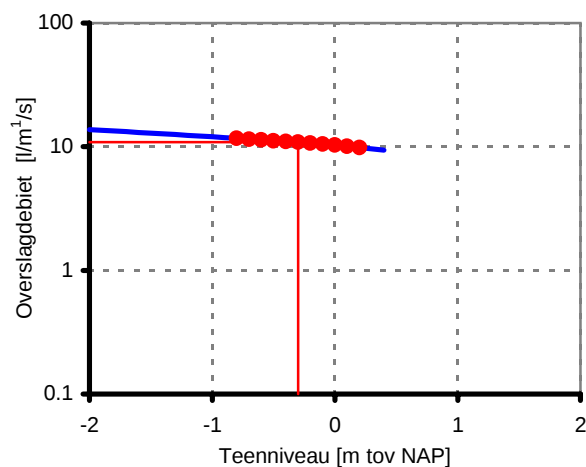
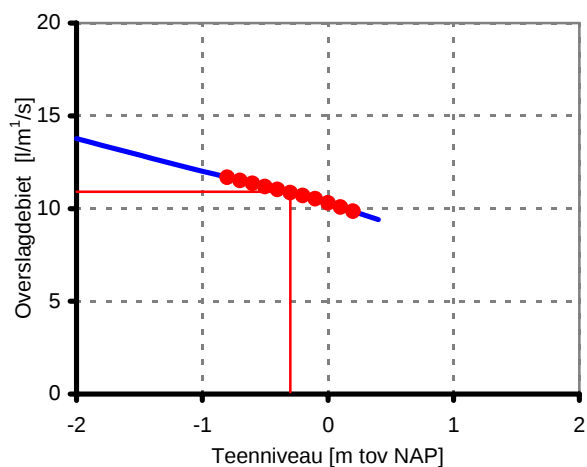
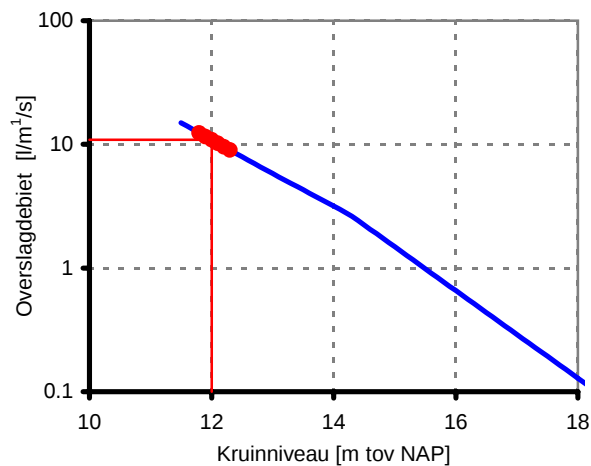
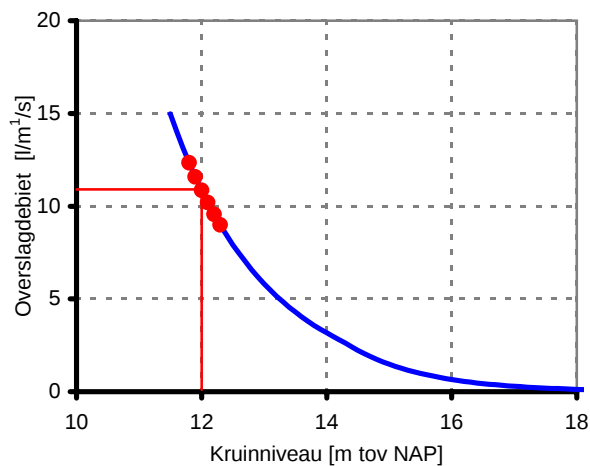
Overzicht scenario's klimaatwijziging en bodemdaling/zetting

Toename golfhoogte en golfperiode als functie van waterstandsmutatie en scenario

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 4.4



Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Hondsbossche Zeewering

0 jaar

HBZ

Gevoeligheid voor constructiekenmerken

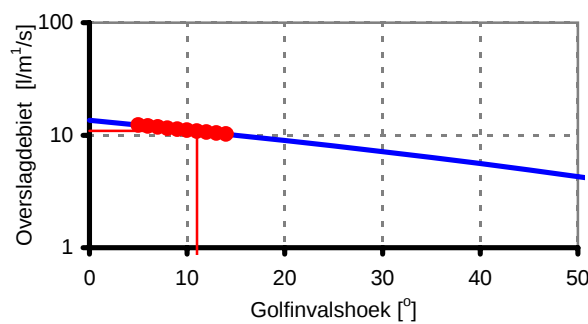
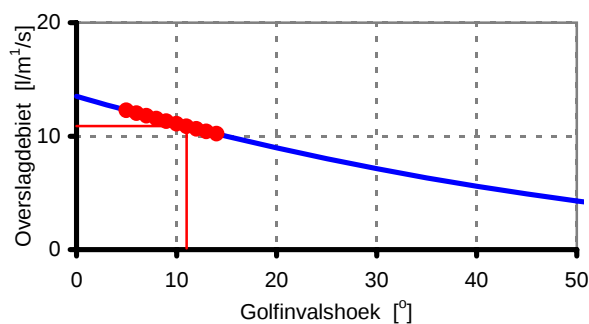
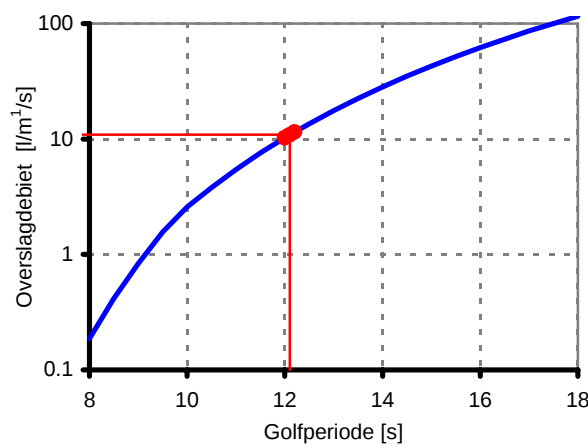
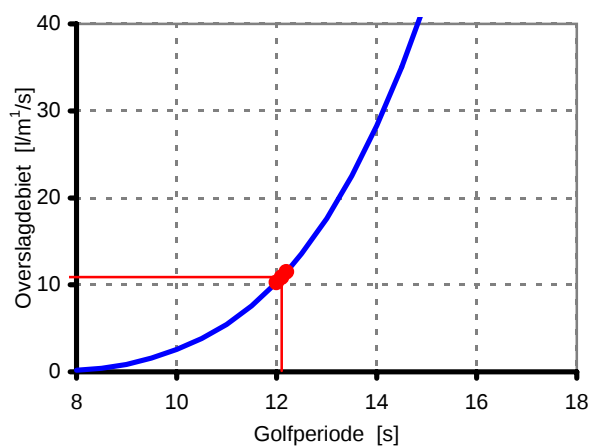
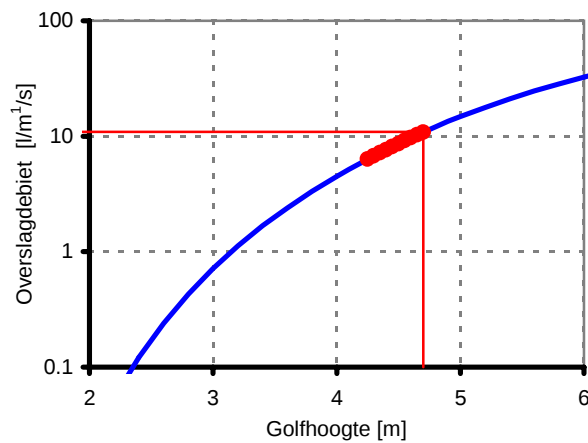
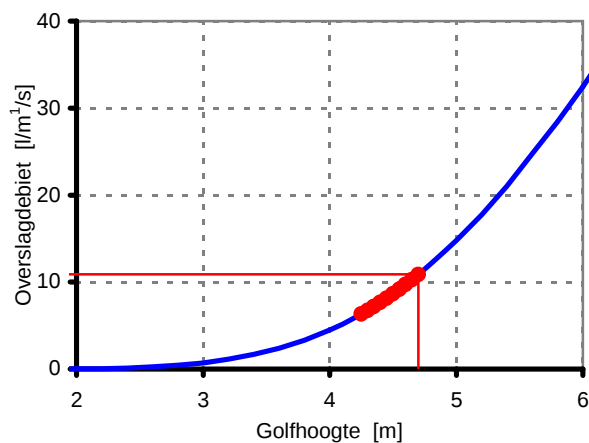
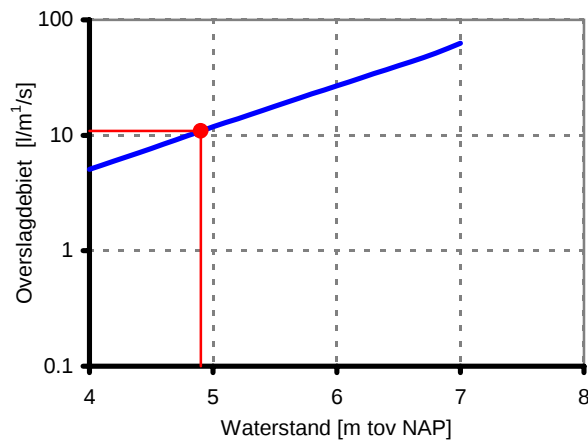
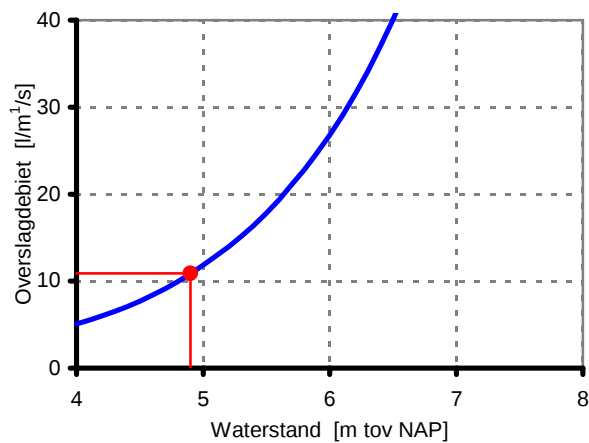
Huidige situatie

Effect kruinhoogte, teenniveau en ruwheid boventalud

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 5.1



Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Hondsbossche Zeewering

0 jaar

HBZ

Gevoeligheid voor hydraulische belasting

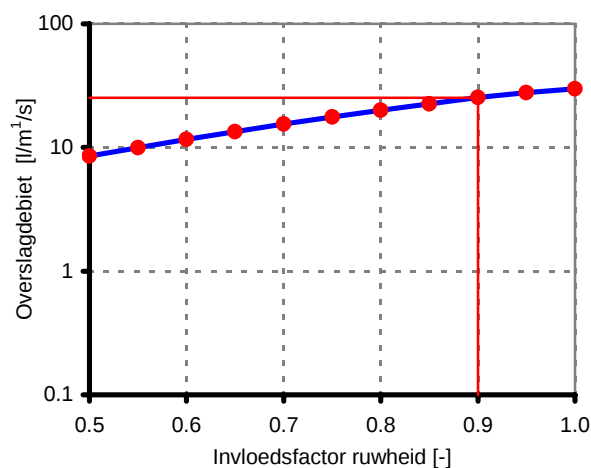
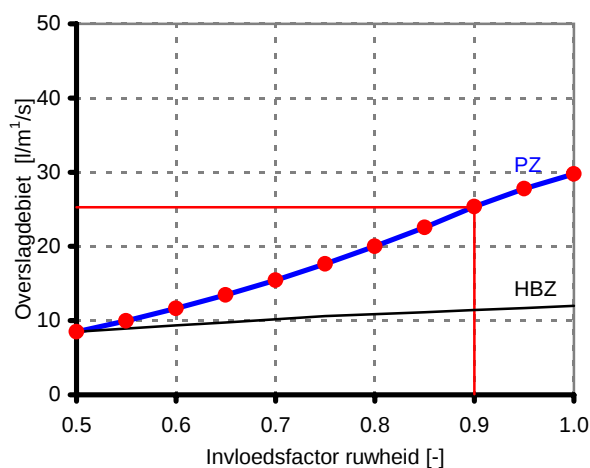
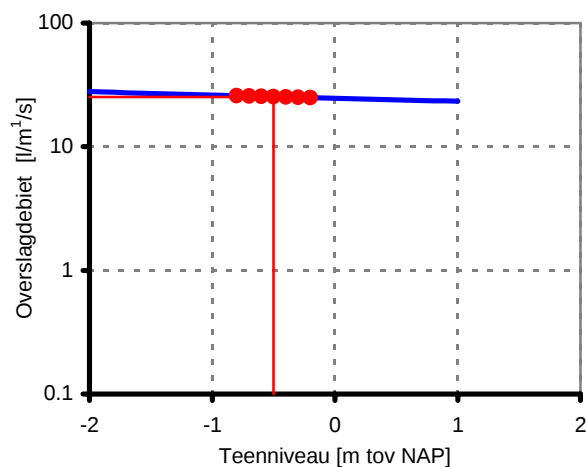
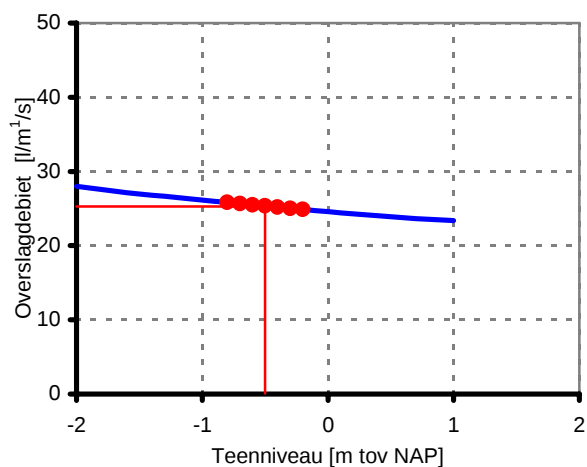
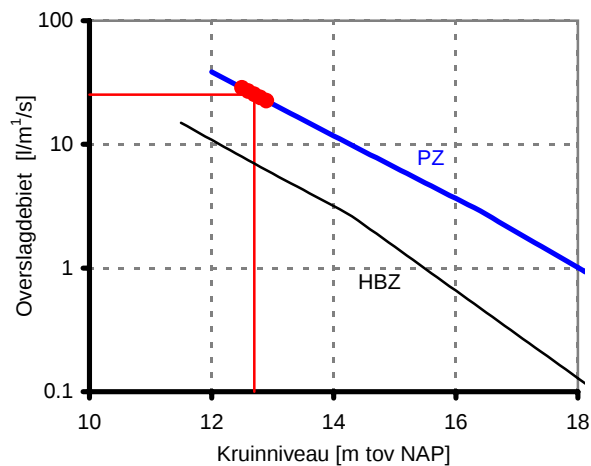
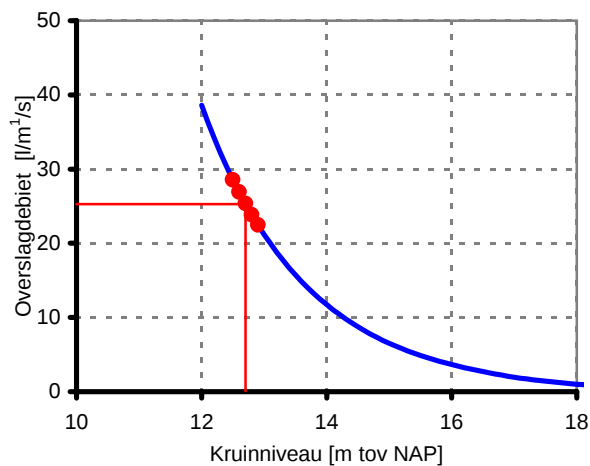
Huidige situatie

Effect waterstand, golfhoogte, golfperiode en hoek van golfinval

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 5.2



Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Pettemer Zeewering

0 jaar

PZ

Gevoeligheid voor constructiekenmerken

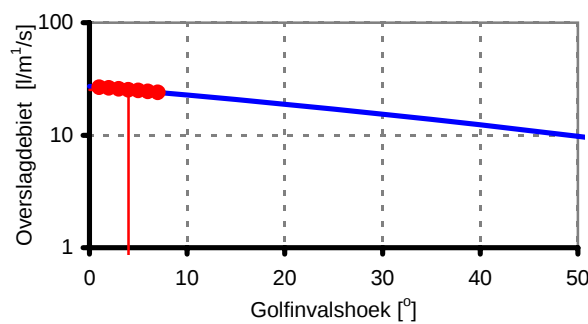
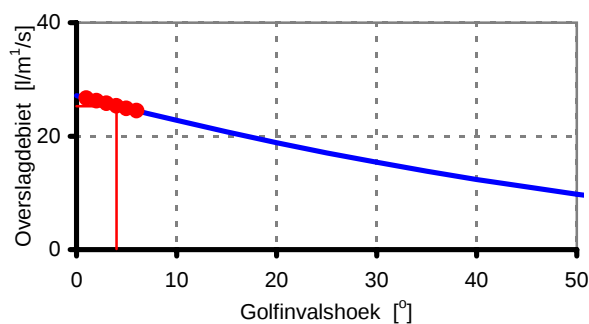
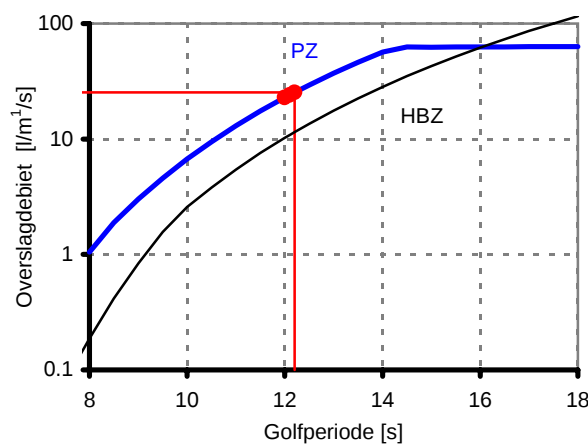
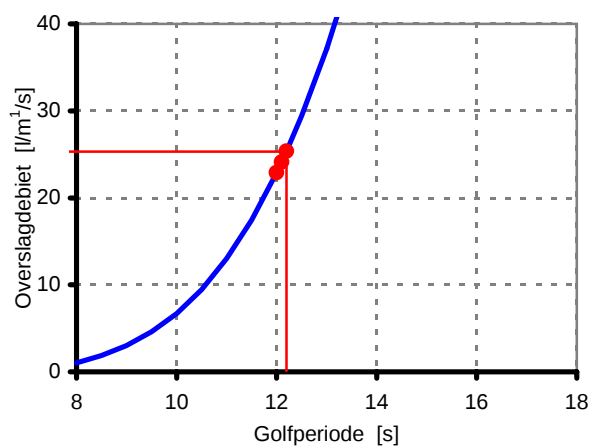
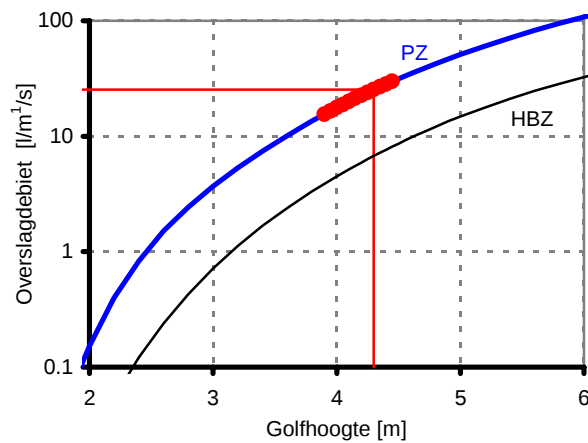
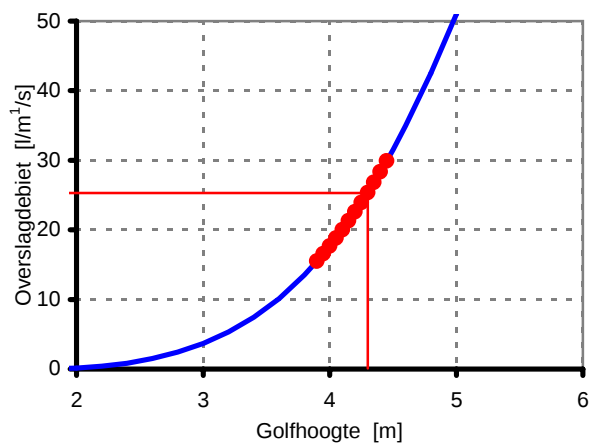
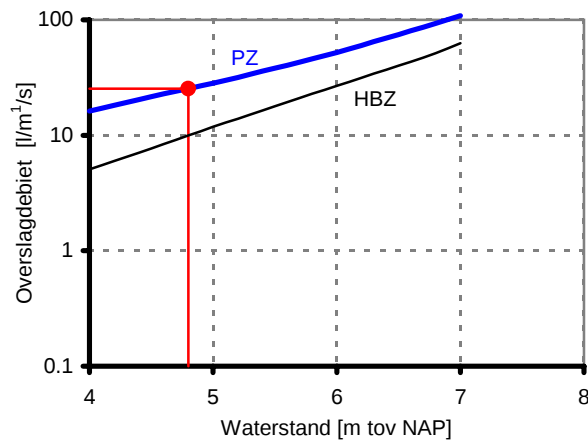
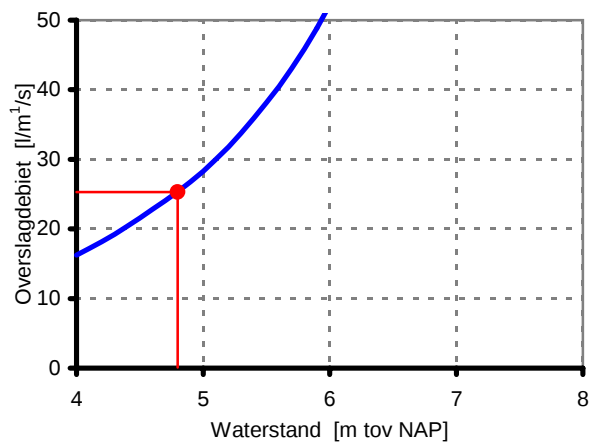
Huidige situatie

Effect kruinhoogte, teenniveau en ruwheid boventalud

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 5.3



Resultaten overslagberekeningen huidige situatie Pettemer Zeewering

0 jaar

PZ

Gevoeligheid voor hydraulische belasting

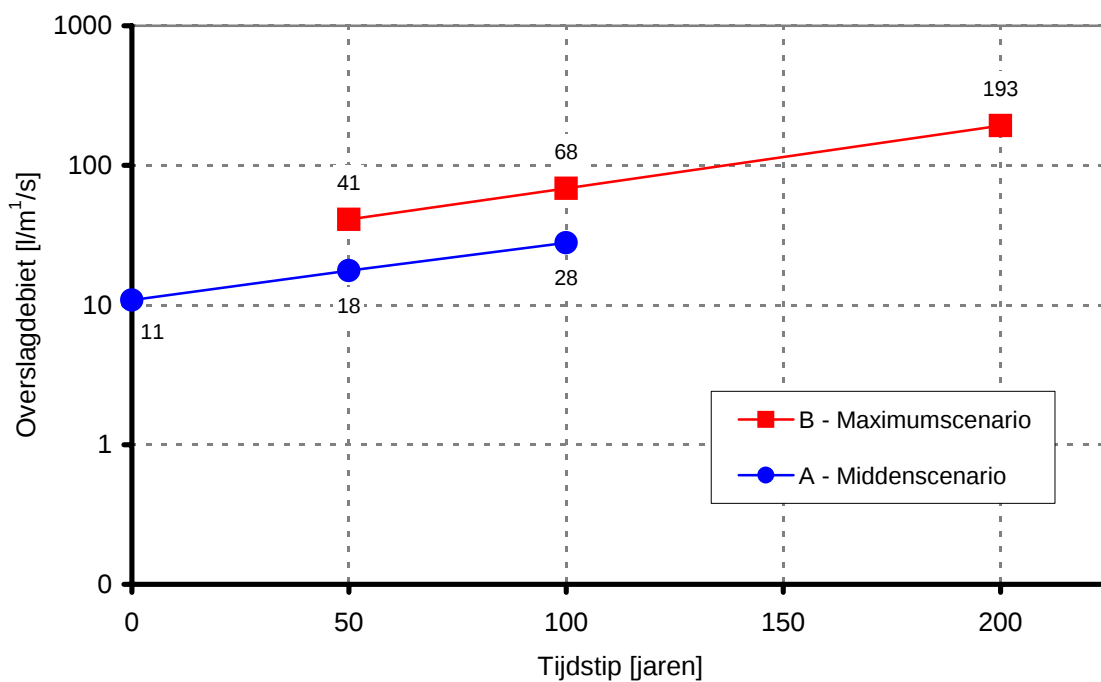
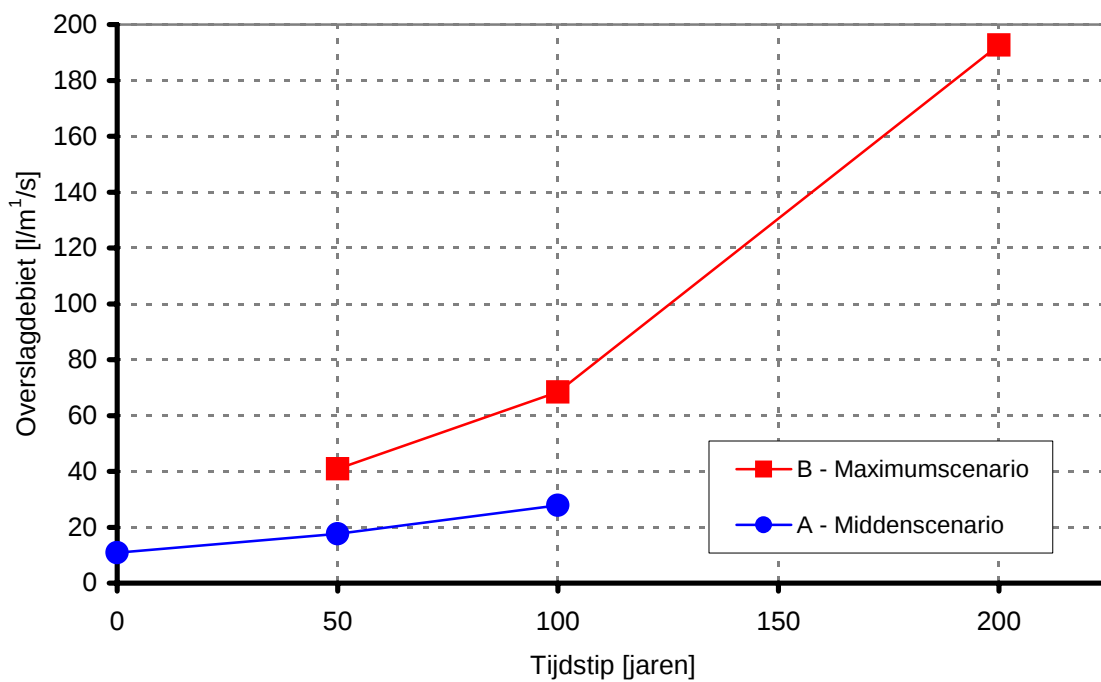
Huidige situatie

Effect waterstand, golfhoogte, golfperiode en hoek van golfinval

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 5.4



Toekomstig overslagdebiet voor de Hondsbossche Zeewering
 Ontwikkeling overslagdebiet voor beschouwde scenario's
 voor combinaties van klimaatscenario's en bodemdaling/zetting

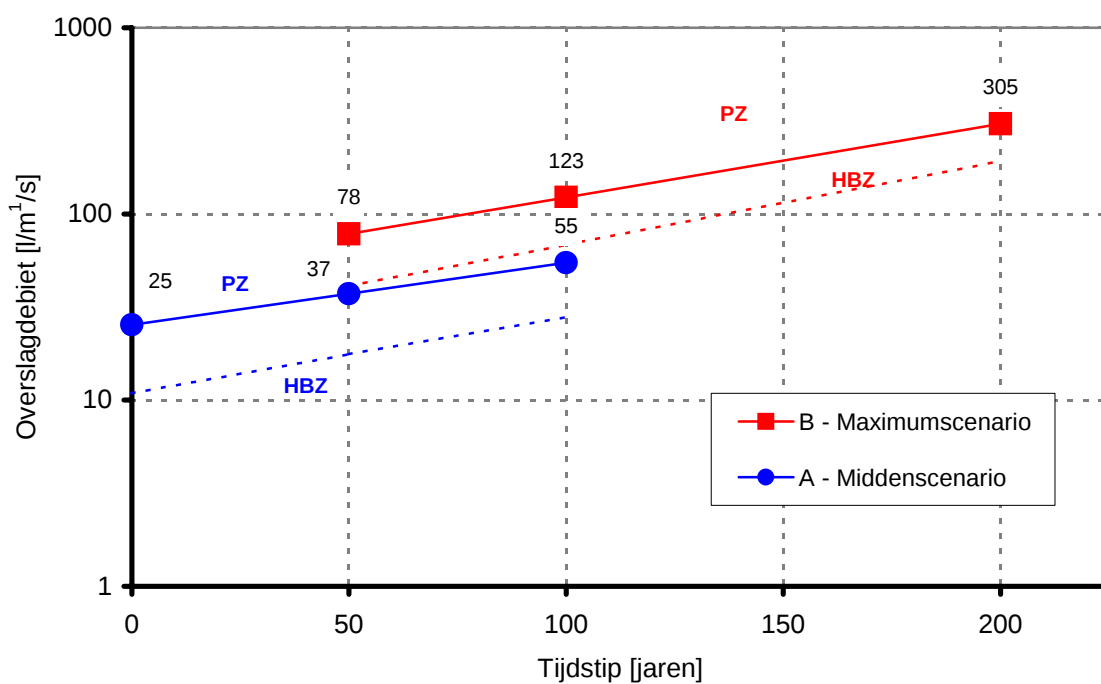
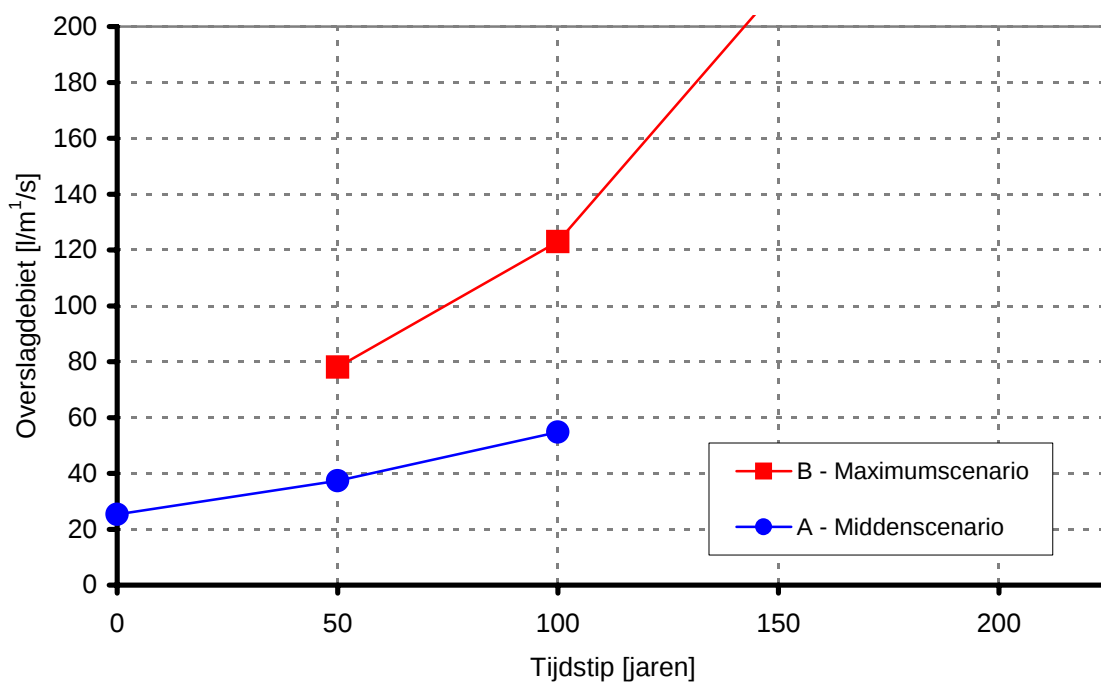
HBZ

0, 50, 100 en 200 jaar

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

 Alkyon

Fig. 6.1



Toekomstig overslagdebiet voor de Pettemer Zeewering
 Ontwikkeling overslagdebiet voor beschouwde scenario's
 voor combinaties van klimaatscenario's en bodemdaling/zetting

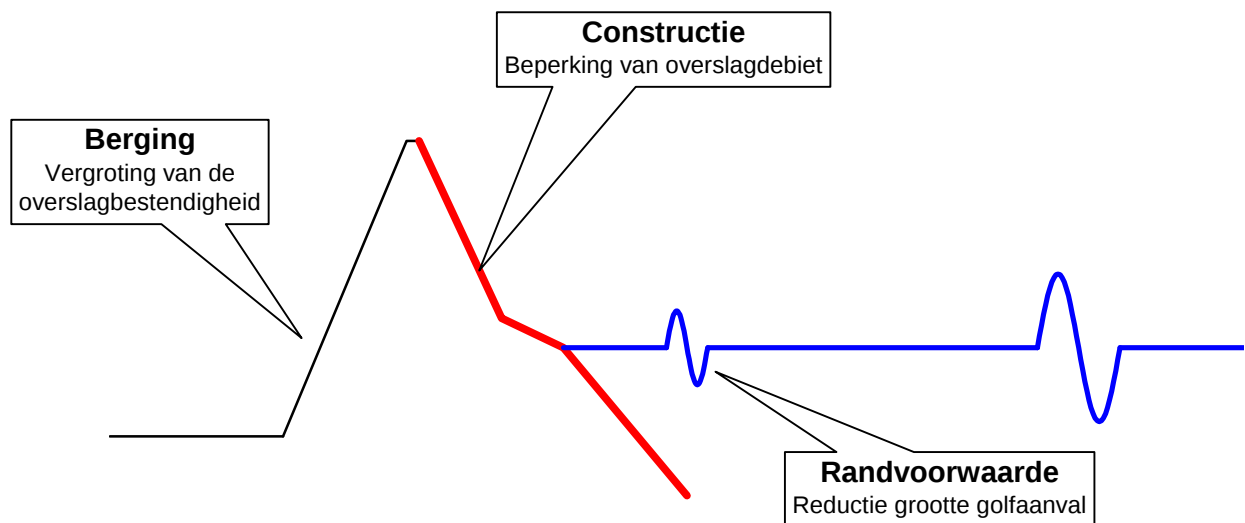
PZ

0, 50, 100 en 200 jaar

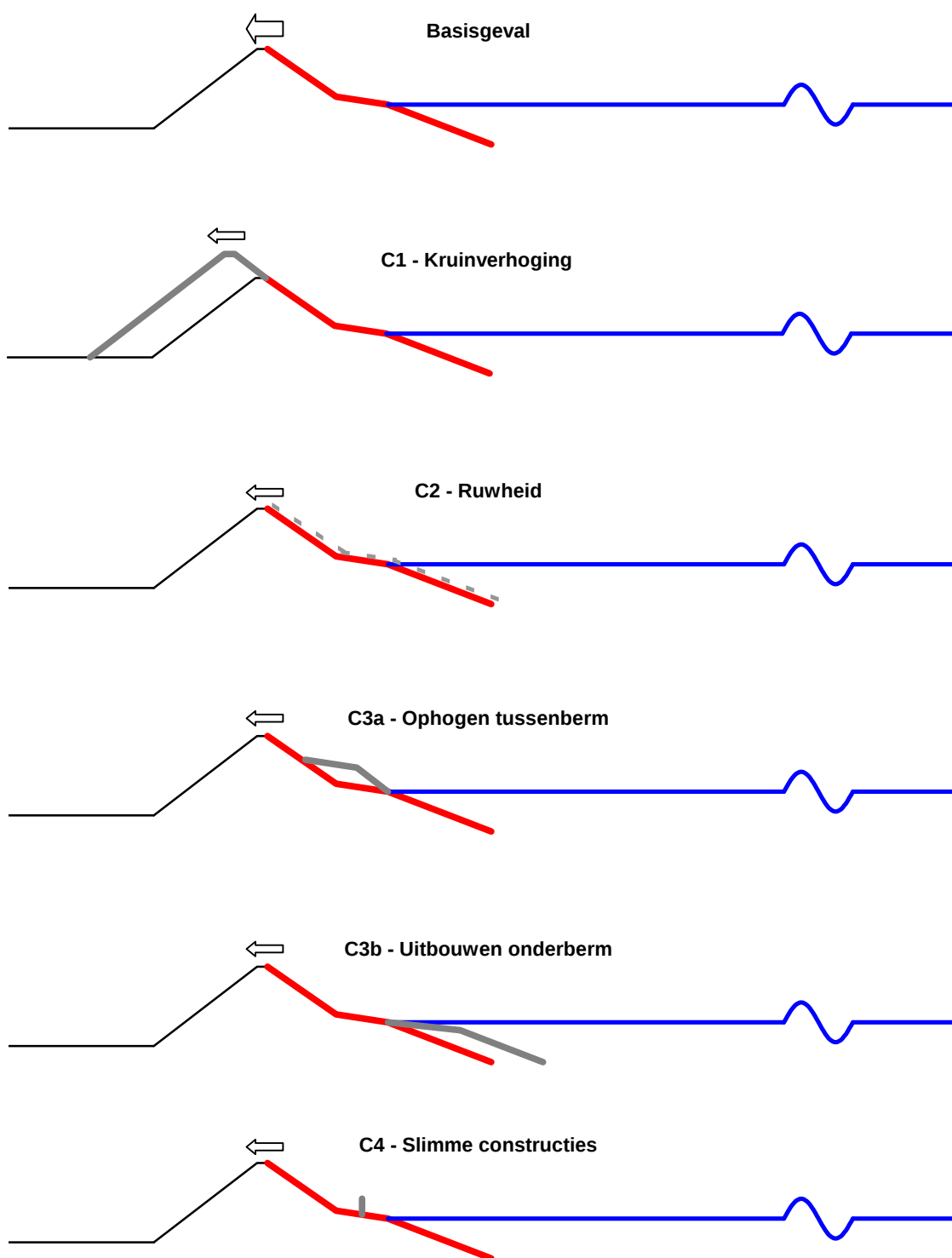
AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 6.2



Overzicht categorien versterkingsmaatregelen



Verkenning mogelijke overslagreducerende maatregelen

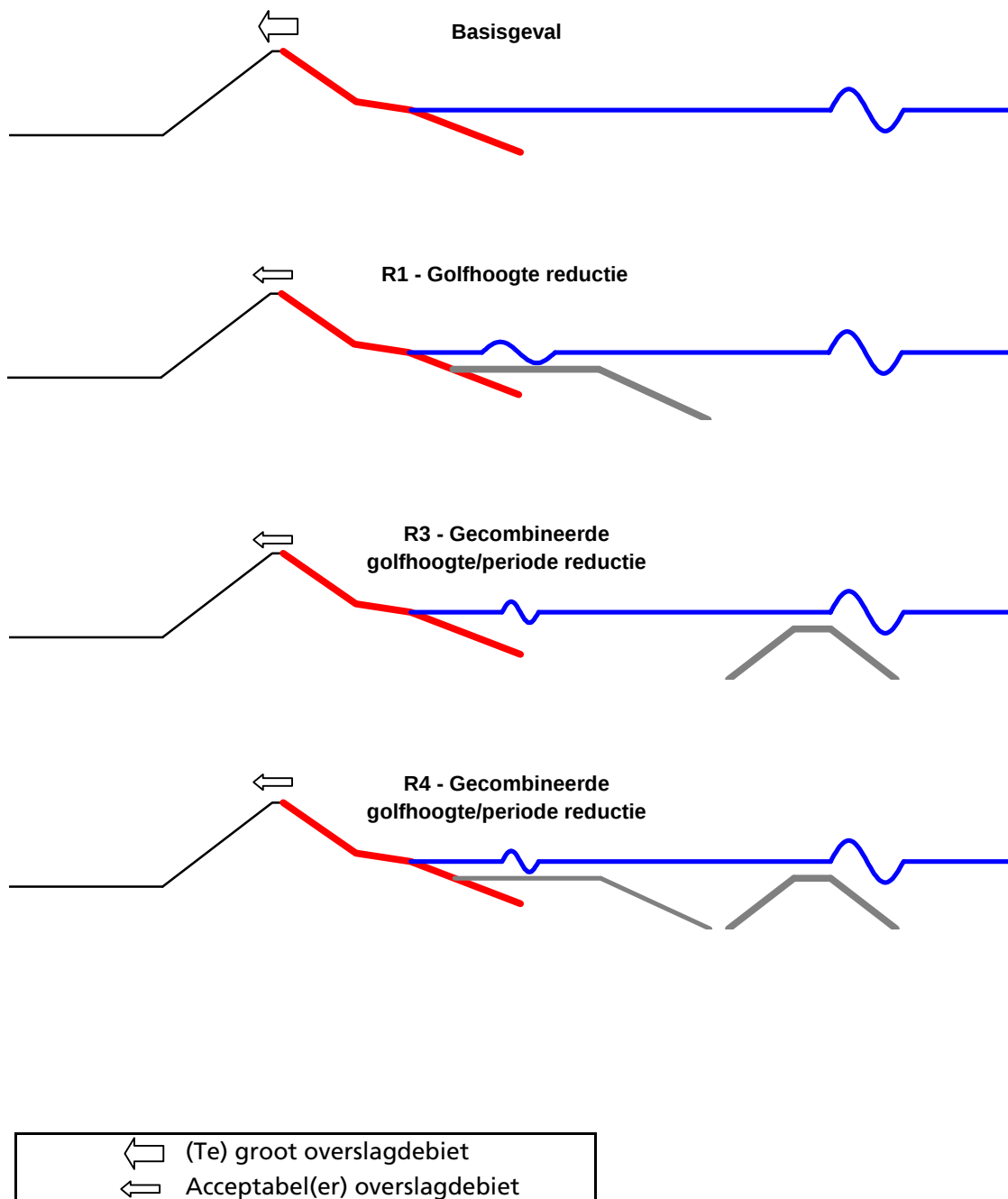
Categorie constructieve ingrepen

Dijkverhoging, verruwing, vormwijziging en constructies op boventalud

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

 Alkyon

Fig. 7.2



Verkenning mogelijke overslagreducerende maatregelen

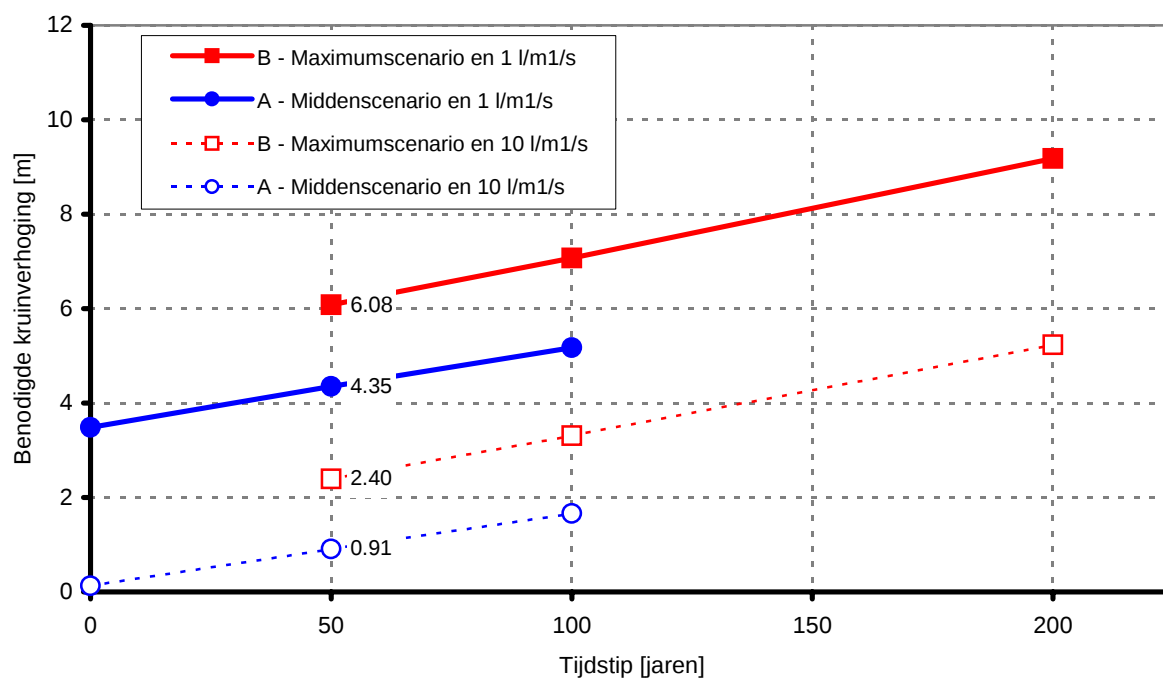
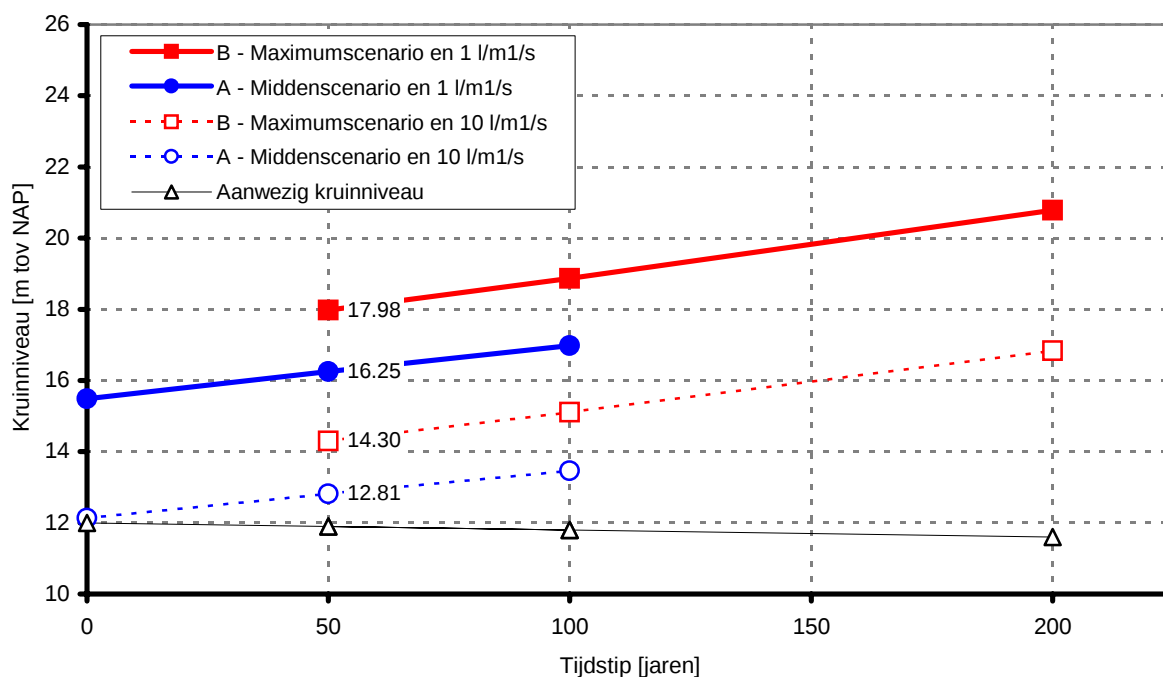
Categorie randvoorwaarde ingrepen

Reductie golfaanval door voorlandaanpassingen

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

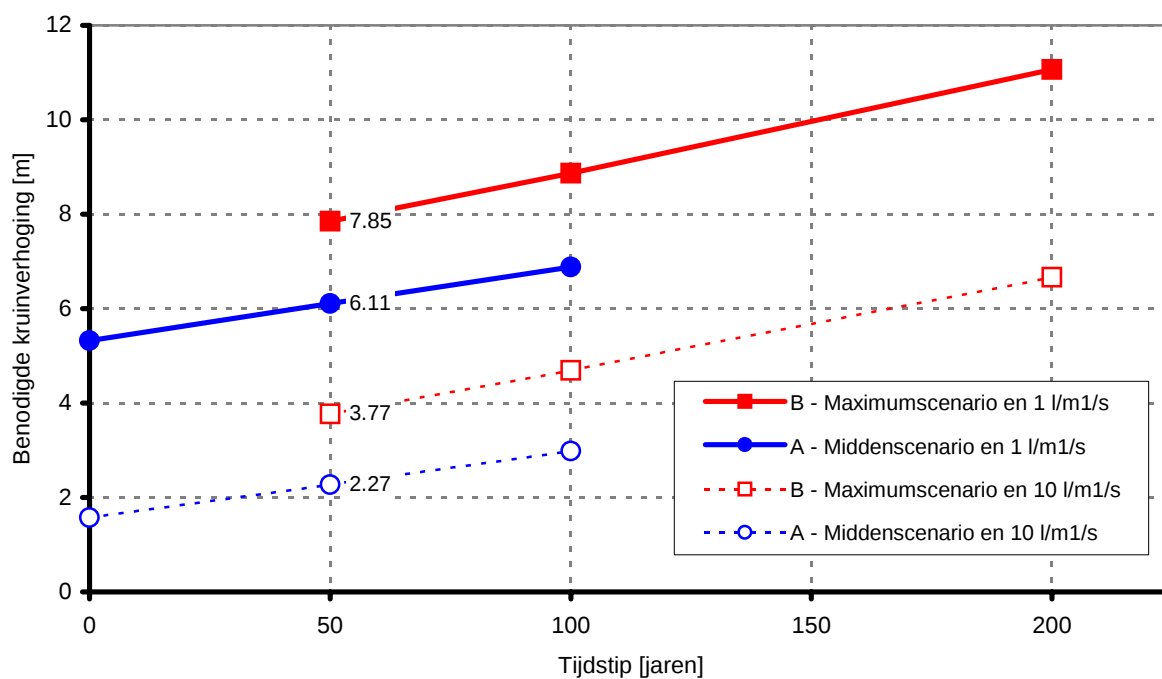
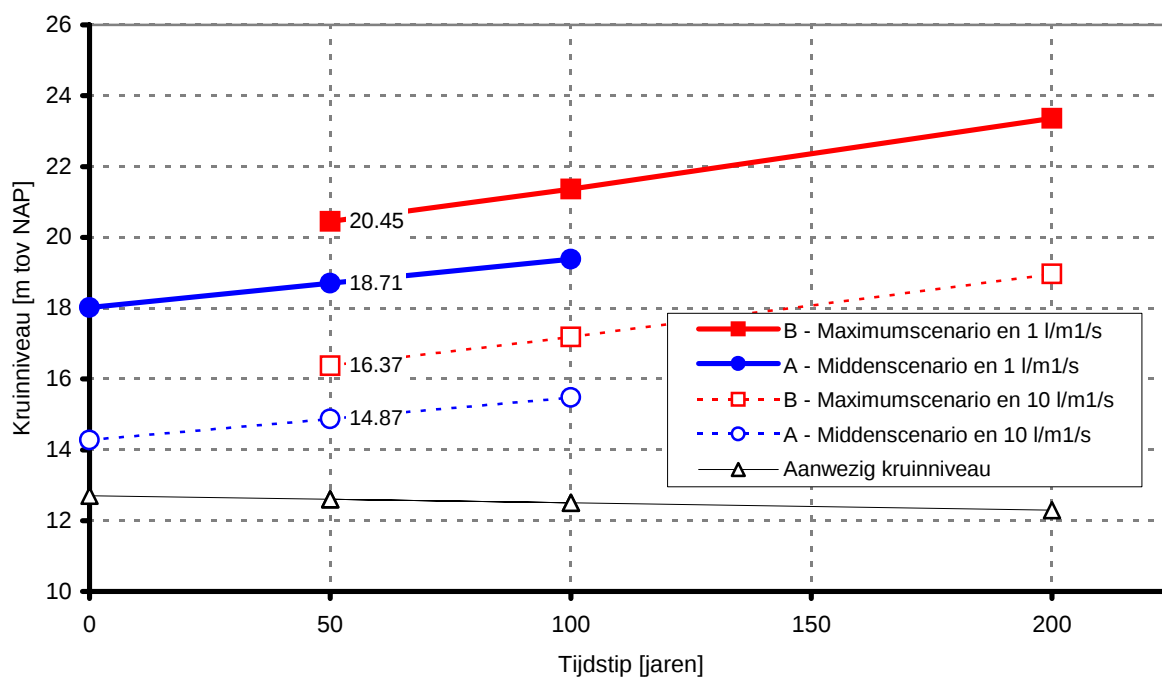
 Alkyon

Fig. 7.3



Toekomstige benodigde kruinverhoging voor de Hondsbossche Zeewering
voor beide scenario's en verschillend kritiek overslagdebiet

C1 HBZ
0, 50, 100 en 200 jaar



Toekomstige benodigde kruinverhoging voor de Pettemer Zeewering
voor beide scenario's en verschillend kritiek overslagdebiet

C1

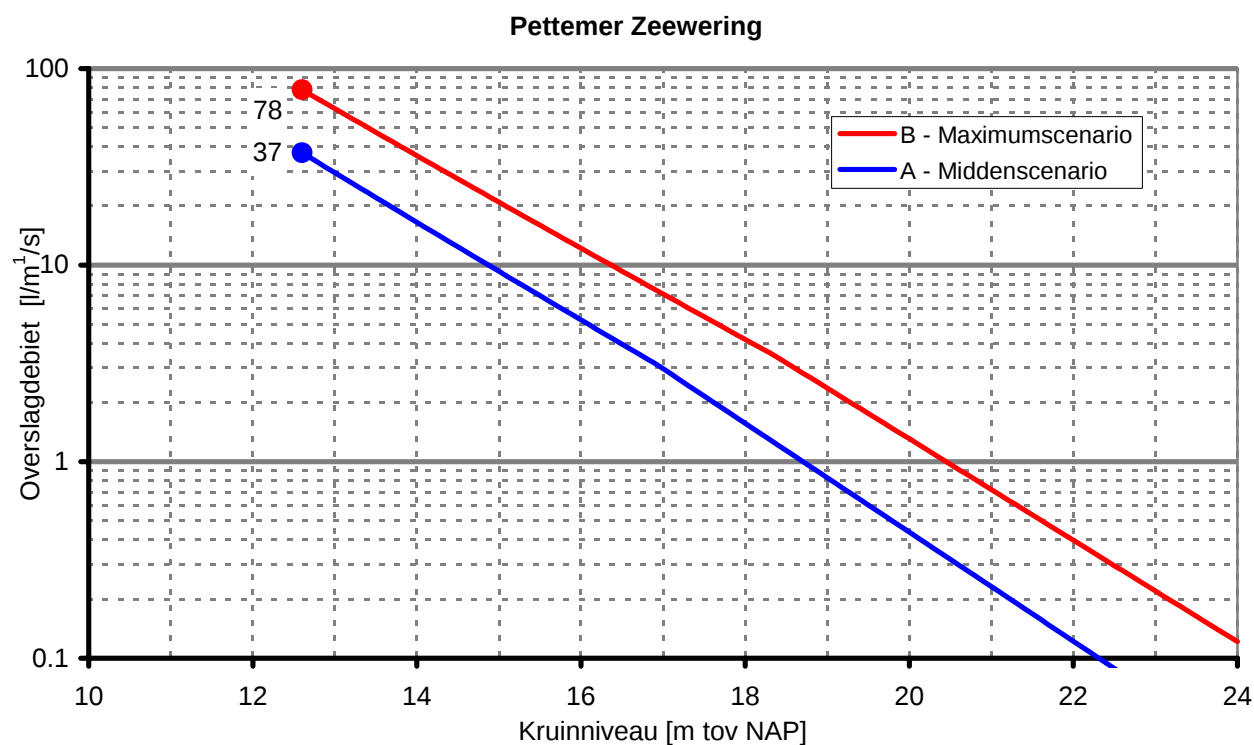
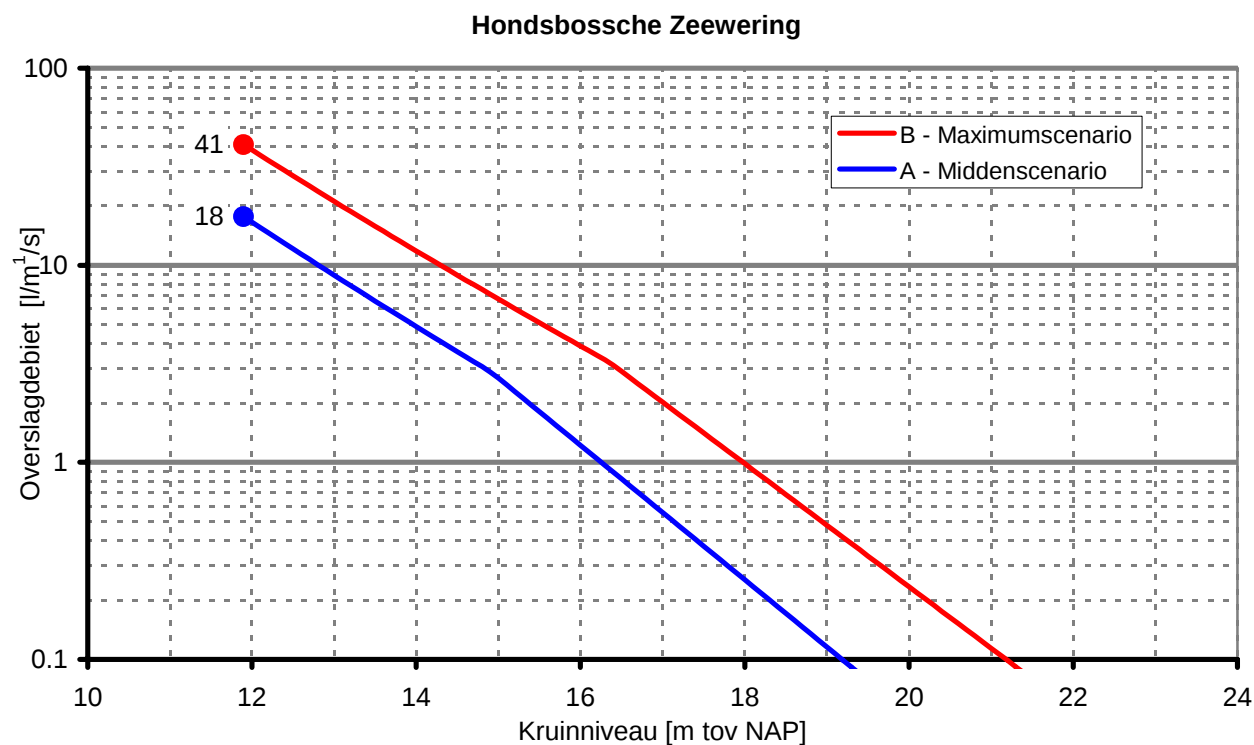
PZ

0, 50, 100 en 200 jaar

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

Alkyon

Fig. 7.5



Overslagdebiet als functie van kruinhoogte voor de beide scenario's

C1

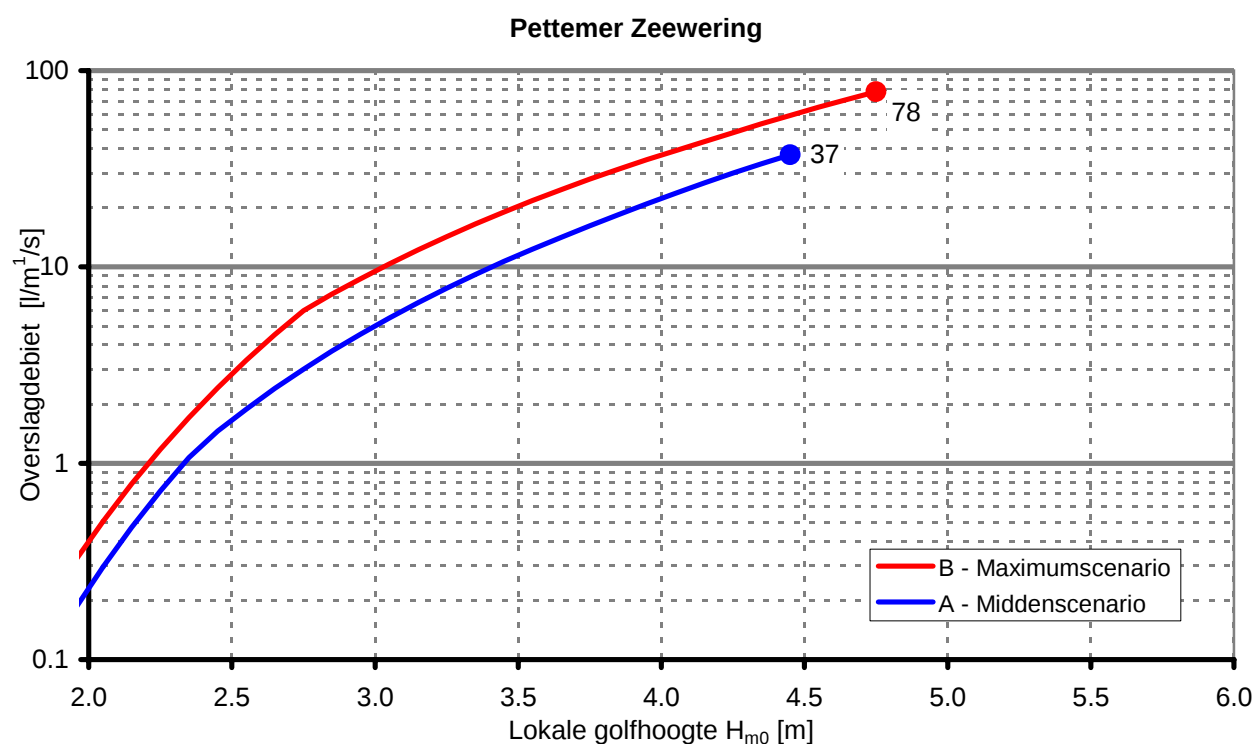
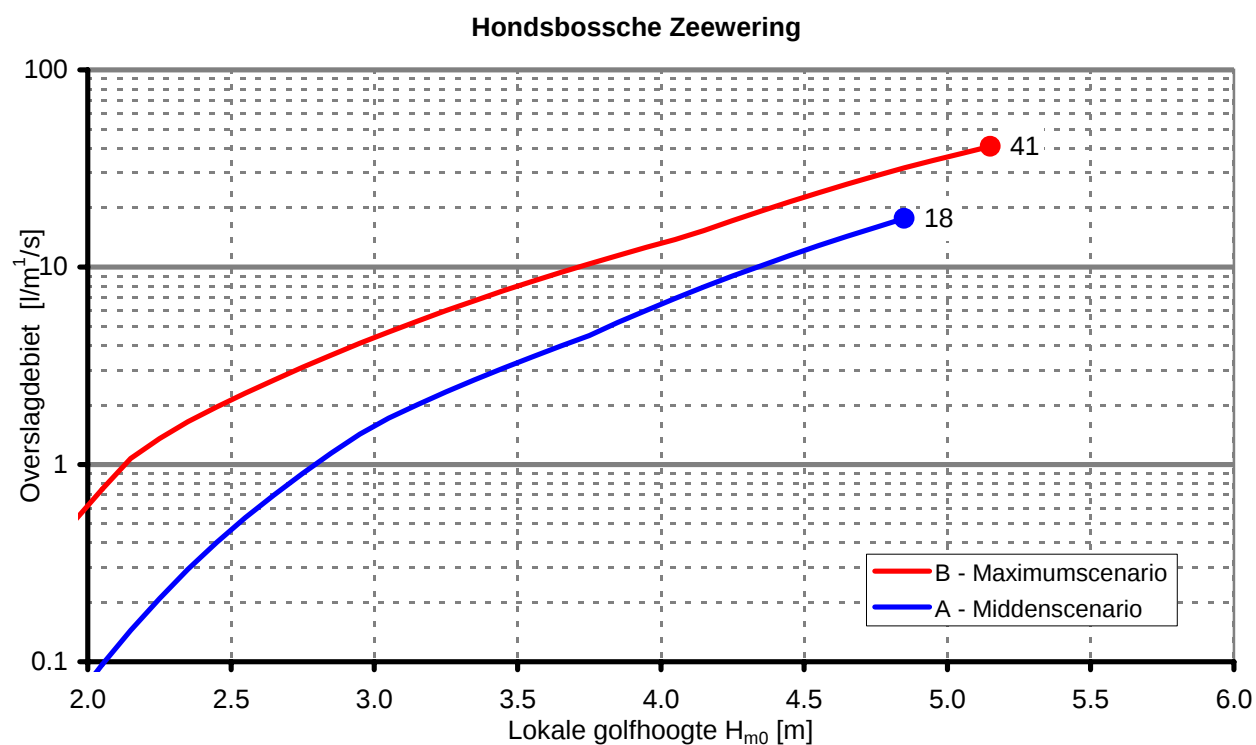
HBZ & PZ

50 jaar

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING A1763

 Alkyon

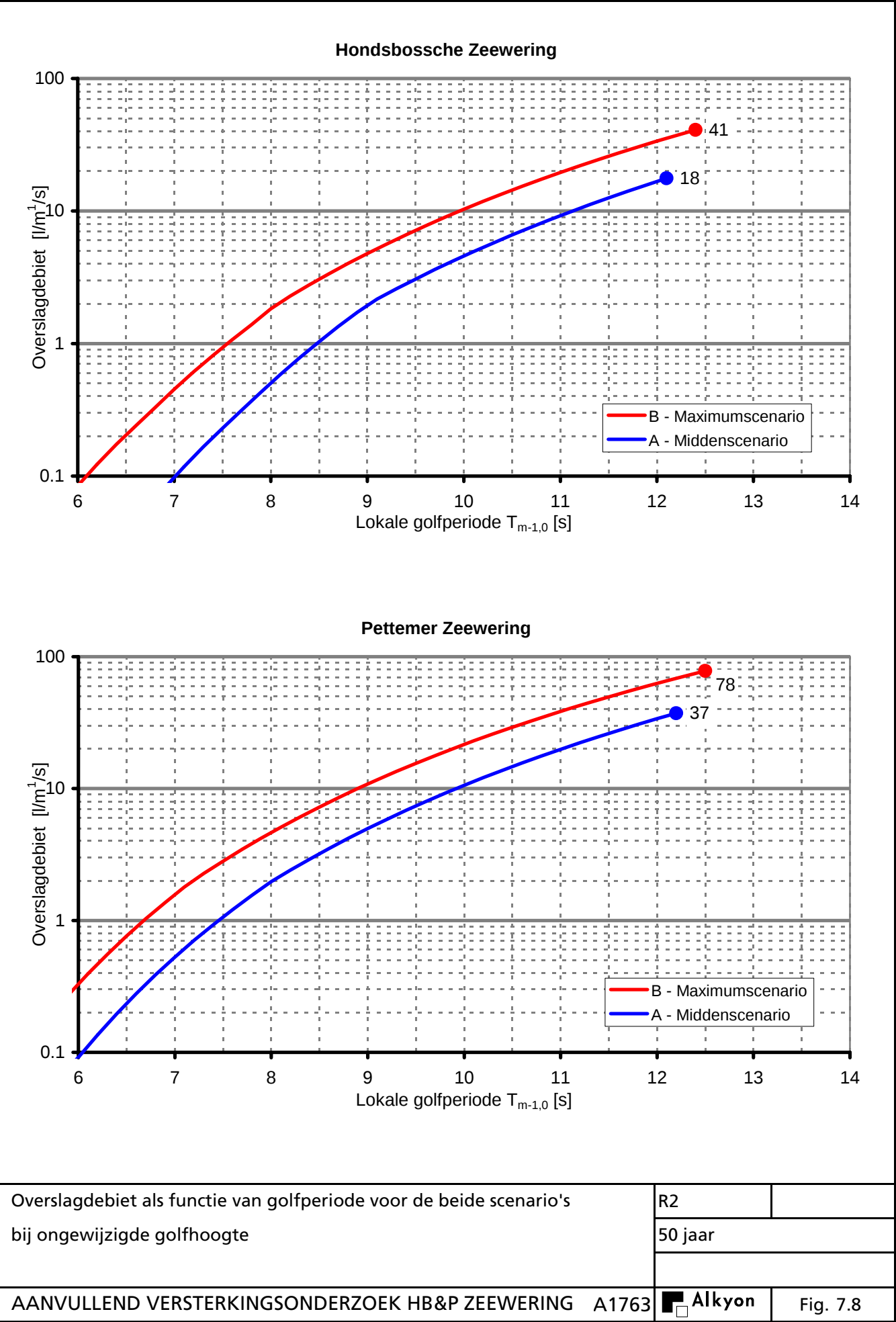
Fig. 7.6



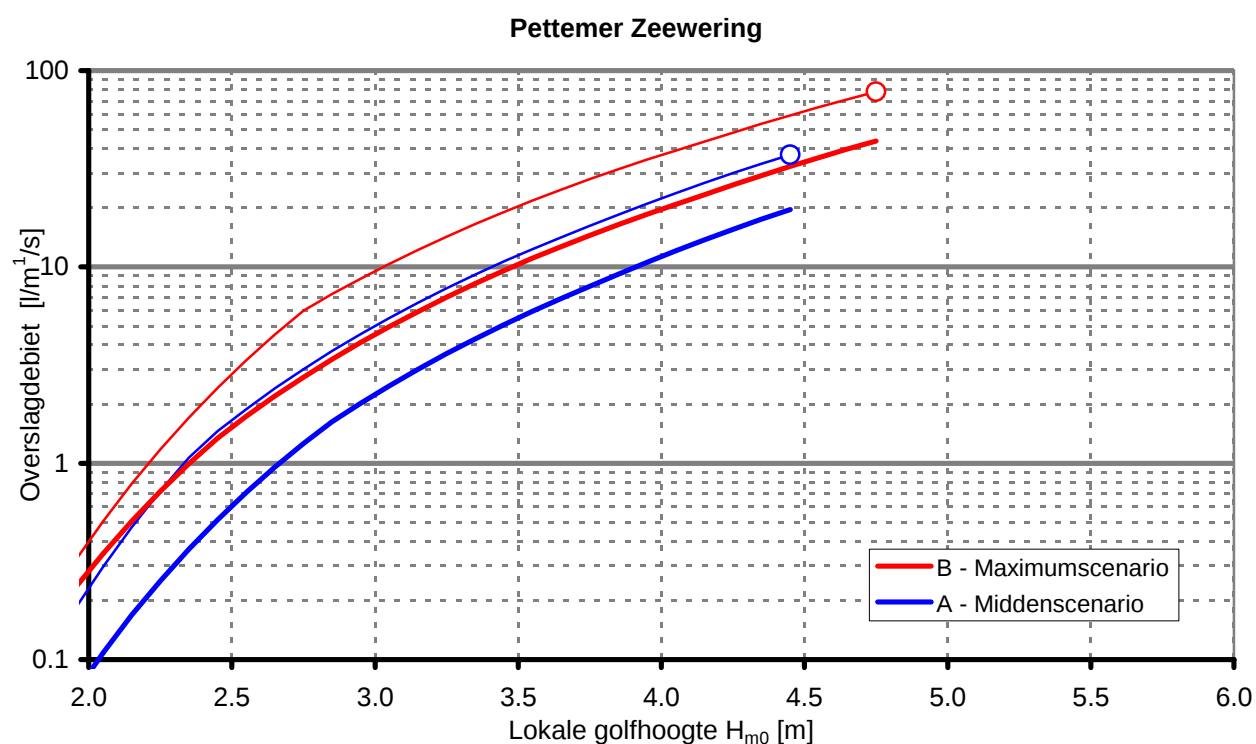
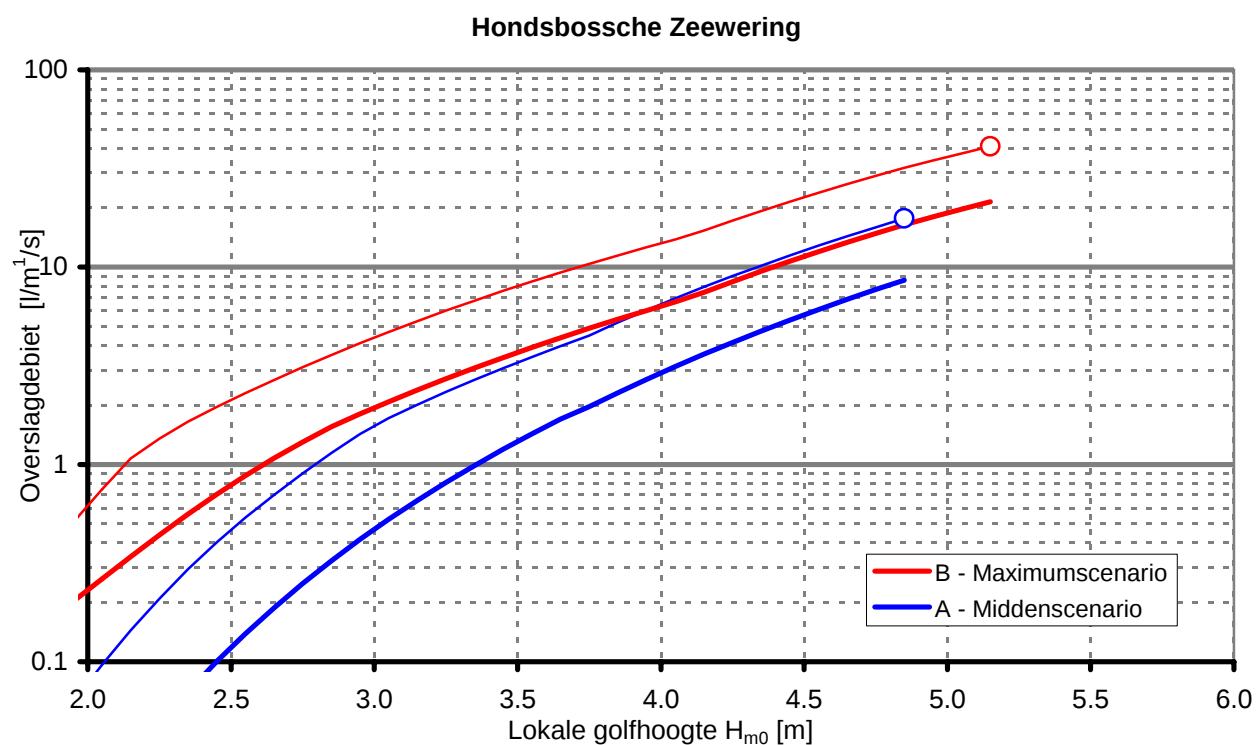
Overslagdebiet als functie van golfhoogte voor de beide scenario's
bij ongewijzigde golfperiode

R1 HBZ & PZ

50 jaar



Overslagdebiet als functie van golfperiode voor de beide scenario's
bij ongewijzigde golfhoogte

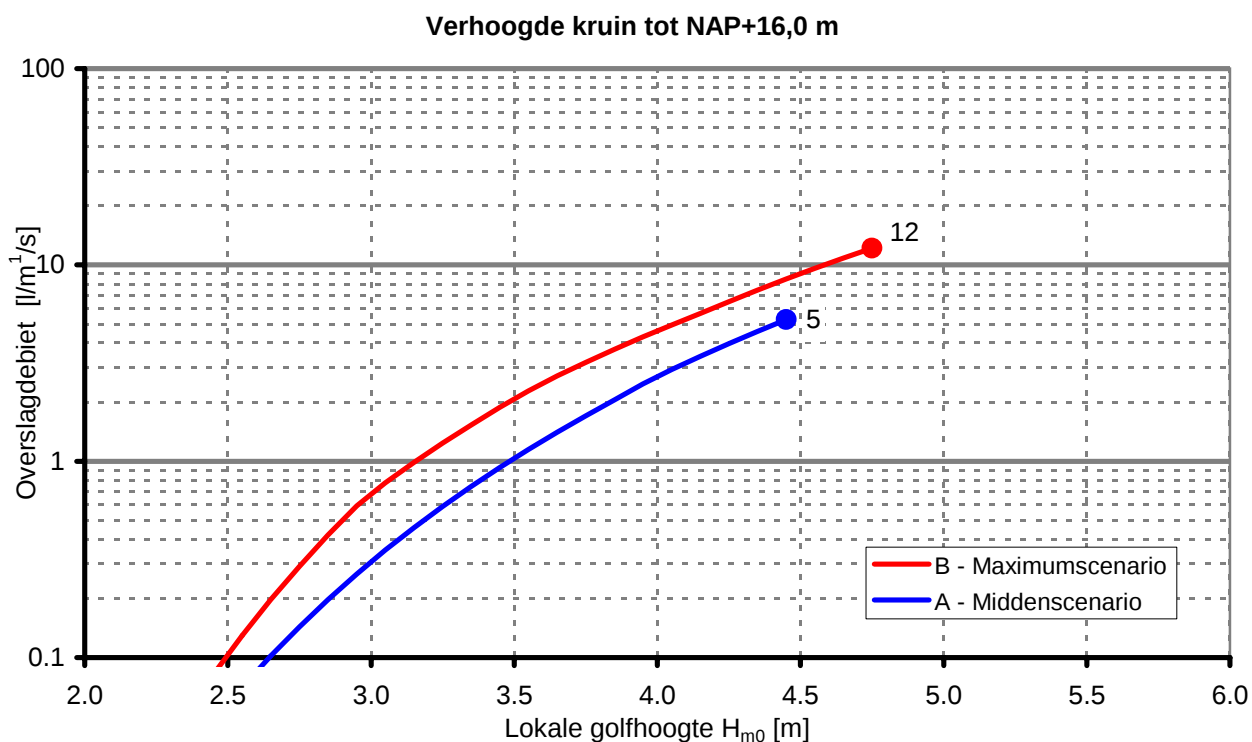
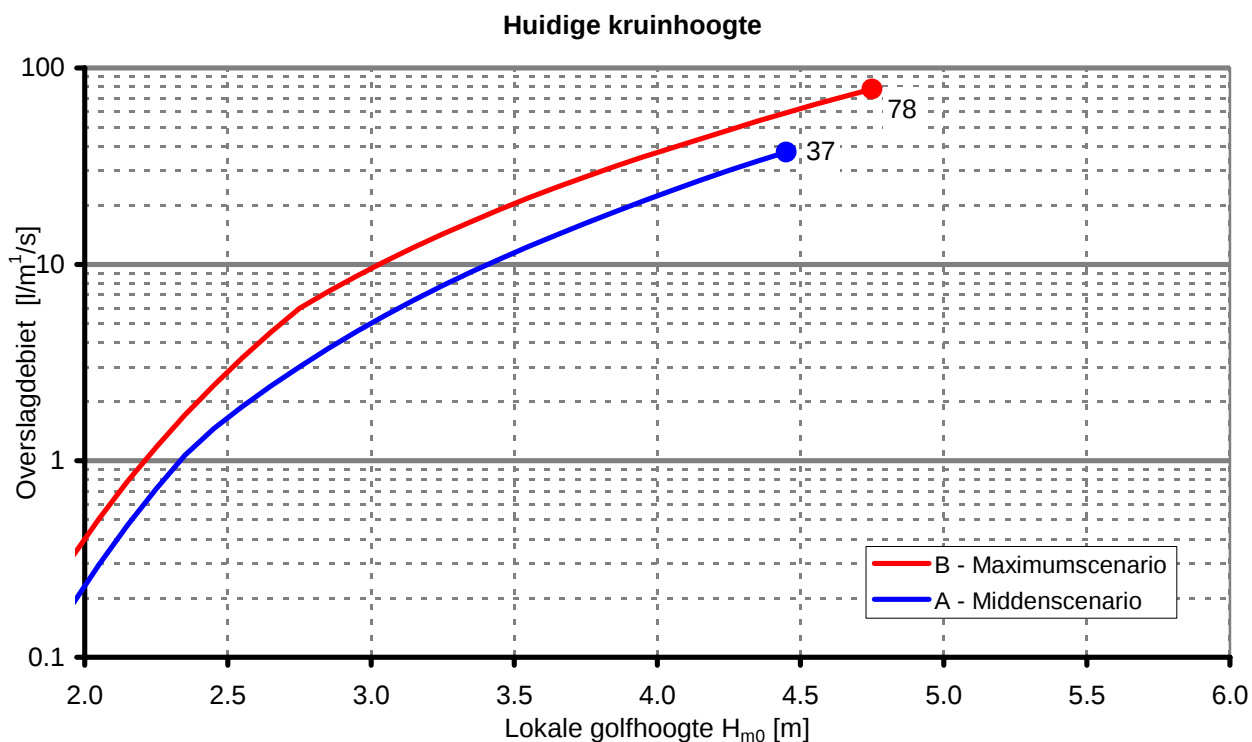


Overslagdebiet als functie van golfhoogte voor de beide scenario's
bij een 10 % lagere periode

R3

HBZ & PZ

50 jaar



Overslagdebiet als functie van golfhoogte voor de beide scenario's

Voor huidige kruinhoogte en na verhoging tot NAP+16 m

PZ

50 jaar

Bijlagen

Bijlage A

Concept randvoorwaarden Hondsbossche en
Pettemer Zeewering, RVW-boek en details

Versie 12 oktober 2006

CONCEPT Hydraulische Randvoorwaarden 2006 tbv Overslag - harde waterkeringen

Per dijkvak

Dijkring	Locatie	Dijkvak / t	X [RD]	Y [RD]	Waterstanden - Toetspeilen [m]	Significante golfhoogte [m]	Periode [s]		Golf inval (tov dijknormaal)
					MHW HR2006	Hs HR2006	Tm-1,0 HR2006	Tp HR2006	β HR2006
13	Petteker Zeewering	20.5-21	105780	531966	4.7	3.90	12.1	14.3	2
13	Petteker Zeewering	21-22	105420	531211	4.8	4.45	12.1	14.5	7
13	Hondsbosche Zeewering	22-25	104896	529141	4.8	4.60	12.1	14.5	12
13	Hondsbosche Zeewering	25-26	104484	527133	4.8	4.30	12.2	14.5	12

CONCEPT Hydraulische Randvoorwaarden 2006 - Petten & Hondsbossche Zeewering

Per HYDRA-K 2006 locatie

	Dijkkring	Locatie	X [RD]	Y [RD]	Waterstanden - Toetspeilen [m]	Significante golfhoogte [m]	Periode [s]		Golf inval (tov dijknormaal)
					MHW HR2006	Hs HR2006	Tm_1,0 HR2006	Tp HR2006	β HR2006
NOORDELIJK	13	Pettemer Zeewering	106034	532412	4.7	3.50	12.1	14.3	24
	13	Pettemer Zeewering	106007	532337	4.7	3.45	12.1	14.3	24
	13	Pettemer Zeewering	105986	532281	4.7	3.45	12.1	14.3	19
	13	Pettemer Zeewering	105886	532105	4.7	3.65	12.1	14.3	24
	13	Pettemer Zeewering	105780	531966	4.7	3.90	12.1	14.3	2
	13	Pettemer Zeewering	105722	531857	4.7	4.00	12.2	14.5	3
	13	Pettemer Zeewering	105662	531747	4.7	4.15	12.2	14.5	4
	13	Pettemer Zeewering	105603	531641	4.7	4.30	12.2	14.5	4
	13	Pettemer Zeewering	105498	531431	4.7	4.45	12.0	14.4	1
	13	Pettemer Zeewering	105420	531211	4.8	4.45	12.1	14.5	7
	13	Hondsbossche Zeewering	105340	530947	4.8	4.35	12.0	14.5	6
	13	Hondsbossche Zeewering	105263	530697	4.8	4.35	12.0	14.5	5
	13	Hondsbossche Zeewering	105198	530447	4.8	4.40	12.0	14.5	9
	13	Hondsbossche Zeewering	105136	530196	4.8	4.50	12.0	14.5	7
	13	Hondsbossche Zeewering	105100	530051	4.8	4.55	12.0	14.5	7
	13	Hondsbossche Zeewering	105058	529883	4.8	4.65	12.0	14.5	8
	13	Hondsbossche Zeewering	105017	529715	4.8	4.70	12.1	14.5	10
	13	Hondsbossche Zeewering	104978	529545	4.8	4.70	12.1	14.5	11
	13	Hondsbossche Zeewering	104945	529399	4.8	4.70	12.1	14.5	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104922	529270	4.8	4.65	12.1	14.5	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104896	529141	4.8	4.60	12.1	14.5	12
	13	Hondsbossche Zeewering	104870	529016	4.8	4.60	12.2	14.6	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104840	528866	4.8	4.60	12.2	14.6	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104805	528695	4.8	4.55	12.2	14.6	14
	13	Hondsbossche Zeewering	104774	528549	4.8	4.55	12.2	14.6	14
	13	Hondsbossche Zeewering	104748	528423	4.8	4.50	12.2	14.6	12
	13	Hondsbossche Zeewering	104723	528297	4.8	4.45	12.2	14.6	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104695	528163	4.8	4.45	12.2	14.6	12
	13	Hondsbossche Zeewering	104664	528012	4.8	4.45	12.2	14.6	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104630	527840	4.8	4.40	12.2	14.5	12
	13	Hondsbossche Zeewering	104599	527694	4.8	4.40	12.2	14.5	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104574	527569	4.8	4.35	12.2	14.5	12
	13	Hondsbossche Zeewering	104536	527385	4.8	4.40	12.2	14.5	13
	13	Hondsbossche Zeewering	104484	527133	4.8	4.30	12.2	14.5	12
ZUIDELIJK	13	Hondsbossche Zeewering	104432	526885	4.8	4.25	12.2	14.5	13

Bijlage B

Recept met uitgangspunten voor het bepalen
van ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van de
provinciale planstudies voor de prioritaire
Zwakke Schakels langs de Nederlandse kust

(definitieve versie Provincie)



Van Kennis Coördinatie Punt Zwakke Schakels
Datum 31 augustus 2004
Onderwerp Recept met uitgangspunten voor het bepalen van ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van de provinciale planstudies voor de prioritaire Zwakke Schakels langs de Nederlandse kust
Auteurs Ard Wolters (DWW), Frank den Heijer (RIKZ) en Hans Janssen (BWD)

Doorkiesnummer 030-2857951 (Hans Janssen)

Uitgangspunten

Bij de bepaling van de ontwerprandvoorwaarden ten behoeve van de provinciale planstudies naar de prioritaire Zwakke Schakels langs de Nederlandse kust kan uitgegaan worden van de volgende uitgangspunten:

- De belastingswaarden die zijn gebruikt voor de **beheerdersoordelen** naar aanleiding van de crash-acties in 2003. Alle rapporten die naar aanleiding van de crash-acties zijn opgesteld zijn te vinden op de internetsite www.hydraulischerandvoorwaarden.nl onder kopje "nieuws" en vervolgens "golfrandvoorwaarden". Hierbij is gebruik gemaakt van de volgende aspecten:
 - Dijken: Hydra-K met Swan-database;
 - Duinen: **Korrelgrootte methodiek in het duintoetsingsinstrumentarium** om tot een extra afslag van maximaal 50% te komen;
 - Duinen: In de bestaande toetsmethode zit een trendlijn voor de structurele erosie. Omdat dit sinds de invoering van het dynamisch handhaven van de kustlijn niet meer klopt, is voor de **beheerdersoordelen** een middeling toegepast op de berekende afslagpunten met gemeten dwarsprofielen over een periode van 10 jaar.
- Voor het ontwerpen van concrete maatregelen dient te worden uitgegaan van het middenscenario zoals dat geformuleerd is in de **Leidraad Zandige Kust**



(zie tabel A). In de Leidraad Zandige Kust is tevens aangegeven dat de hoogwaters ca. 5 cm per eeuw meer stijgen dan de gemiddelde zeespiegel.

- Voor de criteria om dijken te ontwerpen kan worden uitgegaan van de **Leidraad Zee- en Meerdijken** (1999).
- Bij dit alles dient een planperiode van tussen de 50 en 100 jaar te worden gehanteerd, afhankelijk van het type ontwerp.
- Voor ruimtereservering dient, rekening houdend met een planperiode van 200 jaar , uitgegaan te worden van het maximum scenario uit de Leidraad Zandige Kust.

Tabel A: scenario's voor het jaar 2050, 2100 en 2200 zoals opgenomen in hoofdstuk 7 van de Leidraad Zandige Kust (2002).

Jaar	2050	2100	2200
Minimumscenario:			
zeespiegel	+ 0,10 m	+ 0,20 m	+ 0,40 m
extra stomopzet	-	-	-
golfhoogte	-	-	-
verhoging dwarsprofiel	+ 0,10 m	+ 0,20 m	+ 0,40 m
Middenscenario:			
zeespiegel	+ 0,30 m	+ 0,60 m	+ 1,20 m
extra stomopzet	-	-	-
golfhoogte	-	-	-
verhoging dwarsprofiel	+ 0,30 m	+ 0,60 m	+ 1,20 m
Maximumscenario:			
zeespiegel	+ 0,45 m	+ 0,85 m	+ 1,70 m
extra stomopzet	+ 0,40 m	+ 0,40 m	+ 0,40 m
(extra verhoging basispeil)			
golfhoogte	+ 5%	+ 5%	+ 5%
verhoging dwarsprofiel	+ 0,45 m	+ 0,85 m	+ 1,70 m

Gefaseerde aanpak

De toetsrandvoorwaarden zijn aan verandering onderhevig. De voor de **beheerdersoordelen** afgegeven toetswaarden zijn slechts een tussenstap naar Hydraulische Randvoorwaarden voor 2006 (HR 2006) en daarna. Momenteel is nog geen inzicht te geven in wat de te verwachten ontwikkelingen in Hydraulische Randvoorwaarden zullen zijn. Daarom wordt een gefaseerde aanpak voorgesteld:

Fase 1:

In de fase van de planstudies waarin alternatieven gegenereerd en vergeleken moeten worden om tot een voorkeursalternatief te komen, worden ontwerpcondities toegepast op basis van de op dit moment beschikbare instrumenten (en belastingswaarden). Deze bouwen voort op de **beheerdersoordelen**. Deze aanpak is verder uitgewerkt in dit recept.

Fase 2:

Voor de fase van de planstudies waarin het voorkeursalternatief verder wordt uitgewerkt is het recept ook bruikbaar indien rekening wordt gehouden met de

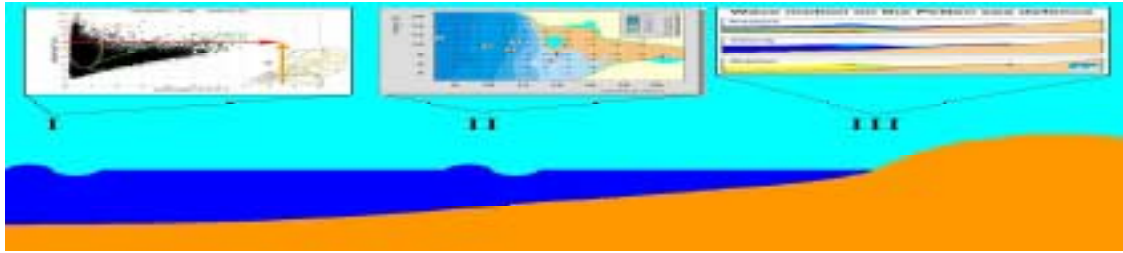


effecten van de bandbreedte in de golfbelasting op het ontwerp. Voor de start van fase 2 kan de provincie op basis van het recept, de dan beschikbare kennis en rekening houdend met de bandbreedte effecten, de aard van de waterkering en de planperiode met inbreng van de TAW een voorstel voor de ontwerprandvoorwaarden opstellen voor de uitwerking van het voorkeursalternatief en dit ter beoordeling voorleggen aan het rijk (rijkswaterstaat). Het rijk zal vervolgens het voorstel van de provincie op basis van de dan beschikbare kennis beoordelen en na verwerking van overeengekomen aanpassingen overnemen. De ontwerprandvoorwaarden voor fase 2 worden hierdoor wederzijds vastgelegd.

Aanpak dijken (Fase 1)

Voor dijken geldt dat de verschillende alternatieven op de volgende manier nader dienen te worden uitgewerkt:

- Consolideren
 - Gebruik de randvoorwaarden van de **beheerderoordelen** uit 2003;
 - Voer gevoeligheidsanalyses uit op het ontwerp door toepassen van bandbreedte –20% en +20% op golfhoogte; de golfperiode afleiden d.m.v. standaard golfsteilheid;
 - Voor het afleiden van golfrandvoorwaarden bij andere overschrijdingsfrequenties geldt:
 1. Bepaal relatie tussen golfhoogte en waakhoogte (waakhoogte orde 2 à 3 * golfhoogte);
 2. Haal de decimeringhoogte voor de waterstand uit het **basispeilenrapport**;
 3. Bepaal de nieuwe golfhoogte met de volgende relatie:
 $\Delta H = 0,5 * \Delta h$ (ΔH = verandering golfhoogte, Δh = verandering waterstand);
 4. Een eerste schatting van de benodigde waakhoogte bij een andere overschrijdingsfrequentie (en dus een andere waterstand) kan nu met de in stap 1 bepaalde relatie worden bepaald.
- Zeewaarts
 - Net zo uitwerken als consolideren.
- Landwaarts
 - Tot aan de teen van de oorspronkelijke dijk (zone I en II, zie figuur A) net zo uitwerken als consolideren;
 - Vertaalslag landwaarts (III) met bijv. beschikbare havenmodule of modelleren als overslagbakje en golven berekenen met Brettschneider.



Figuur A: Randvoorwaardenketen. I statistiek op diep water; II vertaling naar golfconditie aan de teen van de dijk; III vertaling naar belastingparameters op de dijk.

Aanpak duinen (Fase 1)

Voor duinen geldt dat de verschillende alternatieven op de volgende manier nader dienen te worden uitgewerkt:

- Consolideren
 - Gebruik de randvoorwaarden van de **beheerderoordelen** uit 2003 + klimaatveranderingen;
 - Ga er vanuit dat de bodem (bij standaard duinwaterkeringen) met een gemiddelde zeespiegelstijging meegroeit;
 - Gebruik voor het toetsinstrumentarium:
 - Gebruik de percentages voor de afslagtoename door de grotere golfbelasting zoals gebruikt is bij de beheerderoordelen;
 - **Korrelgrootte methodiek conform beheerderoordelen;**
 - Middeling profielen conform **beheerderoordelen**. Als maat voor de maatgevende afslag wordt een middeling voorgesteld van de afslagpunten die met DUROS worden gevonden voor de profielen van de afgelopen 10 jaar;
 - Voor het afleiden van golfrandvoorwaarden bij andere overschrijdingsfrequenties op diep water voor duinen wordt verwezen naar hoofdstuk 6 van het Basisrapport Zandige Kust (1995);
 - De percentages voor de afslagtoename worden bij lagere overschrijdingsfrequenties gereduceerd: de ca. 1/100 afslag is in 1953 gemeten, daarbij functioneert DUROS goed. M.a.w. bij 1/100 kan de toeslag op 0% gesteld worden. Bij 1/10.000 moeten de percentages uit de beheerderoordelen gehanteerd worden en bij tussenliggende frequenties logaritmisch interpoleren. Hierbij moet worden opgemerkt dat de genoemde percentages in Zeeland bij 1/4000 zijn toegepast, en in



dit voorstel bij 1:10.000. Dit geeft ca. 5% procent verschil met de beheerderoordelen.

Voor een meer gedetailleerde omschrijving wordt verwezen naar bijlage 3, figuur 14 van het rapport **DWW-2003-040**, dat ten behoeve van het uitvoeren van de **beheerdersoordelen** is opgesteld.

- Landwaarts en zeewaarts net zo uitwerken als consolideren.

Aanpak hybride waterkeringen (Fase 1)

Naast duinen en dijken bestaan er ook nog een aantal gecombineerde waterkeringen (duin en dijk), zoals de duinvoetverdediging bij Terheijde. Hier wordt voor fase 1 dezelfde aanpak voorgesteld als gehanteerd werd bij de aanvullende **beheerdersoordelen**. Dit komt neer op:

- Het bepalen van de diepwater randvoorwaarden net zoals de aanpak voor duinen;
- Gebruik van de grafische methode uit het **Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV, 2003)** om reductie van de afslag door aanwezigheid duinvoetverdediging te bepalen. De randvoorwaarden voor de bepaling van de stabiliteit van de duinvoetverdediging kunnen met **DUROSTA** bepaald worden. Voor de stabiliteit van de duinvoetverdediging (constructie) gelden vervolgens de rekenregels uit het VTV voor de bekleding van dijken.

Fase 2

Na de keuze van het voorkeursalternatief in fase 1 kunnen in fase 2 van de planstudies hiervoor definitieve ontwerpen gemaakt worden. Deze definitieve ontwerpen dienen gemaakt te worden met de randvoorwaarden die voorafgaand aan fase 2 door het rijk zijn overgenomen. Deze randvoorwaarden kunnen, op dezelfde wijze als beschreven onder fase 1, vertaald worden naar ontwerp randvoorwaarden voor de gekozen planperiode

Bij het maken van het definitieve ontwerp dient in principe gebruik gemaakt te worden van het nieuwe duinafslaginstrumentarium. De beschikbaarheid hangt af van de voortgang van het project **Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW)**. De voor fase 1 gehanteerde methodes voor de bepaling van duinafslag zijn in principe niet geschikt om te gebruiken voor het definitieve ontwerp van maatregelen.



Bronvermelding:

- Leidraad Zandige Kust (2002)
- Leidraad Zee- en Meerdijken (1999)
- DWW-2003-040, "Consequenties golfbelastingen voor de kust, achtergrondrapport belastingen en duinwaterkeringen" (te downloaden op www.hydraulischerandvoorwaarden.nl onder kopje nieuws/golfrandvoorwaarden)
- Basispeilenrapport
- Voorschrift Toetsen op Veiligheid (VTV, 2003)
- DUROSTA
- Sterkte en Belastingen Waterkeringen (SBW)

Bijlage C

Details geometrie dijkprofielen
Hondsbossche en Pettemer Zeewering

(informatie uit voorfase)

Profiel H-DP00				Profiel H-DP02				Profiel H-DP07				Profiel H-DP12				Profiel H-DP18			
x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr
-52.90	-0.50			-38.69	0.01			-45	-0.44			-38.31	0.22			-37.38	-0.39		
-47.08	-0.16	Basalt, gezet	0.90	-30.93	1.22	Basalt, gezet	0.90	-39.02	-0.31	Basalt, gezet	0.90	-30.06	1.15	Basalt, gezet	0.90	-30.09	1.20	Basalt, gezet	0.90
-38.97	1.85	Basalt, gezet	0.90	-12.64	3.73	Basalt, gezet	0.90	-12.38	3.78	Basalt, gezet	0.90	-12.09	3.82	Basalt, gezet	0.90	-10.98	3.81	Basalt, gezet	0.90
-19.03	3.88	Basalt, gezet	0.90	-0.49	5.02	Asfaltbeton	1.00	-0.53	5.02	Asfaltbeton	1.00	1.83	5.15	Asfaltbeton	1.00	0.91	5.02	Asfaltbeton	1.00
-7.57	4.89	Asfaltbeton	1.00	13.69	5.87	Asfaltbeton	1.00	12.08	5.7	Asfaltbeton	1.00	12.27	5.65	Asfaltbeton	1.00	9.01	5.51	Asfaltbeton	1.00
5.43	5.64	Asfaltbeton	1.00	18.37	7.03	Asfaltbeton	1.00	18.64	7.08	Asfaltbeton	1.00	18.90	7.08	Asfaltbeton	1.00	15.01	7.04	Asfaltbeton	1.00
12.25	7.05	Asfaltbeton	1.00	22.27	8.40	Doorgroeisteen	0.95	22.54	8.48	Doorgroeisteen	0.95	22.80	8.42	Doorgroeisteen,	0.95	18.91	8.54	Doorgroeisteen,	0.95
16.15	8.35	Doorgroeisteen	0.95	32.00	11.85	Basalt, zuilen	0.75	32.22	11.91	Basalt, zuilen	0.75	32.70	11.79	Basalt, zuilen	0.75	26.25	11.35	Basalt, zuilen	0.75
26.96	12.17	Basalt, zuilen	0.75													27.64	11.89	Basalt, zuilen	0.75
28.50	12.72	Basalt, zuilen	0.75																

Detailinformatie per dijkprofiel

-65.15	-0.50			-57.06	0.01			-63.64	-0.44			-57.21	0.22			-52.39	-0.39		
-59.33	-0.16	Basalt, gezet	0.90	-49.30	1.22	Basalt, gezet	0.90	-57.66	-0.31	Basalt, gezet	0.90	-48.96	1.15	Basalt, gezet	0.90	-45.10	1.20	Basalt, gezet	0.90
-51.22	1.85	Basalt, gezet	0.90	-31.01	3.73	Basalt, gezet	0.90	-31.02	3.78	Basalt, gezet	0.90	-30.99	3.82	Basalt, gezet	0.90	-25.99	3.81	Basalt, gezet	0.90
-31.28	3.88	Basalt, gezet	0.90	-18.86	5.02	Asfaltbeton	1.00	-19.17	5.02	Asfaltbeton	1.00	-17.07	5.15	Asfaltbeton	1.00	-14.10	5.02	Asfaltbeton	1.00
-19.82	4.89	Asfaltbeton	1.00	-4.68	5.87	Asfaltbeton	1.00	-6.56	5.70	Asfaltbeton	1.00	-6.63	5.65	Asfaltbeton	1.00	-6.00	5.51	Asfaltbeton	1.00
-6.82	5.64	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.03	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.08	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.08	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.04	Asfaltbeton	1.00
0.00	7.05	Asfaltbeton	1.00																
3.90	8.35	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.40	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.48	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.42	Doorgroeisteen,	0.95	3.90	8.54	Doorgroeisteen,	0.95
14.71	12.17	Basalt, zuilen	0.75	13.63	11.85	Basalt, zuilen	0.75	13.58	11.91	Basalt, zuilen	0.75	13.80	11.79	Basalt, zuilen	0.75	11.24	11.35	Basalt, zuilen	0.75
16.25	12.72	Basalt, zuilen	0.75													12.63	11.89	Basalt, zuilen	0.75

Relatieve lokaties t.o.v. bovenzijde asfaltbetonglooiing

Teen	-0.50		0.01		-0.44		0.22		-0.39	
Basalt, gezet	3.88	4.38	3.73	3.72	3.78	4.22	3.82	3.60	3.81	4.20
Asfaltbeton	7.05	3.17	7.03	3.30	7.08	3.30	7.08	3.26	7.04	3.23
Doorgroeisteen	8.35	1.30	8.40	1.37	8.48	1.40	8.42	1.34	8.54	1.50
Basalt, zuilen	12.72	4.37	11.85	3.45	11.91	3.43	11.79	3.37	11.89	3.35
Kruin	12.72		11.85		11.91		11.79		11.89	

Overzicht niveau bovenbegrenzing

Tabel C.1a: Overzicht detailinformatie dijkprofielen Hondsbossche Zeewering (1/2)

Profiel H-DP28				Profiel H-DP30				Profiel H-DP36				Profiel H-DP40				Profiel H-DP44			
x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr
-45.42	-0.77			-46.04	-0.56			-45.93	-0.58			-45.52	-0.60			-49.17	-0.30		
-39.36	-0.42	Basalt, gezet	0.90	-39.95	-0.47	Basalt, gezet	0.90	-40.08	-0.35	Basalt, gezet	0.90	-39.53	-0.32	Basalt, gezet	0.90	-43.14	-0.25	Basalt, gezet	0.90
-32.31	0.81	Basalt, gezet	0.90	-31.58	1.12	Basalt, gezet	0.90	-32.76	1.13	Basalt, gezet	0.90	-32.02	1.23	Basalt, gezet	0.90	-35.72	1.27	Basalt, gezet	0.90
-12.18	3.79	Basalt, gezet	0.90	-12.41	3.74	Basalt, gezet	0.90	-13.33	3.81	Basalt, gezet	0.90	-12.54	4.31	Basalt, gezet	0.90	-16.26	4.27	Basalt, gezet	0.90
-0.79	4.91	Asfaltbeton	1.00	-1.09	4.87	Asfaltbeton	1.00	-2.31	4.90	Asfaltbeton	1.00	-1.32	5.67	Asfaltbeton	1.00	-4.35	5.63	Asfaltbeton	1.00
13.33	5.75	Asfaltbeton	1.00	12.71	5.68	Asfaltbeton	1.00	12.93	5.92	Asfaltbeton	1.00	14.30	6.49	Asfaltbeton	1.00	11.52	6.58	Asfaltbeton	1.00
18.83	7.05	Asfaltbeton	1.00	18.63	7.03	Asfaltbeton	1.00	17.64	7.05	Asfaltbeton	1.00	17.91	7.00	Asfaltbeton	1.00	14.35	6.99	Asfaltbeton	1.00
22.73	8.48	Doorgroeisteen,	0.95	22.53	8.45	Doorgroeisteen	0.95	21.54	8.51	Doorgroeisteen	0.95	21.81	8.46	Doorgroeisteen	0.95	18.25	8.42	Doorgroeisteen	0.95
32.20	11.95	Basalt, zuilen	0.75	32.09	11.93	Basalt, zuilen	0.75	30.95	12.05	Basalt, zuilen	0.75	32.00	12.30	Basalt, zuilen	0.75	28.02	12.01	Basalt, zuilen	0.75
				32.17	11.96	Basalt, zuilen	0.75	31.13	12.12	Basalt, zuilen	0.75					28.75	12.28	Basalt, zuilen	0.75

Detailinformatie per dijkprofiel

-64.25	-0.77			-64.67	-0.56			-63.57	-0.58			-63.43	-0.60			-63.52	-0.30		
-58.19	-0.42	Basalt, gezet	0.90	-58.58	-0.47	Basalt, gezet	0.90	-57.72	-0.35	Basalt, gezet	0.90	-57.44	-0.32	Basalt, gezet	0.90	-57.49	-0.25	Basalt, gezet	0.90
-51.14	0.81	Basalt, gezet	0.90	-50.21	1.12	Basalt, gezet	0.90	-50.40	1.13	Basalt, gezet	0.90	-49.93	1.23	Basalt, gezet	0.90	-50.07	1.27	Basalt, gezet	0.90
-31.01	3.79	Basalt, gezet	0.90	-31.04	3.74	Basalt, gezet	0.90	-30.97	3.81	Basalt, gezet	0.90	-30.45	4.31	Basalt, gezet	0.90	-30.61	4.27	Basalt, gezet	0.90
-19.62	4.91	Asfaltbeton	1.00	-19.72	4.87	Asfaltbeton	1.00	-19.95	4.90	Asfaltbeton	1.00	-19.23	5.67	Asfaltbeton	1.00	-18.70	5.63	Asfaltbeton	1.00
-5.50	5.75	Asfaltbeton	1.00	-5.92	5.68	Asfaltbeton	1.00	-4.71	5.92	Asfaltbeton	1.00	-3.61	6.49	Asfaltbeton	1.00	-2.83	6.58	Asfaltbeton	1.00
0.00	7.05	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.03	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.05	Asfaltbeton	1.00	0.00	7.00	Asfaltbeton	1.00	0.00	6.99	Asfaltbeton	1.00
3.90	8.48	Doorgroeisteen,	0.95	3.90	8.45	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.51	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.46	Doorgroeisteen	0.95	3.90	8.42	Doorgroeisteen	0.95
13.37	11.95	Basalt, zuilen	0.75	13.46	11.93	Basalt, zuilen	0.75	13.31	12.05	Basalt, zuilen	0.75	14.09	12.30	Basalt, zuilen	0.75	13.67	12.01	Basalt, zuilen	0.75
				13.54	11.96	Basalt, zuilen	0.75	13.49	12.12	Basalt, zuilen	0.75					14.40	12.28	Basalt, zuilen	0.75

Relatieve lokaties t.o.v. bovenzijde asfaltbetonglooiing

Teen	-0.77			-0.56			-0.58			-0.60			-0.30		
Basalt, gezet	3.79	4.56		3.74	4.30		3.81	4.39		4.31	4.91		4.27	4.57	
Asfaltbeton	7.05	3.26		7.03	3.29		7.05	3.24		7.00	2.69		6.99	2.72	
Doorgroeisteen	8.48	1.43		8.45	1.42		8.51	1.46		8.46	1.46		8.42	1.43	
Basalt, zuilen	11.95	3.47		11.96	3.51		12.12	3.61		12.30	3.84		12.28	3.86	
Kruin	11.95			11.96			12.12			12.30			12.28		

Overzicht niveau bovenbegrenzing

Tabel C.1b: Overzicht detailinformatie dijkprofielen Hondsbossche Zeewering (2/2)

Profiel P-DP03				Profiel P-DP05				Profiel P-DP08				Profiel P-DP11				Profiel P-DP13			
x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr
111.46	1.27			45.94	-0.26			-15.94	-0.56			-37.95	-0.36			-51.29	-0.81		
118.37	3.00	Basalt, gezet	0.90	59.67	2.98	Basalt, gezet	0.90	-12.61	-0.20	Basalt, gezet	0.90	-25.11	2.96	Basalt, gezet	0.90	-48.15	-0.66	Basalt, gezet	0.90
125.32	4.82	Asfaltbeton	1.00	66.64	4.86	Asfaltbeton	1.00	0.36	2.99	Basalt, gezet	0.90	-18.48	4.73	Asfaltbeton	1.00	-37.59	2.27	Basalt, gezet	0.90
126.50	5.03	Asfaltbeton	1.00	68.91	5.20	Asfaltbeton	1.00	5.94	4.58	Asfaltbeton	1.00	-15.27	5.23	Asfaltbeton	1.00	-32.26	2.95	Basalt, gezet	0.90
138.10	5.61	Asfaltbeton	1.00	80.09	5.68	Asfaltbeton	1.00	9.76	5.25	Asfaltbeton	1.00	-4.08	5.68	Asfaltbeton	1.00	-18.21	4.69	Asfaltbeton	1.00
145.11	6.85	Asfaltbeton	1.00	84.41	6.41	Asfaltbeton	1.00	21.17	5.73	Asfaltbeton	1.00	1.91	6.93	Asfaltbeton	1.00	-1.43	5.64	Asfaltbeton	1.00
150.03	7.05	Asfaltbeton	1.00	101.13	12.12	Asfaltbeton	1.00	27.41	7.08	Asfaltbeton	1.00	17.12	12.27	Basalt, gezet	0.90	4.80	6.91	Asfaltbeton	1.00
167.61	12.48	Asfaltbeton	1.00	102.75	12.68	Asfaltbeton	1.00	42.51	12.32	Basalt, gezet	0.90	18.58	12.79	Gras, gezaaid	1.00	20.00	12.23	Basalt, gezet	0.90
168.58	12.78	Asfaltbeton	1.00					44.10	12.86	Gras, gezaaid	1.00					21.65	12.80	Gras, gezaaid	1.00

Detailinformatie per dijkprofiel

Profiel P-DP03				Profiel P-DP05				Profiel P-DP08				Profiel P-DP11				Profiel P-DP13			
x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr	x	z	materiaal	invl.fctr
-6.91	1.27			-13.73	-0.26			-16.30	-0.56			-12.84	-0.36			-19.03	-0.81		
0.00	3.00	Basalt, gezet	0.90	0.00	2.98	Basalt, gezet	0.90	-12.97	-0.20	Basalt, gezet	0.90	0.00	2.96	Basalt, gezet	0.90	-15.89	-0.66	Basalt, gezet	0.90
6.95	4.82	Asfaltbeton	1.00	6.97	4.86	Asfaltbeton	1.00	5.58	4.58	Asfaltbeton	1.00	6.63	4.73	Asfaltbeton	1.00	14.05	4.69	Asfaltbeton	1.00
8.13	5.03	Asfaltbeton	1.00	9.24	5.20	Asfaltbeton	1.00	9.40	5.25	Asfaltbeton	1.00	9.84	5.23	Asfaltbeton	1.00	30.83	5.64	Asfaltbeton	1.00
19.73	5.61	Asfaltbeton	1.00	20.42	5.68	Asfaltbeton	1.00	20.81	5.73	Asfaltbeton	1.00	21.03	5.68	Asfaltbeton	1.00	37.06	6.91	Asfaltbeton	1.00
26.74	6.85	Asfaltbeton	1.00	24.74	6.41	Asfaltbeton	1.00	27.05	7.08	Asfaltbeton	1.00	27.02	6.93	Asfaltbeton	1.00	52.26	12.23	Basalt, gezet	0.90
31.66	7.05	Asfaltbeton	1.00	41.46	12.12	Asfaltbeton	1.00	42.15	12.32	Basalt, gezet	0.90	42.23	12.27	Basalt, gezet	0.90	53.91	12.80	Gras, gezaaid	1.00
49.24	12.48	Asfaltbeton	1.00	43.08	12.68	Asfaltbeton	1.00	43.74	12.86	Gras, gezaaid	1.00	43.69	12.79	Gras, gezaaid	1.00				
50.21	12.78	Asfaltbeton	1.00																

Relatieve lokaties t.o.v. bovenzijde basaltglooiing

Teen	1.27	-0.26	-0.56	-0.36	-0.81
Basalt, gezet	3.00	1.73	2.98	3.55	2.96
Asfaltbeton	12.78	9.78	12.68	9.70	6.93
Basalt, gezet				12.32	5.34
Gras, gezaaid				12.86	0.54
Kruin	12.78	12.68	12.86	12.79	12.80

Overzicht niveau bovenbegrenzing

Tabel C.2: Overzicht detailinformatie dijkprofielen Pettemer Zeewering

Bijlage D

Indicatieve kostenraming maatregelen
(toelichting, tabellen en figuren)

Indicatieve kostenraming maatregelen - toelichting

Voor de verschillende oplossingen is, aan de hand van de in het volgende toegelichte uitgangspunten, een eerste raming gemaakt van de aan de aanleg en het onderhoud hiervan verbonden kosten. Het betreft hier een indicatieve verkenning, met name gericht op een eerste gebruik ter vergelijking van de verschillende mogelijkheden.

Aanpak en uitwerking

De kosten zijn bepaald aan de hand van het product van eenheidsprijzen en oppervlakten of volumes. Deze uitwerking is gegeven in tabel D.1. De op deze wijze afgeleide kosten zijn samengebracht in tabel D.2 en vervolgens voor respectievelijk de Hondsbosse en de Pettemer Zeewering grafisch weergegeven in de eveneens bijgevoegde figuren D.1 en D.2.

Deze uitwerking heeft plaatsgevonden voor de vijf hoofdoplossingen, te weten:

- B Vergroting overslagbestendigheid;
- C1 Regulier ophogen van de dijk;
- C3 Aanpassen (onder)talud van de dijk (voor Pettemer Zeewering)
(dit betreft feitelijk maatregel C3b, maar is nu gemakshalve aangeduid met C3);
- C4 Constructieve maatregelen op berm/boventalud (speciale constructies);
- R1 Voorlandaanvulling door een suppletie.

In sommige gevallen zijn er meerdere varianten van de hoofdoplossing onderscheiden. Deze zijn aangeduid met een sub-nummer, dus bijvoorbeeld R1_a (voor een beperkte voorlandaanvulling) en R1_b (voor een grotere voorlandaanvulling).

Voor de eenheidsprijzen is rekening gehouden met de nodige onzekerheid door te werken met zowel een onder- en een bovengrens van deze kosten. De hierbij gebruikte getalswaarden zijn in nauw overleg met het Hoogheemraadschap Hollands Noorderkwartier (HHNK) vastgesteld.

Indicatief en onvolledig

In deze verkenning is nog geen rekening gehouden met tal van nog niet in beschouwing genomen kostenposten. Te noemen zijn bijvoorbeeld (lijst zeker niet compleet):

- Grondaankoop bij achterwaartse versterkingen;
- Kosten verbonden aan het slopen van huizen in het geval van een zeer grote verhoging van de Pettemer Zeewering;
- Kosten die samenhangen met zettingen bij een (grotere) verhoging van de dijk;
- Kosten verbonden aan de aanpassing van de infrastructuur direct achter de dijk (provinciale weg, kleiputten);
- Kosten verbonden aan de aansluitconstructies bij beide beëindigingen.

Een en ander betekent ook dat de kosten van met name de constructieve ingrepen waarschijnlijk nog worden onderschat.

Verder moet ook worden opgemerkt dat met name de onderhoudskosten voor de zachte oplossing aan een grote onzekerheid onderhevig zijn.

Eenheidsprijzen

De aan het overslagbestendig maken van het binnentalud (oplossing B) verbonden kosten worden geraamd op 1,0 tot 1,5 kEUR/m¹. Het betreft hierbij een echte constructieve versterking. Het gebruik van versterkte grasmatten is niet aan de orde omdat een



goede basismat hier feitelijk niet tot de mogelijkheden behoort (effecten uitdroging en zoutspray).

De aan een kruinophoging (oplossing C1) verbonden grondkosten worden geschat op 10 tot 20 EUR per m³. De lage schatting heeft hierbij betrekking op het gebruik van 'zout' zand dat via een tussenopslag op het strand wordt ingebracht. De hoge schatting betreft 'zoet' zand dat 'van achteren' wordt aangevoerd.

De bekledingskosten (ook oplossing C1) worden bij het gebruik van kunststeen geschat op 80 tot 120 EUR/m². Hierbij komen nog de aan de kleibekleding van het binnentalud verbonden kosten van 20 tot 30 EUR/m². Totale bekledingskosten komen daarmee op 100 tot 150 EUR/m².

De kosten verbonden aan het uitbouwen van het ondertalud van de Pettemer Zeewering (oplossing C3; gericht op het vervormen van het totale talud tot iets wat meer op de Hondsbossche gaat lijken) worden geschat op 8 tot 15 kEUR/m¹. Deze oplossing bestaat dan uit een verbreding van de berm met 10 m, een nieuw talud onder 1 : 7, een 4 m brede stortberm en een opsluitende onderwaterkade van mijnsteen met een kraagstuk.

Voor een nog grotere uitbouw zijn de kosten 50 % hoger aangenomen.

Constructieve ingrepen op het boventalud (oplossing C4) vergen (nog niet precies te definiëren) maatregelen die op basis van eerdere door het HHNK uitgewerkte oplossingen qua kosten worden geraamd op 5 tot 10 kEUR/m¹.

De aan een suppletie (oplossing R1) verbonden kosten worden geschat op 3 tot 7 EUR/m³ een en ander sterk afhankelijk van de plaats, aanbrengmethode (pijpleiding, rainbowen) en de hoeveelheid (eenheidsprijs daalt bij grotere hoeveelheden).

Oppervlakten en volumes

In het geval van een dijkverhoging is voor een aantal verhogingen (C1_a t/m C1_c) de benodigde oppervlakte bepaald door uit te gaan van een taludhelling onder 1 : 3. Per meter verhoging vraagt dit om $\sqrt{1^2 + 3^2} = \sqrt{10}$ m¹ bekleding.

Omdat voor de Pettemer de bekleding tussen de berm en de huidige kruin (zeg tussen NAP+7 m en NAP+12 m, zijnde 5 m in de verticaal) ook zal moeten worden aangepast, is de aldus berekende bekledingsoppervlakte voor dit dijkvak verhoogd met 5 maal $\sqrt{10}$ is afgerond 16 m².

In de berekening van het voor een dijkverhoging benodigde grondvolume speelt de achterwaartse verbreding een belangrijke rol. Voor een binnen- en buitentalud onder 1 : 3 is deze gelijk aan $6 \times \Delta h$. Uitgaande van een niveau van het huidige maaiveld op NAP, leidt dit tot een benodigde aanvuilschijf van $12 \text{ maal } 6 \times \Delta h$ is $72 \times \Delta h$ tot het niveau van de huidige dijk (NAP+12 m).

Daarbij komt nog het boven de aanwezige kruin aan te brengen volume dat bij een 3 m brede kruin en 1 : 3 taluds gelijk is aan $3 \times \Delta h$ plus $3 \times \Delta h^2$.

Totaal leidt dit dus tot een benodigd volume van $75 \times \Delta h + 3 \times \Delta h^2$, waarbij de 'schijf-bijdrage' domineert.

Voor de suppletievolume is zowel een lage (800 m³/m¹) als een hoge (1.500 m³/m¹) schatting aangehouden.

Bij de constructielengtes is onderscheid gemaakt tussen de achterwaartse maatregelen waarbij de volledige binnenzijde moet worden aangepakt en de maatregelen waarbij er aan de voorzijde iets wordt gedaan. In dat laatste geval zijn de aansluitingsconstructies buiten beschouwing worden gelaten en is de maatgevende lengte dus iets minder groot.

Onderhoudskosten

Bij de raming van de onderhoudskosten is gewerkt met een percentage van de aanlegkosten. Afhankelijk van de ingreep is deze geschat op 5 tot 20 % van deze kosten. Bij de suppleties is hierbij nog onderscheid gemaakt tussen het onderhoud voor de Pettemer en de Hondsbossche Zeewering, waarbij het netto onderhoud voor de Pettemer, relatief gezien, iets lager wordt ingeschat.

Met name de inschattingen voor het morfologische verlies zijn aan grote onzekerheden onderhevig en verdienen bij een nadere uitwerking dan ook de nodige aandacht.

Totale kosten

Ten aanzien van de kosten is onderscheid gemaakt tussen de aanleg- en onderhoudskosten. Daarnaast is ook een indicatie gegeven van de totale netto contante waarde (NCW) van deze kosten. Deze gekapitaliseerde kosten zijn in principe afhankelijk van de inflatie en de rentevoet. Ten behoeve van deze uitwerking is de NCW van de onderhoudskosten gelijkgesteld aan een factor 10 maal de eerder vastgestelde onderhoudskosten.

In tabel D.2 is een samenvattend overzicht gegeven van de kosten. Deze zijn per dijkvak vervolgens grafisch weergegeven in de figuren D.1 en D.2.

Code	Omschrijving	Specificatie	Eenheidsprijzen				Verhoging		Volumes				Totale aanlegkosten per m ¹ dijk												Constructie	
			grond/zand		bekleding		kruin		bekleding		grond/zand		bekleding in EUR per m ¹				grond/zand in EUR per m ¹				totaal kEUR per m ¹				lengte	
			EUR per m ³		EUR per m ²		in m		m ² per m ¹		m ³ per m ¹		HBZ		PZ		HBZ		PZ		HBZ		PZ		in m	
			min	max	min	max	HBZ	PZ	HBZ	PZ	HBZ	PZ	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	HBZ	PZ
B_a	Overslagbestendigheid	Versterking																			1.0	1.5	1.0	1.5	4500	1450
C1_a	Kruinverhoging	A050-scenario (volledig)	10	20	100	150	4.4	6.1	14	35	388	569	1.4	2.1	3.5	5.3	3.9	7.8	5.7	11.4	5.3	9.8	9.2	16.7	4500	1450
C1_b	Kruinverhoging	B050-scenario (volledig)	10	20	100	150	6.1	7.9	19	41	569	780	1.9	2.9	4.1	6.1	5.7	11.4	7.8	15.6	7.6	14.3	11.9	21.7	4500	1450
C1_c	Kruinverhoging	beperkt voor PZ	10	20	100	150		3.5		27		299			2.7	4.1				3.0	6.0		5.7	10.0	4500	1450
C3_a	Ondertalud aanpassen	10 m uitbouw																					8.0	15.0	4400	1250
C3_b	Ondertalud aanpassen	20 m uitbouw																					12.0	22.0	4400	1250
C4_a	Constructies boventalud																				5.0	10.0	5.0	10.0	4400	1250
R1_a	Suppletie vooroever	lage schatting	3	7							800	800					2.4	5.6	2.4	5.6	2.4	5.6	2.4	5.6	4400	1250
R1_b	Suppletie vooroever	hoge schatting	3	7							1 500	1 500					4.5	10.5	4.5	10.5	4.5	10.5	4.5	10.5	4400	1250

Tabel D.1

Samenstellingstabel kosten per maatregel
(zie toelichting voor aannamen)

- Legenda
- ## Basisinvoer
 - ## Aanvullende invoer
 - ## Gelinkt/berekend

Code	Omschrijving	Specificatie	Totale volumes				Totale aanlegkosten				Onderhoud		Onderhoudskosten				NCW totale kosten			
			bekleding/grond				in MEUR				percentage aanleg		in MEUR/jaar				in MEUR			
			in 10 ³ m ²		in 10 ⁶ m ³		HBZ		PZ				HBZ		PZ		HBZ		PZ	
			HBZ	PZ	HBZ	PZ	min	max	min	max			HBZ	PZ	min	max	min	max	min	max
B_a	Overslagbestendigheid	Versterking					4.5	6.8	1.5	2.2	10%	10%	0.5	0.7	0.1	0.2	9	14	3	4
C1_a	Kruinverhoging	A050-scenario (volledig)	62.6	51.2	1.7	0.8	23.7	44.3	13.4	24.2	5%	5%	1.2	2.2	0.7	1.2	36	66	20	36
C1_b	Kruinverhoging	B050-scenario (volledig)	86.8	59.4	2.6	1.1	34.3	64.2	17.2	31.5	5%	5%	1.7	3.2	0.9	1.6	51	96	26	47
C1_c	Kruinverhoging	beperkt voor PZ		39.2		0.4			8.3	14.6	5%	5%			0.4	0.7			12	22
C3_a	Ondertalud aanpassen	10 m uitbouw							10.0	18.8	10%	10%			1.0	1.9			20	38
C3_b	Ondertalud aanpassen	20 m uitbouw							15.0	27.5	10%	10%			1.5	2.8			30	55
C4_a	Constructies boventalud						22.0	44.0	6.3	12.5	10%	10%	2.2	4.4	0.6	1.3	44	88	13	25
R1_a	Suppletie vooroever	lage schatting			3.5	1.0	10.6	24.6	3.0	7.0	20%	15%	2.1	4.9	0.5	1.1	32	74	8	18
R1_b	Suppletie vooroever	hoge schatting			6.6	1.9	19.8	46.2	5.6	13.1	20%	15%	4.0	9.2	0.8	2.0	59	139	14	33

Tabel D.1

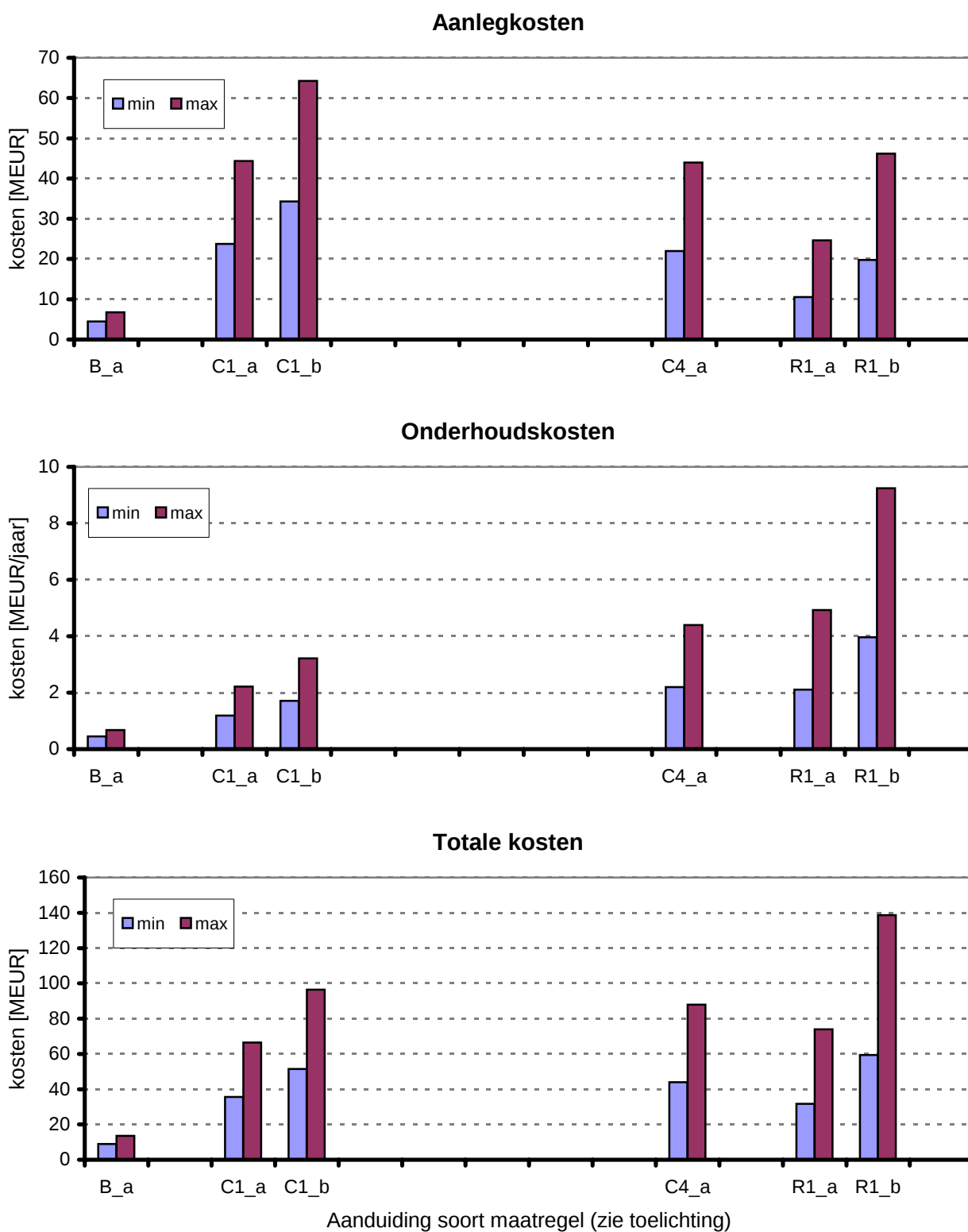
Samenstellingstabel kosten per maatregel (totalen)

Legenda

- ## Basisinvoer
- ## Aanvullende invoer
- ## Gelinkt/berekend

Code	Omschrijving	Specificatie	Totale aanlegkosten				Onderhoudskosten				NCW totale kosten			
			in MEUR				in MEUR/jaar				in MEUR			
			HBZ		PZ		HBZ		PZ		HBZ		PZ	
			min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
B_a	Overslagbestendigheid	Versterking	5	7	1	2	0	1	0	0	9	14	3	4
C1_a	Kruinverhoging	A050-scenario (volledig)	24	44	13	24	1	2	1	1	36	66	20	36
C1_b	Kruinverhoging	B050-scenario (volledig)	34	64	17	32	2	3	1	2	51	96	26	47
C1_c	Kruinverhoging	beperkt voor PZ			8	15			0	1			12	22
C3_a	Ondertalud aanpassen	10 m uitbouw			10	19			1	2			20	38
C3_b	Ondertalud aanpassen	20 m uitbouw			15	28			2	3			30	55
C4_a	Constructies boventalud		22	44	6	13	2	4	1	1	44	88	13	25
R1_a	Suppletie vooroever	lage schatting	11	25	3	7	2	5	0	1	32	74	8	18
R1_b	Suppletie vooroever	hoge schatting	20	46	6	13	4	9	1	2	59	139	14	33

Tabel D.2 **Overzichtstabel kosten per maatregel**



Overzicht resultaat indicatieve kostenraming per maatregel

Opgedeeld naar aanleg-, onderhouds- en totale gekapitaliseerde kosten

Uitwerking voor Hondsbossche Zeewering

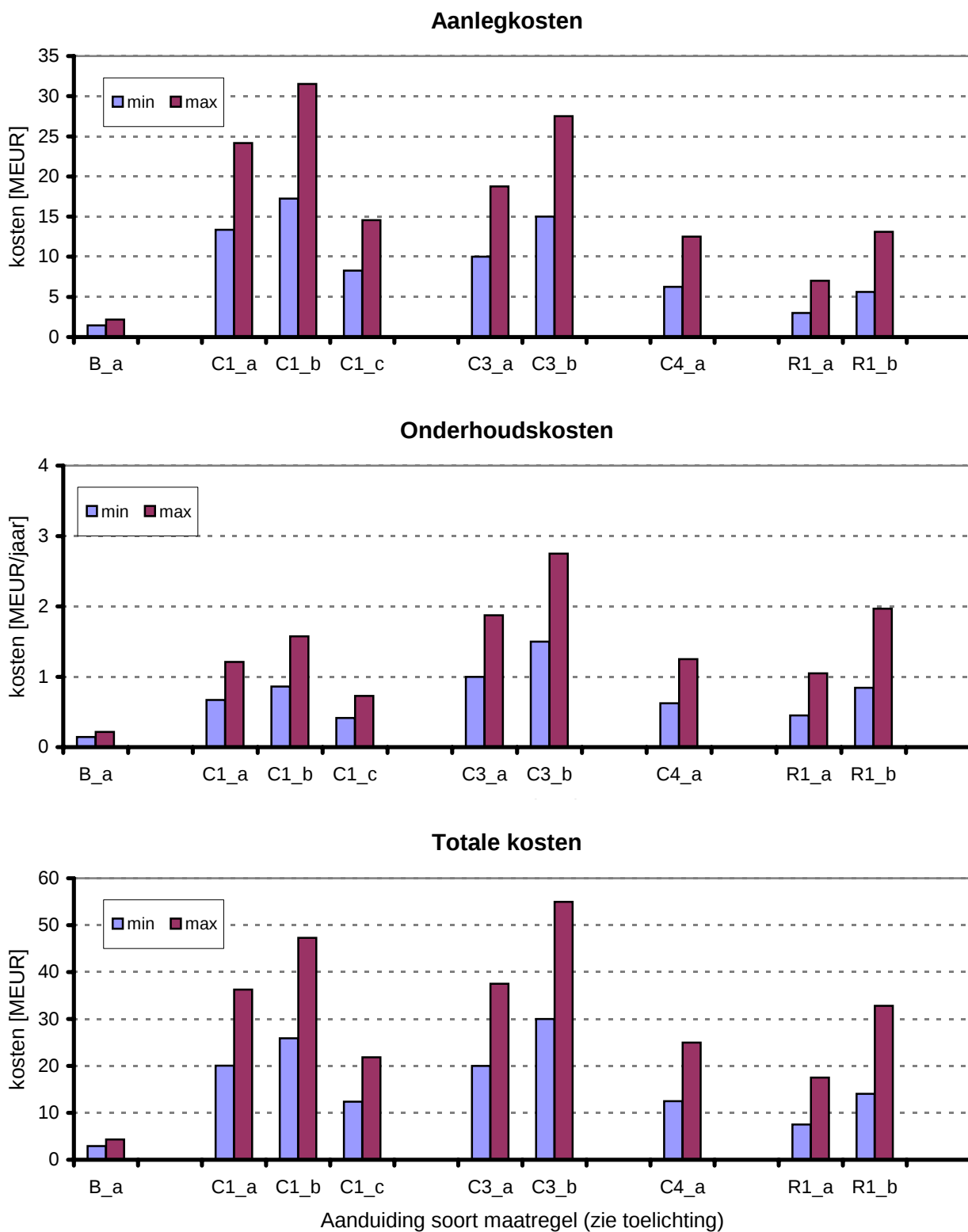
AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING

A1763



Fig. D.1

HB



Overzicht resultaat indicatieve kostenraming per maatregel

Opgedeeld naar aanleg-, onderhouds- en totale gekapitaliseerde kosten

Uitwerking voor Pettemer Zeewering

AANVULLEND VERSTERKINGSONDERZOEK HB&P ZEEWERING

A1763



Fig. D.2

PZ

