



Opdrachtgever:

Projectbureau Zwakke Schakels Zeeland

Versterking Zwakke Schakel West Zeeuwsch-Vlaanderen

Achtergrondrapportage
duinveiligheid en morfologie

Samenvattend document

A1642

November 2007

Opdrachtgever **DHV i.o.v. projectbureau
Zwakke Schakels Zeeland**

Titel **Versterking Zwakke Schakel
West Zeeuwsch-Vlaanderen**

Achtergrondrapportage duinveiligheid en morfologie

Samenvatting In het kader van de door het Projectbureau Zwakke Schakels Zeeland opgestarte tweede fase van de planstudie voor de kustversterking van West Zeeuwsch-Vlaanderen moet een MER worden opgesteld. Als onderdeel daarvan is ook een daaraan gekoppelde hydro/morfologische studie uitgevoerd en een ontwerp van een kustversterkingsplan gemaakt. Voorliggend document omvat de integrale achtergrondrapportage ten aanzien van de duinveiligheids en morfologische aspecten.

Referenties Alkyon-offerte met kenmerk A1642P1r2 d.d. 6 februari 2006
Opdracht met kenmerk WG-SE20060542 d.d. 27 april 2006
Projectleider Alkyon: Dr.Ir. H.J. Steetzel
Medewerkers: Dr. J. Cleveringa, Ir. C.E. Jacobs

Rev.	Auteur	Datum	Bijzonderh.	Gecontroleerd door	Goedgekeurd door
0	H.J. Steetzel		Interim-versie		H.J. Steetzel
1	H.J. Steetzel		Tussenconcept		
2	H.J. Steetzel	6 juli '07	Eindconcept		H.J. Steetzel
3	H.J. Steetzel	5 nov. '07	Eindrapport	R.C. Steijn	H.J. Steetzel

Document specificaties	Inhoud	Status
Rapport nummer: A1642R1 Sleutelwoorden: Breskens, Cadzand-Bad, duinontwerp, waterkering, duinveiligheid, morfologie Project nummer: A1642 Bestand: A1642R1r3.doc	tekst pagina's : 84 tabellen : 38 figuren : 103 appendices :-	<input type="checkbox"/> voorlopig <input type="checkbox"/> concept <input checked="" type="checkbox"/> eindrapport



Samenvatting

In het kader van de door het Projectbureau Zwakke Schakels Zeeland opgestarte tweede fase van de planstudie voor de kustversterking van West Zeeuwsch-Vlaanderen moet een MER worden opgesteld.

Als onderdeel daarvan is ook een daaraan gekoppelde hydro/morfologische studie uitgevoerd en een ontwerp van een kustversterkingsplan gemaakt.

Voorliggend document omvat de integrale achtergrondrapportage ten aanzien van de duinveiligheids en morfologische aspecten.

Het eerste deel van deze rapportage is grotendeels gebaseerd op de uitwerkingen zoals deze tot het najaar van 2006 zijn uitgevoerd.

In de eindfase van de studie zijn een aantal meer specifieke vraagstukken uitgewerkt. Deze in eerste instantie in de vorm van korte notities en memo's vastgelegde rapportages zijn in het voorliggende document onder het kopje 'versterkingsplannen' gebundeld weergegeven.

Op deze wijze omvat deze rapportage feitelijk alle op het gebied van duinveiligheid en morfologie uitgevoerde studieonderdelen.



Inhoudsopgave

Lijst van tabellen

Lijst van figuren

Samenvatting

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond	1
1.2	Doel en aanpak	1
1.3	Opzet van het rapport	2
1.4	Totstandkoming	4
2	Uitgangspunten duinveiligheidsberekeningen	5
2.1	Inleiding	5
2.2	Gebruikt rekenmodel	5
2.3	Beschouwde scenario's	6
2.4	Hydraulische randvoorwaarden (belasting)	6
2.4.1	Huidige situatie	6
2.4.2	Toekomstige situaties	7
2.5	Dwarsprofiel (sterkte)	8
2.5.1	Algemeen	8
2.5.2	Opnamejaar	8
2.5.3	Korrelmateriaal	9
2.5.4	Aangepaste profielvorm a.g.v. zeespiegelstijging	10
2.6	Gecombineerde zeespiegelstijging en kustonderhoud	10
2.6.1	Normale gesuppleerde strandprofielen	10
2.6.2	Afwijkende situaties	10
2.6.3	Samenvatting	11
2.6.4	Slotopmerkingen	11
2.7	Interactie met reeds aanwezige dijk	11
2.7.1	Algemeen	11
2.7.2	Dijk-achter-duin (zeewaartse versterking)	12
2.7.3	Duin-achter-dijk (landwaartse versterking)	12
2.7.4	Samenvatting	13
2.7.5	Kwantificering 'brestoeslag' (bij landwaartse versterkingen)	13
3	Resultaten duinafslagberekeningen	17
3.1	Inleiding	17
3.2	Uitgangspunten vormgeving versterkingen	17
3.3	Berekeningsresultaten	18
3.3.1	Algemeen	18
3.3.2	Huidige situatie	19
3.3.3	Landwaartse versterkingen	19
3.3.4	Zeewaartse versterkingen	20
3.4	Nadere analyse	20
3.4.1	Veiligheidshorizon	20
3.4.2	Landwaartse versterkingsomvang	20



3.4.3	Zeewaartse versterkingsomvang	20
3.4.4	Zeewaarts versus landwaarts	20
3.5	Gebruik resultaten	21
3.5.1	Bodemstijging	21
3.5.2	Anticipatie op meer gedetailleerde zeewaartse uitwerking	21
4	Resultaten detailberekeningen duinveiligheid.....	23
4.1	Inleiding	23
4.2	Detailuitwerking traject Breskens-Oost	24
4.3	Detailuitwerking traject Breskens-Veste	24
4.4	Detailuitwerking traject Nieuwvliet-Bad - Groede	25
4.5	Detailuitwerking traject Cadzand-bad	26
5	Morfologie westkust Zeeuwsch-Vlaanderen	28
5.1	Inleiding	28
5.2	Noordzeekust Zeeuwsch-Vlaanderen	28
5.2.1	Inleiding	28
5.2.2	Grote variaties	28
5.2.3	Aanwezigheid paalhoofden	29
5.2.4	Zandgolven	29
5.3	De monding van de Westerschelde	30
5.3.1	Inleiding	30
5.3.2	Geomorfologische elementen	31
5.3.3	Zandbalans mondingsgebied	31
5.4	Nadere karakterisering deeltrajecten	32
5.4.1	Breskens tot Nieuwvliet	32
5.4.2	Traject Nieuwvliet-Bad/Groede	33
5.4.3	Verdronken Zwarte Polder	33
5.4.4	Cadzand-Bad	34
5.5	Uitgevoerd kustonderhoud	34
5.6	Kustlijnposities en trends	35
6	Nadere morfologische analyses.....	38
6.1	Inleiding	38
6.2	Kustvak Breskens-Oost	38
6.2.1	Ontwikkeling dwarsprofielen	38
6.2.2	Lokaal morfologisch systeem	39
6.2.3	Consequenties t.a.v. mogelijke versterking	40
6.2.4	Voorgestelde ingrepen	40
6.3	Traject Cadzand-Bad - VZP	41
6.3.1	Ontwikkeling dwarsprofielen	41
6.3.2	Morfologisch systeem	42
6.3.3	Consequenties t.a.v. mogelijke versterking	43
6.3.4	Voorgestelde ingrepen	43
7	Morfologisch model Zwin-Nieuwesluis.....	46
7.1	Inleiding	46
7.2	Het gebruikte rekenmodel: PONTOS	46
7.2.1	Het ontwikkeltraject	46
7.2.2	Beschikbare versies	46
7.2.3	Geschiktheid model	47



7.2.4	Gebruik van het model in de praktijk	48
7.2.5	Betrouwbaarheid van de modelresultaten	49
7.3	Modelopzet en aanpak	49
7.3.1	Opzet rekenmodel	49
7.3.2	Toekomstige ontwikkelingen: zeespiegelstijging	49
7.3.3	Kustlijnonderhoud: handhaving/vaststelling van BKL	50
7.4	Definitie modelinvoer	50
7.4.1	Algemeen	50
7.4.2	Referentielijn	50
7.4.3	Laagposities	50
7.4.4	Duinniveau	51
7.4.5	Constructies: strekdammen en dijken	51
7.4.6	Golf- en getijklimaat	52
7.4.7	Klimaatmutaties	53
7.4.8	Kustonderhoud	53
7.5	De afregeling van het model	53
7.5.1	Algemeen	53
7.5.2	Dwarstransport	53
7.5.3	Langstransport en kustonderhoud	54
7.6	Voorspellingen	54
8	Resultaten morfologisch model en analyses	56
8.1	Inleiding	56
8.2	Beschouwde varianten t.b.v. MER-studie	56
8.2.1	Referentiesituatie	56
8.2.2	MER-varianten	57
8.2.3	Nadere definitie varianten	58
8.3	Extra onderhoudsbehoeftes (t.b.v. MER)	59
8.3.1	Algemeen	59
8.3.2	Versterkingen traject Cadzand-Bad	59
8.3.3	Versterkingen traject Herdijkte Zwarte Polder	60
8.3.4	Versterkingen traject Groede	60
8.3.5	Versterkingen traject Waterdunen (west)	61
8.4	Nadere analyses en overwegingen	62
8.4.1	Morfologie niet gemodelleerde secties	62
8.4.2	Uitvoerbaarheid verre zeewaartse versterkingen (tot 200 jaar)	62
8.4.3	Zeewaartse uitbouw in relatie tot verlenging strandhoofden	63
9	Uitwerkingen t.b.v. definitief versterkingsplan	64
9.1	Algemeen	64
9.2	Kustverdediging Waterdunen	64
9.2.1	Aanleiding en achtergrond	64
9.2.2	Aanwezige dwarsprofielen	64
9.2.3	Karakteristieke dwarsprofiel en duinafslag bij normconditie	64
9.2.4	Duinafslag in huidige situatie	65
9.2.5	Duinafslag in de toekomst	65
9.2.6	Profielontwikkeling berekend met DUROSTA	66
9.2.7	Effect 'echte' stormvloed berekend met DUROSTA	67
9.2.8	Conclusies en implicaties	68
9.3	Toepassing slijtlaag	69
9.3.1	Aanleiding en achtergrond	69



9.3.2	Posities vastgestelde BKL en opgetreden MKL	70
9.3.3	Ontwikkeling MKL-posities	70
9.3.4	MKL-ontwikkeling Cadzand-Bad	70
9.3.5	Ontwikkeling bij versterkte kust (met robuust verschoven BKL)	70
9.3.6	Ontwikkeling bij versterkte kust met geleidelijk verschoven BKL	71
9.3.7	Robuustheid in relatie tot nieuwe rekenregel	72
9.4	Herdijkte Zwarte Polder	72
9.4.1	Inleiding	72
9.4.2	Dijk als duin	73
9.4.3	Dijk als dijk	73
9.4.4	Duin voor dijk	73
9.4.5	Vergelijking opties	75
9.4.6	Opsluitdam op hoek Herdijkte Zwarte Polder	75
9.5	Duin-voor-dijk bij Nieuwvliet	76
9.5.1	Inleiding	76
9.5.2	Huidig beschermingsniveau	77
9.5.3	Toelaatbare condities	77
9.5.4	Nadere uitwerkingen	79
9.5.5	Conclusies	80
9.6	Duin-achter-dijk	80
9.7	Zeewaartse uitwerking Nieuwvliet-Groede	81
9.8	Compartimenteringsdam kustvak Breskens-Oost	81

Referenties

Tabellen

Figuren

Lijst van tabellen

- 1.1 Overzicht structuur achtergrondrapportage duinveiligheid en morfologie

- 2.1 *) Overzicht raailocaties westkust Zeeuwsch-Vlaanderen
- 2.2 Overzicht samenstelling bestanddelen afslagvolumes boven rekenpeil
- 2.3 Overzicht gehanteerde combinaties versterkingsrichting en zichtperiode
- 2.4 Overzicht bereik parameterwaarden voor huidige situatie
- 2.5 *) Overzicht huidige hydraulische randvoorwaarden per locatie
- 2.6 Overzicht mutaties hydraulische randvoorwaarden toekomstige situaties
- 2.7 *) Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden per locatie
- 2.8 Overzicht relevante combinaties profiel/opnamejaar en berekeningsdoel
- 2.9 *) Overzicht aanvullende informatie per locatie
- 2.10 Overzicht korreldiameter duinmateriaal volgens ENW/TAW-1984
- 2.11 Overzicht reguliere profielaanpassing als functie van zichtperiode
- 2.12 Overzicht mogelijke profielaanpassingen
- 2.13 Overzicht versterkingsopties bij een (te zwak) dijkprofiel

- 3.1 *) Resultaten huidige situatie
- 3.2a *) Resultaten voor landwaartse versterkingen (zonder bodemstijging)
- 3.2b *) Resultaten voor landwaartse versterkingen (met bodemstijging)
- 3.3a *) Resultaten voor zeewaartse versterkingen (zonder bodemstijging)
- 3.3b *) Resultaten voor zeewaartse versterkingen (met bodemstijging)
- 3.4a *) Overzicht veiligheidshorizon (zonder bodemstijging)
- 3.4b *) Overzicht veiligheidshorizon (met bodemstijging)

- 4.1 Overzicht geselecteerde raaien voor detailuitwerkingen
- 4.2 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofiel Breskens
- 4.3 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofiel
Scheldeveste
- 4.4 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofielen traject
Nieuwvliet-Bad - Groede
- 4.5 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofiel Verdronken
Zwarte Polder
- 4.6 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofielen traject
Cadzand-Bad
- 4.7 Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofielen traject
Zwin

- 5.1 Overzicht BKL- en trendwaarden

- 7.1 Relatie tussen RSP-raaien en locatie op PONTOS-grid voor een aantal JARKUS-
raaien
- 7.2 Overzicht gehanteerde modellagen

- 8.1 Overzicht beschouwde varianten voor morfologische berekeningen
- 8.2 Overzicht mutaties ten opzichte van referentievariant
- 8.3 Overzicht extra onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Cadzand-Bad
- 8.4 Overzicht extra onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Groede
- 8.5 Overzicht extra onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Waterdunen

- 9.1 Hydraulische condities bij lagere overschrijdingskansen



9.2 Hydraulische condities voor toekomstige omstandigheden

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



Lijst van figuren *)

- 1.1 Onderzochte aspecten in tijd en ruimte: duinveiligheid en morfologie; Relatie tussen omvang kustversterking en veiligheidsniveau

- 2.1 Overzicht westkust Zeeuwsch-Vlaanderen; Locatie beschouwde raaien inclusief detailraaien
- 2.2 Vergelijking principe gehanteerde duinafslagmodellen
- 2.3 Overzicht langsverdeling rekenpeil en golfhoogte voor huidige situatie en situatie over 50, 100 en 200 jaar
- 2.4 Overzicht mogelijke profielaanpassingen bij stijgende zeespiegel en kustlijnonderhoud
- 2.5 Overzicht mogelijke versterkingsopties bij een (te zwak) dijkprofiel
- 2.6 'Brestoeslag' bij landwaartse versterking (te zwak) dijkprofiel
- 2.7 Kwantificering 'brestoeslag'

- 3.1 Overzicht veiligheidsproblematiek; Overzicht zwakke dwarsprofielen huidige situatie
- 3.2 Overzicht veiligheidsproblematiek; Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 50 jaar
- 3.3 Overzicht veiligheidsproblematiek; Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 100 jaar
- 3.4 Overzicht veiligheidsproblematiek; Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 200 jaar
- 3.5a Overzicht omvang landwaartse versterking; Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar; Zonder bodemstijging
- 3.5b Overzicht omvang landwaartse versterking; Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar; Met bodemstijging
- 3.6a Overzicht omvang zeewaartse versterking Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar; Zonder bodemstijging
- 3.6b Overzicht omvang zeewaartse versterking Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar; Met bodemstijging
- 3.7a Overzicht zeewaartse versterking (50 jaar) en landwaartse versterking (50 jaar); Zonder bodemstijging
- 3.7b Overzicht zeewaartse versterking (50 jaar) en landwaartse versterking (50 jaar); Met bodemstijging

- 4.1 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Breskens; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 0.51
- 4.2 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Scheldeveste; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 1.71
- 4.3 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Nieuwvliet-Bad - Groede; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 5.84
- 4.4 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Nieuwvliet-Bad - Groede; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 6.84
- 4.5 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Nieuwvliet-Bad - Groede; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 7.30
- 4.6 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Nieuwvliet-Bad - Groede; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 7.78
- 4.7 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Cadzand-Bad; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 10.21



- 4.8 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Cadzand-Bad; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 10.68
- 4.9 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Cadzand-Bad; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 11.62
- 4.10 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Cadzand-Bad; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 12.14
- 4.11 Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering; Traject Cadzand-Bad; Situatie voor 50 en 100 jaar; km 13.35

- 5.1 Overzichtskaart Westerscheldemonding met plaatsaanduidingen
- 5.2a Overzichtskaart Breskens met locaties oostelijke en westelijke opsluitdam
- 5.2b Overzichtskaart kustdeel Nieuwesluis met relevante locaties
- 5.2c Overzichtskaart kustdeel Cadzand met relevante locaties
- 5.3 Overzichtskaart uitgevoerde suppleties als functie van tijd en kilometrering
- 5.4 Overzicht trend in kustlijnontwikkeling voor de Noordzeekust van het kustvak West Zeeuwsch-Vlaanderen; Overzicht en detail gedeelte traject Cadzand-Bad tot Nieuwesluis

- 6.1 Overzicht dwarsprofielen Breskens; Overzicht karakteristieke dwarsprofielen; Raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)
- 6.2a Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Breskens voor raai 11 (oost) en 31; Dwarsprofielen 1994 t/m 2005
- 6.2b Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Breskens voor raai 51 en 71 (west); Dwarsprofielen 1994 t/m 2005
- 6.3 Detail ontwikkeling dwarsprofielen Breskens voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west); Vervorming en herverdeling aangebrachte suppletie
- 6.4a Ontwikkeling positie MKL in kustvak Breskens voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)
- 6.4b Ontwikkeling positie NAP+2m contour in kustvak Breskens voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)
- 6.5 Morfologisch systeem Breskens
- 6.6 Overzicht versterkingswerken Breskens-Oost
- 6.7 Overzicht relevante dwarsprofielen Cadzand-Bad; Oostelijke sectie van centrale deel (raai 1112 - 1214) en westelijke sectie van centrale deel (raai 1262 - 1335)
- 6.8 Overzicht naburige dwarsprofielen Cadzand-Bad; Aanliggend oostelijk deel richting Polder (raai 993 - 1092) en aanliggend westelijk deel richting Zwin (raai 1354 - 1487)
- 6.9a Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad voor oostelijke raaien 1136 en 1191; Dwarsprofielen 1994 t/m 2004
- 6.9b Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad voor westelijke raaien 1282 en 1318; Dwarsprofielen 1994 t/m 2004
- 6.10 Detail ontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad voor raaien 1136, 1191, 1282 en 1318
- 6.11 Ontwikkeling positie MKL in kustvak Cadzand-Bad voor raaien 1136, 1191, 1282 en 1318
- 6.12 Overzicht relevante dwarsprofielen Nieuwvliet-Kruishoofd

- 7.1 Overzicht opzet morfologisch model PONTOS; Positie gehanteerd coördinatensysteem
- 7.2 Overzicht interessegebied; Locaties modellagen per JARKUS-raai op basis van 2005
- 7.3 Detail interessegebied met achtergrond



- 7.4a Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem; Situatie medio 1990 (1991)
- 7.4b Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem; Situatie medio 2000 (2001)
- 7.4c Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem; Situatie medio 2005 (2006)
- 7.5 Gehanteerd duinniveau Z0-niveau als functie van x-positie
- 7.6 Positie strekdammen en dijken
- 7.7 Overzicht van uitgevoerd kustlijnonderhoud in de periode 1991 tot 2006
- 7.8 Voorbeeld afregeling dwarstransport over NAP-2 m dieptelijn; Aanwezige afstand en schematisatie afstand Y2- en Y1-laag en resulterend initieel dwarstransport door NAP-2m contour
- 7.9 Vergelijking tussen uitgevoerd en voorspeld kustlijnonderhoud
- 7.10 Voorbeeld 'live' resultaat PONTOS-berekening

- 8.1 Overzicht referentiesituatie
- 8.2 Overzicht versterkingsvarianten; Combinatie van versterkingsalternatieven en trajecten

- 9.1 Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace; Overzichtsfoto lokale situatie
- 9.2 Idem; Overzicht aanwezige dwarsprofielen
- 9.3 Idem; Karakteristiek profiel met landwaartse aanvulling op NAP+11 m; Afslag tijdens maatgevende condities (huidige situatie)
- 9.4 Idem; Afslag huidige situatie voor verschillende condities
- 9.5 Idem; Afslag normconditie conform middenscenario (h +0,60 m/eeuw)
- 9.6 Idem; Afslag normconditie conform maximumscenario (h +0,85 m/eeuw + 0,40 m; Hs +5%; Tp +2,5%)
- 9.7 Idem; Profielontwikkeling volgens DurosTa-model bij vaste (maximale) stormcondities gedurende 5 uur
- 9.8 Idem; Profielontwikkeling volgens DurosTa-model bij variërend stormvloedverloop gedurende 32 uur
- 9.9 Idem; Tijdsontwikkeling maatgevende afslagpunt zonder en met netto BKL-onderhoud
- 9.10 Overzicht positie BKL (2001) en MKL-posities sinds 2001 als functie van de positie langs de RSP-lijn
- 9.11 Verschil MKL-positie ten opzichte van BKL-positie (2001) voor de tijdsperiode 2001 t/m 2006 als functie van de positie langs de RSP-lijn
- 9.12 Overzicht jaarlijkse mutatie MKL-waarde voor alle jaren sinds 1990 (inclusief het effect van uitgevoerde suppleties) als functie van de positie langs de RSP-lijn
- 9.13 Overzicht jaarlijkse mutatie MKL-waarde voor de jaren 2000 t/m 2006 (inclusief het effect van uitgevoerde suppleties) als functie van de positie langs de RSP-lijn
- 9.14 Ontwikkeling relatieve MKL-positie als functie van de tijd Voor alle raaien binnen kustvak Cadzand-Bad; Effect suppleties 2001 en 2005
- 9.15 Ontwikkeling MKL-trend als functie van de tijd Voor alle raaien binnen kustvak Cadzand-Bad; Effect suppleties 2001 en 2005
- 9.16 Voorbeeld ontwikkeling MKL bij zeewaartse kustuitbouw bij robuuste zeewaartse verplaatsing BKL over versterkingsafstand; Effect al dan niet (gelijk) aanbrengen van een slijtlaag
- 9.17 Voorbeeld ontwikkeling MKL bij zeewaartse kustuitbouw bij verschillende zeewaartse verplaatsing BKL over versterkingsafstand; Effect robuuste en geleidelijke BKL-verschuiving



- 9.18 Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking; Details situatie voor 50 en 100 jaar
- 9.19 Ontwikkeling MKL als functie van de tijd met 2006 als mager jaar
- 9.20 Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model; Vergelijking effect instabiele en stabiel dijkconstructie; Locatie randvoorwaarde bepaling golfaanval dijkconstructie
- 9.21 Verloop diepwatercondities en lokale golfhoogte; Situatie met instabiel en stabiel dijktaalud
- 9.22 Verloop maatgevende golfhoogte voor verschillende uitbouwwaarden, variërend van geen (0 m) tot 80 m uitbouw
- 9.23 Vergelijking afslagprofielen voor verschillende uitbouwwaarden
- 9.24 Maximale golfaanval op dijk als functie van uitbouwwaarde Inclusief overgang niet belaste dijk
- 9.25 Vergelijking aanlegopties "Dijk als duin" versus "Duin voor dijk"
- 9.26 Benodigd damniveau per aanlegoptie
- 9.27 Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking; Details situatie voor 50 en 100 jaar
- 9.28 Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking; Details situatie voor 50 en 100 jaar
- 9.29 Ontwikkeling MKL als functie van de tijd met 2005 als relatief mager jaar voor beide locaties
- 9.30 Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model voor verschillende uitbouwwaarden
- 9.31 Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model voor verschillende uitbouwwaarden
- 9.32 Verloop maatgevende golfhoogte voor verschillende uitbouwwaarden, variërend van geen (0 m) tot 45 m uitbouw
- 9.33 Maximale golfaanval op dijk als functie van uitbouwwaarde inclusief overgang niet belaste dijk
- 9.34 Resultaat duinafslagberekeningen robuuste dijk als duin; Overzicht situatie voor 50 en 100 jaar; Met 20 m extra brestoelag aan achterzijde
- 9.35 Resultaat duinafslagberekeningen robuuste dijk als duin; Details situatie voor 50 en 100 jaar; Met 20 m extra brestoelag aan achterzijde
- 9.36 Ontwikkeling MKL als functie van de tijd; Met 2000 als mager jaar

**) Alle figuren zijn separaat toegevoegd.*

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Als onderdeel van de studie die gericht is op de versterking van de Zwakke Schakel West Zeeuwsch-Vlaanderen, is gekeken naar het gedrag van de waterkering onder zowel de meer gemiddelde dagelijkse condities als de extreme ontwerpomstandigheden. Het gedrag onder ontwerpomstandigheden is daarbij in het bijzonder relevant voor de veiligheid van de zachte waterkering als geheel. Uit dit gedrag kan voor de niet voldoende robuuste dwarsprofielen de omvang van de benodigde versterking worden bepaald. Indien er sprake is van een in zand uitgevoerde, zachte zeewaartse versterking speelt ook de morfologie een rol. De suppletie bevindt zich dan immers onder de invloed van de dagelijkse golf- en getijdewerking. Bij een landwaartse versterking is dit natuurlijk niet het geval. In het eerste geval zijn duinveiligheid en morfologie dus direct met elkaar verbonden.

Een en ander is zeer schematisch weergegeven in figuur 1.1.

In de bovenste afbeelding (figuur 1.1a) is de algemene samenhang tussen de tijd en ruimteschalen weergegeven. De veiligheidsberekeningen spelen zich af op een korte tijd- (individuele storm) en ruimteschaal (locale beschouwingen op raainiveau). De morfologische beschouwingen hebben betrekking op meer langjarige ontwikkelingen en daarmee ook op grotere ruimteschalen. De aandacht gaat daarbij in plaats van dwarsprofielen dus meer uit naar de ontwikkeling van individuele kustsecties of zelfs de gehele westkust van Zeeuwsch-Vlaanderen.

De onderste afbeelding (figuur 1.1b) geeft een algemene relatie tussen het versterkingsniveau en de veiligheid van de zachte waterkering schematisch weer. In de huidige situatie (zonder versterking) is hierin de veiligheid van de waterkering volgens de vigerende inzichten op termijn plaatselijk minder dan vereist; het is immers een zwakke schakel. Uitvoering van een versterking leidt tot een voldoende toename van het veiligheidsniveau.

Door de uitvoering van de veiligheidsberekeningen wordt inzicht verkregen in de versterkingsomvang welke nodig is voor het realiseren van een op termijn juist veilige waterkering. Feitelijk betreft dit dus het eerste deel van de studie met de zogenaamde 'veiligheidsopgave' als resultaat. Bij uitvoering van deze versterking ontstaat een, voor de gehanteerde planperiode, marginaal veilige waterkering. De waterkering dient echter, in het bijzonder bij een in zand uitgevoerde zeewaartse versterking, zodanig robuust te worden aangelegd dat de minimaal vereiste veiligheid daadwerkelijk altijd aanwezig is. Hiertoe kan bij een zeewaartse kustversterking een zekere overmaat aan versterking in de vorm van een slijtlaag worden aangebracht. De grootte van deze extra versterking volgt uit het tweede onderdeel van de studie: de morfologische uitwerking. Dit geeft daarmee richting aan de daadwerkelijk aan te brengen versterkingen.

1.2 Doel en aanpak

Het doel van dit deel van de studie betreft dus zowel het uitwerken van de veiligheidsaspecten als de morfologie.

Veiligheid van de waterkering

Binnen dit deel van de studie wordt de omvang van de lokale benodigde versterking op het niveau van individuele dwarsprofielen uitgewerkt. Hierbij zijn natuurlijk de hiertoe gebruikte randvoorwaarden en uitgangspunten van primair belang. Bij de uitwerking is onderscheid gemaakt tussen een globale dimensionering voor het gehele kustvak en een meer gedetailleerde uitwerking voor een aantal geselecteerde dwarsprofielen.

In de globale dimensionering wordt gekeken naar de ontwikkeling van het dwarsprofiel (onder invloed van zeespiegel-stijging en kustlijnonderhoud) in relatie tot de ontwikkeling van de maatgevende belasting. Hieruit komt dus naar voren voor welke locaties op welke termijn de waterkering niet meer aan de vigerende eisen voldoet en wat daarbij de omvang van de dan benodigde versterking is.

In een daaropvolgende uitwerking wordt de (voor een gekozen planperiode en versterkingsrichting) benodigde versterking nader gekwantificeerd. De hiertoe gebruikte raaien zijn grafisch weergegeven in figuur 2.1.

Morfologie

Binnen dit tweede deel van de studie komt de morfologische ontwikkeling van de kustzone aan de orde. In eerste instantie gaat dit om een meer grootschalige beschouwing met een focus op de primair van belang zijnde gebieden. Voor de kustvakken waar er sprake is een zeewaartse variant is vervolgens aan de hand van een gedetailleerde analyse van de beschikbare gegevens een nadere analyse van het morfologische systeem uitgevoerd.

Tenslotte is met behulp van de inzet van een morfologisch rekenmodel de nadere dimensionering van de zeewaartse versterking bij het kustdeel oostelijk van Cadzand-Bad ter hand genomen.

1.3 Opzet van het rapport

De opzet van het rapport is geheel in lijn met de eerder beschreven aanpak. Het eerste deel heeft daarbij betrekking op de veiligheidsaspecten; het tweede deel gaat in op de morfologie.

In hoofdstuk2 wordt eerst uitgebreid ingegaan op de bij de veiligheidsberekeningen gebruikte uitgangspunten. Hierbij wordt niet alleen aandacht besteed aan de hydraulische randvoorwaarden, de gebruikte rekenmethodiek en het gebruikte DUINAFSLAG-model, maar ook aan het voor de berekeningen te gebruiken dwarsprofiel. Dit laatste niet alleen voor wat betreft het te gebruiken jaar (het jaar van de profielopname), maar ook voor de wijze waarop het dwarsprofiel wordt geacht te reageren op de combinatie van zeespiegelstijging en kustlijnonderhoud. Ook komt de interactie met de reeds aanwezige constructies aan de orde.

Hoofdstuk 3 beschrijft de resultaten van de verkennende berekeningen zoals die zijn uitgevoerd voor alle 79 dwarsprofielen langs de westkust van Zeeuwsch-Vlaanderen, van km raai 0.11 bij Breskens tot km raai 14.87 bij het Zwin (zie ook figuur 2.1 en tabel 2.1). Hierbij is naast de huidige situatie ook het resultaat gegeven voor toekomstige situaties over 50, 100 en 200 jaar, dit zowel voor een landwaartse als een zeewaartse versterking. Deze uitwerking geeft een beeld van de benodigde versterkingsbehoefte langs de kust. Omdat er hierbij zowel de landwaartse als de zeewaartse oplossingen worden beschouwd kunnen deze resultaten direct worden gebruikt voor de selectie van de voorkeursoplossingsrichting.

Een meer gedetailleerde uitwerking van de benodigde versterkingen is gegeven in hoofdstuk 4. Hierin is voor een aantal geselecteerde profielen de benodigde versterking verder uitgedetailleerd. Hierbij is de aandacht met name uitgegaan naar de voor de geselecteerde combinatie van versterkingsrichting (landwaarts of zeewaarts) en planperiode (50, 100 of 200 jaar).

Relevante aspecten met betrekking tot de morfologie van de westkust van Zeeuwsch-Vlaanderen worden besproken in hoofdstuk 5 van deze rapportage. Mede op basis hiervan wordt invulling gegeven aan de benodigde modellering van de zeewaartse versterkingen bij Cadzand-Bad, Groede en Breskens.

Alvorens echter over te gaan tot het gebruik van een morfologisch model wordt in hoofdstuk 6 per relevant deelgebied uitgebreid gekeken naar het morfologische gedrag binnen het kustvak. De resultaten van deze beschouwingen zijn daarbij reeds sturend voor de selectie van de uiteindelijke oplossingsrichting. Het resultaat zal bovendien als basis dienen voor de nadere meer gedetailleerde morfologische uitwerking.

De uitgangspunten voor de morfologische modellering komen uitgebreider aan de orde in hoofdstuk 7. Hierbij is onder andere ingegaan op de hydraulische condities en de wijze waarop deze in de modellering zijn meegenomen. Natuurlijk zal hierbij ook de nodige aandacht worden gegeven aan een beschrijving van het gebruikte rekenmodel, het zogenaamde PONTOS-model. Daar waar er bij het voor de duinafslagberekeningen gebruik kon worden gemaakt van een afgeregeld en direct toepasbaar DUINAFSLAG-model, is dit natuurlijk niet het geval voor het morfologische model PONTOS. De wijze waarop dit model voor het probleemgebied is afgeregeld komt ook in dit hoofdstuk aan de orde. Mede op basis hiervan wordt ook een beeld gekregen van de betrouwbaarheid en bruikbaarheid van het morfologische model, iets wat natuurlijk van groot belang is bij de interpretatie van de verkregen rekenresultaten.

De voor de versterking relevante modelresultaten zijn in hoofdstuk 8 bijeengebracht. Hierbij gaat de aandacht met name uit naar de omvang van het benodigde kustonderhoud en de wijze waarop dit onderhoud afhankelijk is van het al dan niet aanbrengen van ondersteunende constructies zoals dammen.

In hoofdstuk 9 worden de resultaten van de korte en de lange termijn uitwerkingen samengebracht, resulterend in een definitief ontwerp (het VKA). Ook zijn in dit hoofdstuk de resultaten van speciaal ten behoeve van de detaillering uitgevoerde deelstudies samengebracht. Deze zijn deels te zien als aanpassingen van eerdere uitwerkingen.

Tabel 1.1 geeft een samenvattend overzicht van de structuur van het rapport.



Hoofdstuk	Onderdeel	Onderwerp	Opmerkingen
1	Inleiding		Algemene aspecten en rapportopzet
2	Veiligheid	Uitgangspunten	
3		Globale berekeningen	T.b.v. MER
4		Detailberekeningen	T.b.v. versterkingsplan
5	Morfologie	Globale morfologie	
6		Detailbeschouwingen	
7		Modeltoepassing	
8		Detailberekeningen	
9	Integratie		Combinatie van resultaten hoofdstuk 4 en 8 inclusief de speciaal t.b.v. versterkingsplan uitgevoerde deelstudies

Tabel 1.1: Overzicht geplande structuur achtergrondrapportage duinveiligheid en morfologie.

1.4 Totstandkoming

De studie werd uitgevoerd in de periode april 2006 tot en met juni 2007 door dr. ir. H.J. Steetzel, met medewerking van ir. C.E. Jacobs en dr. J. Cleveringa (allen Alkyon). Eerstgenoemde is ook verantwoordelijk voor de voorliggende rapportage, alsmede voor de in de aanloop naar deze rapportage geproduceerde onderliggende memo's. Ir. C.E. Jacobs was verantwoordelijk voor de uitgevoerde duinafslagberekeningen. Dr. J. Cleveringa heeft bijgedragen aan met name de morfologische beschrijving van het interessegebied, dit mede gebaseerd op een grote hoeveelheid aan onderliggende literatuur.

Samenhangend document in plaats van separate memo's

In eerste instantie was het de bedoeling de resultaten van de verschillende onderdelen van deze studie in de vorm van separate memo's vast te leggen. In een later stadium is er voor gekozen om een en ander te bundelen in een enkel integraal achtergrond-document met het voorliggende rapport als resultaat.

Overleg met opdrachtgever

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

Meer inhoudelijke discussies vonden daarbij plaats in de werkgroep Hydraulica en Morfologie ('wg H&M-WZV'). Hierin hadden initieel zitting: Lies Dekker (namens de opdrachtgever), Piet Roelse (oud RIKZ-er), Gert-Jan Liek (RWS/RIKZ), Adri Provoost, Ernst Jonker en Aloys Sponselee (Waterschap Zeeuws-Vlaanderen). In de loop van het project is met name de participatie namens RWS verschillende keren gewijzigd. Na Gert-Jan Liek participeerden Marien Boers, Gertjan Nederbragt en uiteindelijk Quirijn Lodder.

2 Uitgangspunten duinveiligheidsberekeningen

2.1 Inleiding

In het volgende zijn de voor het kwantificeren van de benodigde versterkingen gehanteerde uitgangspunten samengebracht.

Daarbij komen respectievelijk aan de orde:

- Het gebruikte rekenmodel;
- De te beschouwen scenario's;
- De hydraulische randvoorwaarden in zowel de huidige als de toekomstige situatie;
- De te gebruiken dwarsprofiel informatie;
- De effecten van gecombineerde zeespiegelstijging en kustlijnonderhoud;
- De interactie met constructies^{*)}.

Algemeen uitgangspunt bij de (duinafslag)berekeningen is overigens dat de versterking in de vorm van een zandaanvulling wordt uitgevoerd. Het versterkte dwarsprofiel wordt daarbij dus als een duin beschouwt. Het positieve effect van de aanwezigheid van eventuele dijkbekleding wordt daarbij dus niet in rekening gebracht. Met een negatief effect wordt wel rekening gehouden.

In tabel 2.1 en figuur 2.1 is een overzicht gegeven van de gehanteerde raailocaties. In het totaal gaat het daarbij om 79 verschillende raaien.

2.2 Gebruikt rekenmodel

Voor de verschillende duinafslagberekeningen is gebruik van het zogenaamde Alkyon DUINAFLAG-model. Dit model is gebaseerd op het wettelijk voorgeschreven TAW-1984 model. Binnen het gebruikte rekenmodel is een procedure opgenomen om het effect van de langere golfperiode te verrekenen door het rekenen met een afwijkende, kleinere korrel diameter. Deze wordt zodanig gekozen dat de hoeveelheid duinafslag boven het rekenpeil met het gewenste, voorgeschreven percentage toeneemt^{**)}. Het DUINAFLAG-model is meer geschikt voor het uitvoeren van grote series berekeningen.

Voor de in hoofdstuk 4 beschreven detailberekeningen is gebruik gemaakt van de Alkyon/ENW-onderzoeksversie van het duinafslagmodel. Hierbij is de reguliere toeslag T op de basisafslag A^* (zijnde 25% van de basisafslag vermeerderd met $20 \text{ m}^3/\text{m}^1$) zodanig aangepast dat het vereiste opslagpercentage voor een langere golfperiode (voor Zeeland 35 %; zie verderop) impliciet onderdeel uitmaakt van deze (aangepaste) toeslag. De hierbij relevante getalswaarden zijn samengebracht in tabel 2.2.

Situatie	Basisafslag (= A^*)	Toeslag (= T)	Totale afslag (= $A^* + T$)
Conform TAW-84	A^*	$0,25 A^* + 20$	$1,25 A^* + 20$
Met 35 % opslag	A^*	$0,6875 A^* + 27$	$1,35 (1,25 A^* + 20)$

Tabel 2.2: Overzicht samenstelling bestanddelen afslagvolumes boven rekenpeil.

^{*)} Inclusief de formulering van de zogenaamde 'brestoeslag'

^{**)} Deze correctie op de hoeveelheid duinafslag is nodig om het effect van een langere golfperiode te kwantificeren

Beide modellen leveren overigens per definitie vergelijkbare resultaten ten aanzien van de hoeveelheid duinafslag en de mate van teruggang van het duinfront.

In beide gevallen is de basisberekening (met de basisafslag A^*) het startpunt. De gezochte eindsituatie heeft in beide gevallen een totale afslag welke gelijk is aan de 1,35 maal de totale afslag in dit basisgeval ($= 1,25 A^* + 20 \text{ m}^3/\text{m}^1$) of wel $1,35 (1,25 A^* + 20) \text{ m}^3/\text{m}^1$.

In het eerste geval wordt deze bereikt door het zoeken naar een aangepast basisgeval met een afwijkende, kleinere korreldiameter. In het tweede geval wordt deze bereikt door het direct verrekenen van de extra benodigde correctie in de toeslag. In plaats van de factor 0,25 wordt deze dan $1,35 \cdot 1,25 - 1 = 1,6875 - 1 = 0,6875$.

Uiteindelijk liggen vallen de afslagpunten samen. Het afslagprofiel in het eerste geval (met de kleinere korreldiameter) is echter minder steil en daardoor iets langer.

In figuur 2.2 is een en ander aan de hand van een voorbeeld weergegeven. In het eerste geval is voor het verkrijgen van de gewenste extra afslag gebruik gemaakt van een rekenwaarde voor de korreldiameter van $167 \mu\text{m}$ in plaats van $200 \mu\text{m}$.

2.3 Beschouwde scenario's

Binnen deze studie is sprake van gecombineerde scenario's. Het gaat daarbij om een combinatie van landwaartse of zeewaartse versterkingen met een bepaalde zichtperiode. In tabel 2.3 is hiervan een overzicht gegeven.

Versterkingsrichting	Zichtperiode / TAW/ENW-scenario			
	0 jaar n.v.t.	50 jaar midden	100 jaar midden	200 jaar maximum
Landwaarts	X	X	X	X
Zeewaarts	X	X	X	X

Tabel 2.3: Overzicht gehanteerde combinaties versterkingsrichting en zichtperiode.

In de tabel is ook het bijbehorende TAW/ENW-scenario gegeven.

Voor de 50 en 100 jaar heeft deze betrekking op het zogenaamde middenscenario. Voor de 200 jaar wordt het maximumscenario gehanteerd. Bij elk TAW/ENW-scenario behoort een bepaalde mutatie van de hydraulische randvoorwaarden (zie volgende paragraaf). Overigens moet worden opgemerkt dat de berekeningen voor de huidige situatie met name gericht zijn op het opsporen van de zwakke plekken in de waterkering. In het volgende komen respectievelijk de scenario-afhankelijke belasting en de sterkte van het dwarsprofiel aan de orde.

2.4 Hydraulische randvoorwaarden (belasting)

2.4.1 Huidige situatie

De randvoorwaarden voor de huidige situatie zijn overeenkomstig de in de RWS-notitie DWW-2003-040 opgenomen getalswaarden. Deze komen overeen met de ook in het beheerdersoordeel gehanteerde waarden.

De te gebruiken waarden van het rekenpeil, de significante golfhoogte en de piekperiode variëren langs de kust. Tabel 2.4 geeft een overzicht van het bereik van deze parameters.

Parameter	Range	Opmerkingen
Rekenpeil	NAP+5,4 tot +5,6 m	Oplopend in noordelijke richting
Golfhoogte	3,0 tot 5,8 m	Oplopend in zuidelijke richting
Golfperiode	11,4 s	

Tabel 2.4: Overzicht bereik parameterwaarden voor huidige situatie.

Het rekenpeil ligt het meest hoog bij Breskens en neemt in de richting van Cadzand enigszins af. Voor de golfhoogte geldt het omgekeerde. De laagste waarden zijn aanwezig bij Breskens, de hoogste bij Cadzand.

In de separaat toegevoegde tabel 2.5 is per individuele locatie de gehanteerde waarde van het rekenpeil, de golfhoogte en de golfperiode gegeven. De langsvariatie van het rekenpeil en de golfhoogte zijn grafisch weergegeven in figuur 2.3.

Verwerking effect langere golfperiode

Teneinde het effect van een langere golfperiode in rekening te brengen, moet er rekening worden gehouden met 35% opslag op de reguliere omvang van de hoeveelheid duinafslag boven rekenpeil. Deze pragmatische werkwijze is nodig omdat het reguliere duinafslagmodel conform [TAW, 1984] geen rekening kan houden met het effect van een andere, langere golfperiode. De wijze waarop hiermee rekening wordt gehouden is reeds eerder aangegeven (zie paragraaf 2.2).

2.4.2 Toekomstige situaties

De hydraulische randvoorwaarden voor de toekomstige situaties, voor 50, 100 en 200 jaar kunnen worden gezien als een mutatie op de eerder besproken huidige randvoorwaarden. Meer in detail gaat het daarbij om een aanpassing van de maatgevende waterstand (het rekenpeil) en de golfaanval (de golfhoogte en de periode).

Een overzicht van de hierbij relevante mutaties is gegeven in tabel 2.6.

Parameter	Zichtperiode / TAW/ENW-scenario			
	0 jaar	50 jaar	100 jaar	200 jaar
	n.v.t.	midden	midden	maximum
Rekenpeil		+0,30 / 0,35 m	+0,65 / 0,70 m	+2,20 / 2,30 m
Golfhoogte	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	+5 %
Golfperiode		n.v.t.	n.v.t.	+0,5 s

Tabel 2.6: Overzicht mutaties hydraulische randvoorwaarden toekomstige situaties.

De mutatie in het rekenpeil is gelijk aan de stijging van de gemiddelde zeewaterstand. In het maximum scenario komt daar nog een extra waterstandsmutatie van 0,40 m bovenop.

Voor de situatie over 200 jaar (met het maximum TAW/ENW-scenario) moet hieraan gekoppeld ook rekening worden gehouden met een 5% grotere golfhoogte. De golfhoogte neemt daarbij dus met 0,15 tot 0,30 m toe.

In de separaat toegevoegde tabel 2.7 is een overzicht gegeven van de per zichtperiode gehanteerde hydraulische randvoorwaarden. Het gehanteerde grafische verloop is toegevoegd in figuur 2.3.

De zeespiegelstijging heeft ook een effect op het aanwezige dwarsprofiel. Dit komt in de volgende paragraaf aan de orde.

2.5 Dwarsprofiel (sterkte)

2.5.1 Algemeen

Het dwarsprofiel is voor wat betreft de zeewaartse sectie per opnamejaar enigszins verschillend. Het gebruik van een specifiek jaar heeft daarmee dus ook impliciet effect op het resultaat van een duinafslagberekening. Afhankelijk van de 'volheid' van het profiel wordt immers een meer of minder landwaarts gelegen positie van het afslagpunt gevonden.

Feitelijk zijn daarbij voor duinafslagberekeningen twee situaties van belang, namelijk:

- De meest ongunstige situatie waarbij het dwarsprofiel relatief 'mager' is (het zogenaamde BKL-jaar) en
- De huidige situatie met het thans aanwezige dwarsprofiel.

Het gebruik van een van deze twee Ausgangssituaties hangt samen met het doel van de berekening. Ook hierbij zijn er twee mogelijkheden, te weten:

- Het verkennen van de toekomstige versterkingsbehoefte en
- De kwantificering van een thans aan te brengen versterking.

2.5.2 Opnamejaar

De relevante combinaties van profiel (opnamejaar) en berekeningsdoel zijn samengebracht in tabel 2.8.

Profiel opnamejaar	Berekeningsdoel	
	Versterkingsbehoefte	Versterkingsontwerp
BKL-jaar	Alle versterkingen	Landwaarts
Recent jaar	n.v.t.	Zeewaarts

Tabel 2.8: Overzicht relevante combinaties profiel/opnamejaar en berekeningsdoel.

Een toelichting op de drie relevante combinaties is gegeven in het volgende.

BKL-jaar t.b.v. toekomstige versterkingsbehoefte

Indien de toekomstige veiligheids situatie van de waterkering en de noodzaak tot eventuele versterking in kaart moet worden, moet worden uitgegaan van de meest ongunstige te verwachten situatie.

Feitelijk is dit een dwarsprofiel waarvoor de momentane ligging van de kustlijn (de zogenaamde MKL) overeenstemt met de positie van de basiskustlijn (de zogenaamde BKL). Een onderschrijding van deze waarde wordt per definitie immers door de uitvoering van kustlijnsuppleties tenietgedaan.

Feitelijk is dit de insteek van de in hoofdstuk 3 gepresenteerde berekeningen.

De selectie van het zogenaamde BKL-jaar kan plaats vinden door de MKL van meerdere jaren (sinds 1990) te vergelijken met de BKL. In het kader van het beheerdersoordeel heeft deze uitwerking reeds plaatsgevonden [WSZV, 2005]. De BKL-jaren kunnen dan ook worden ontleend aan kolom 4 van bijlage 3BB van het beheerdersoordeel. De hierin opgenomen BKL-jaren variëren van 1990 (voor km raai 14.270) tot 2003 (voor km raai 13.725).

BKL-jaar t.b.v. kwantificering landwaartse versterking

Voor het bepalen van de benodigde landwaartse versterking dient te worden uitgegaan van een minimaal gegarandeerd dwarsprofiel. Feitelijk geldt hierbij dus hetzelfde uitgangspunt als in het vorige geval.

Meest recent jaar t.b.v. kwantificering zeewaartse versterking

Indien daarentegen er echter een daadwerkelijk zeewaarts versterkingsplan moet worden gemaakt speelt het huidige (relatief vollere) profiel natuurlijk een rol. Een deel van het aan te brengen zand ligt er dan immers al. Dit soort berekeningen komt in hoofdstuk 4 aan de orde.

In het geval van een zeewaartse versterking heeft de exacte profielligging aan de zeewaartse zijde geen invloed op de geometrie van de aan te brengen versterking. De positie van de buitenkruinrand van de zeewaartse uitbouw (zoals deze volgt uit een duinafslagberekening) hangt immers alleen af van de vorm van het duin aan landwaartse zijde en de geometrie van de versterking.

De profielvorm van het zeewaartse deel van het profiel heeft natuurlijk wel invloed op de omvang van het de aan te brengen volume. Teneinde deze correct te bepalen is voor dergelijke gevallen dan ook gebruik gemaakt van het meest recente dwarsprofiel (opnamejaar 2005).

2.5.3 Korrelmateriaal

De mate van duinafslag en daarmee ook de omvang van de benodigde versterkingen hangt mede af van het aanwezig veronderstelde duinmateriaal.

Ten behoeve van de ENW/TAW-84-leidraad is een overzicht gegeven van de in het duin aanwezige korreldiameter. Het relevante deel van dit overzicht is opgenomen in tabel 2.10.

Locatie	Gemiddeld [μm]	Spreiding [μm]	Rekenwaarde [μm]	Opmerkingen
Km 0.518 (3)	218	31	196	
Km 4.869 (24)	188	9	186	
Km 8.770 (44)	212	24	198	
Km 12.620 (64)	216	13	212	
Km 14.670 (78)	258	13	255	Nabij Zwin

Tabel 2.10:Overzicht korreldiameter duinmateriaal volgens ENW/TAW-1984.

De per locatie gehanteerde waarden zijn gebaseerd op de in bijlage 2 van het beheerdersoordeel gegeven getalswaarden. Deze zijn toegevoegd in tabel 2.9.

Uit de tabel blijkt overigens dat de rekenwaarde van het aanwezige duinmateriaal ongeveer 200 μm bedraagt. Alleen bij het Zwin is er sprake van duidelijk grofkorreliger materiaal.

Bij het uitvoeren van een versterking kan natuurlijk gebruik worden gemaakt van afwijkend korrelmateriaal. Het gebruik van grover materiaal heeft daarbij het voordeel dat er vanwege de hiermee samenhangende grotere stabiliteit sprake kan zijn van een relatief beperktere omvang van de benodigde aanvullingen.

Vanuit tal van andere overwegingen wordt echter veelal de voorkeur gegeven aan het toepassen van min of meer gebiedseigen materiaal. Daarom zal er bij de uitvoering van

de gedetailleerde afslagberekeningen van hoofdstuk 4 dan ook gebruik worden gemaakt van een aanvulling met een rekenwaarde van de korreldiameter van 200 μm . Voor de berekeningen van hoofdstuk 3 is gebruik gemaakt van de waarden uit tabel 2.9.

2.5.4 Aangepaste profielvorm a.g.v. zeespiegelstijging

Door zeespiegelstijging zal er sprake zijn van een geleidelijk mee omhoog verplaatsen van tenminste het natte deel van het kustprofiel. De hiermee samenhangende mutaties zijn samengebracht in tabel 2.11.

Zichtperiode	Zeespiegelstijging	Profielaanpassing	Opmerkingen
0	n.v.t.	n.v.t.	Huidige situatie
50 jaar	+0,30 m	+0,30 m voor < NAP+3 m	
100 jaar	+0,60 m	+0,60 m voor < NAP+3 m	
200 jaar	+1,70 m	+1,70 m voor < NAP+3 m	

Tabel 2.11:Overzicht reguliere profielaanpassing als functie van zichtperiode.

Een en ander hangt ook samen met het vigerende kustbeleid. Op deze samenhang wordt in de volgende paragraaf uitgebreider ingegaan.

2.6 Gecombineerde zeespiegelstijging en kustonderhoud

2.6.1 Normale gesuppleerde strandprofielen

In het geval van een normaal strandprofiel is er altijd sprake van dynamische evenwichtsvorm van het gedeelte van de profiel rond de waterlijn. Dit geldt in ieder geval voor het profiel tussen het duinfront en de brekerlijn (zie figuur 2.4a). Deze profielvorm zal zich ook instellen bij een stijgende zeespiegelstand. Uit balansoverwegingen zal hierbij echter sprake zijn van een landwaartse verplaatsing van de waterlijn. Een en ander wordt ook wel aangeduid met het zogenaamde 'Bruun-effect' (zie figuur 2.4b).

Het gevolg van deze migratie is echter ook dat de positie van de momentane kustlijn, de MKL, zich in landwaartse richting zal verplaatsen. Door uitvoering van kustlijnsuppleties zal deze migratie echter worden tegengegaan. De consequentie hiervan is dat de MKL op de plaats blijft en dus het natte deel van het dwarsprofiel (landwaarts van de duinvoet) zich in verticale richting verplaatst (zie figuur 2.4c).

De ophoging van dit deel van het dwarsprofiel is daarmee gelijk aan de verhoging van de gemiddelde zeewaterstand conform de in tabel 2.11 gegeven getalswaarden.

Deze uitwerking heeft dus betrekking op de standaard situatie met een normaal gesuppleerd dwarsprofiel. Er zijn echter ook tal van andere situaties denkbaar.

2.6.2 Afwijkende situaties

De eerder beschreven mutatie doet zich alleen voor in het geval dat er sprake is van een volledig morfologisch actief en mobiel dwarsprofiel in combinatie met kustlijnonderhoud. Dit is echter niet het geval als er sprake is van:

- Een normaal kustprofiel zonder kustlijnonderhoud;
- Een voor een dijk gelegen strand;
- Een kustprofiel met een steile vooroever en een daarbij behorende niet of slecht erodeerbare geulrand.

In het eerste geval treedt alleen het eerder genoemde 'Bruun-effect' op en is er dus sprake van een landwaartse verplaatsing van de waterlijn. Omdat er voor alle duinprofielen sprake is van potentieel kustlijnonderhoud komt deze situatie feitelijk niet voor.

In het geval van een dijk met een droogvallend strand is ook een BKL vastgesteld. Zeespiegelstijging zal in deze gevallen potentieel leiden tot het verdwijnen van het strand omdat de benodigde toevoer van zand vanuit het bovenste deel van het kustprofiel door de aanwezigheid van de dijk niet mogelijk is. Door kustonderhoud zal de hoeveelheid materiaal in de BKL-laag echter op niveau worden gehouden. Het overgrote deel van deze aanvullingen zal echter in het onderste deel van het profiel terecht komen. Een en ander betekent dus dat er in deze gevallen geen rekening moet worden gehouden met een meestijgend (bovenste deel van het) dwarsprofiel.

In het laatste geval is er immers geen sprake van een volledig mobiele profielvorm. Onder invloed van het 'Bruun-effect' zal er sprake zijn van een zich landwaarts verplaatsende waterlijn. Door uitvoering van kustlijnsuppleties zal met name het onderste deel van het dwarsprofiel (beneden de stabiele geulrand) worden gevoed. Een en ander leidt dus niet tot een opwaartse verplaatsing van de waterlijn. Ook hierbij dient dus geen rekening te worden gehouden met een meestijgend strand.

2.6.3 Samenvatting

In tabel 2.12 is een samenvattend overzicht gegeven van de verschillende vormen van profielaanpassing.

Situatie	Aanpassing strand	Opmerkingen
Normaal dwarsprofiel	Regulier	Conform tabel 2.6
Strand voor dijk	Geen aanpassing	
Dwarsprofiel (duin) met steile voorover	Landwaartse verplaatsing waterlijn	

Tabel 2.12: Overzicht mogelijke profielaanpassingen.

Een en ander is in figuur 2.4 schematisch weergegeven.

2.6.4 Slotopmerkingen

Overigens moet worden opgemerkt dat de het al dan niet meestijgen van het strand feitelijk afhankelijk zal blijken te zijn van de geselecteerde oplossingsrichting. Bij de aanwezigheid van een dijk in combinatie met een landwaartse versterking is er sprake van een niet meestijgende bodem.

Bij een zeewaartse versterking zal er daarentegen wel rekening moeten worden gehouden met een geleidelijke ophoging van het strand.

Dit laatste is echter alleen van belang bij het kwantificeren van een op termijn benodigde zeewaartse versterking. Indien per direct wordt overgegaan tot de uitvoering ervan speelt de toekomstige bodemstijging (behalve met het oog op het benodigde onderhoud) geen rol.

2.7 Interactie met reeds aanwezige dijk

2.7.1 Algemeen

In de hier beschreven gevallen is steeds uitgegaan van een volledig zandige waterkering. In een aantal gevallen is er echter ook sprake van het aanwezig zijn van een harde kering (in de vorm van een dijkconstructie) welke onder de maatgevende condities in

voorkomende gevallen geacht wordt te bezwijken. Het dijkprofiel voldoet immers op enige termijn niet meer (is dan ook een zwakke schakel!).

Hierbij kan onderscheid worden gemaakt tussen een tweetal situaties, namelijk:

- Een dijk met een *voorliggend* duin als zeewaartse versterking (dijk-achter-duin);
- Een dijk met een *achterligend* duin als landwaartse versterking (duin-achter-dijk).

In het volgende wordt op beide situaties nader ingegaan.

2.7.2 Dijk-achter-duin (zeewaartse versterking)

In dit geval is sprake van een zeewaartse versterking waarbij, in het meest extreme geval, veiligheidshalve de aanwezige niet stabiele dijk als zandig kan worden beschouwd.

In dit geval heeft de eventuele reststerkte van de constructie hoogstens een positief effect op de mate van afslag en de veiligheid van de waterkering. De meest extreme maatgevende afslag zou eventueel niet kunnen optreden.

Deze situatie is geschetst in figuur 2.5a.

Bescherming (te) zwak buitentalud

Indien er sprake is van een dijk die weliswaar de volledige hydraulische belasting niet kan weerstaan maar toch nog een zekere golfbelasting kan hebben, kan het voorliggende duin iets minder robuust worden uitgevoerd. In dit geval dient het duin als eerste buffer en resteert er na duinafslag slechts een beperkte golfaanval op de constructie. Deze golfaanval moet dan zodanig zijn dat de aanwezige dijkbekleding en het binnentalud van de dijk deze belasting nog net kunnen weerstaan (zie figuur 2.5b). Een dergelijke dimensionering is overigens relatief gezien meer problematisch.

In feite zijn er bij een de dijk-achter-duin-variant dus twee opties.

In de (eerste) uitwerkingen is gekozen voor de robuuste eerste variant.

2.7.3 Duin-achter-dijk (landwaartse versterking)

In dit geval is sprake van een landwaartse versterking waarbij, in het meest extreme geval de aanwezige dijk als volledig zandig kan worden beschouwd. In dit geval kan de eventuele reststerkte van de dijk echter aanleiding geven tot ongewenste effecten.

Indien er immers slechts plaatselijk sprake is van het falen van de dijkconstructie (de bekleding gaat immers altijd ergens als eerste kapot) zal er lokaal als gevolg van het zijdelings wegvloeien van afgeslagen zand sprake zijn van een extra grote hoeveelheid afslag. De hiermee samenhangende lokale teruggang van het duinfront zal de waarde als aanwezig bij een volledig zandig profiel per definitie overtreffen. Hierbij moet gedacht worden aan tientallen meters extra afslag (zie figuur 2.5d).

Een en ander leidt dus tot de noodzaak om een extra zandbuffer aan te brengen. De omvang van de extra zandbuffer hangt overigens mede af van het faalbereik van de dijkconstructie (het traject van mogelijk eerste falen tot zeker compleet falen). Op de dimensionering van deze extra buffer wordt later nog teruggekomen (zie verderop).

Afdekking (te) zwak binnentalud

Ook bij de duin-achter-dijk-variant kan een tweede optie worden onderscheiden. In dit geval is sprake van een stabiele dijkbekleding aan de buitenzijde maar voldoet het

binnentalud niet. De aanval op het binnentalud wordt daarbij voorkomen door het aanbrengen van een voldoende dikke slijtlaag. Tijdens maatgevende condities wordt er door overslaand water materiaal van deze slijtlaag afgevoerd. De aangebrachte hoeveelheid materiaal is echter zodanig groot dat het onderliggende (te zwakke) dijktaalud steeds nog voldoende wordt afgeschermd (zie figuur 2.5c).

In feite zijn er bij een de dijk-achter-duin-variant dus ook twee opties. In de (eerste) uitwerkingen is gekozen voor de robuuste eerste variant inclusief de extra zandbuffer voor de opvang van het effect van een lokaal falende dijk. Deze extra buffer is in het vervolg aangeduid met de term 'brestoeslag'.

2.7.4 Samenvatting

In tabel 2.13 is een samenvattend overzicht gegeven van de verschillende versterkings-opties bij aanwezigheid van een (te zwak) dijkprofiel.

Versterking	Uitwerking	Rol constructie	Opmerkingen
Zeewaarts	Dijk-achter-duin	Geen	Normale duinafslag op zandig profiel
		Beperkt (golfaanval)	Duinmassief als remming op golfaanval
Landwaarts	Duin-achter-dijk	Beperkt (golfoverslag)	Duin als slijtlaag op binnentalud
		Geen	Extra buffer nodig voor plaatselijk falen

Tabel 2.13:Overzicht versterkingsopties bij een (te zwak) dijkprofiel.

In het overzicht varieert de omvang van de constructie af van robuust zeewaarts tot robuust landwaarts. In de uitwerkingen wordt in eerste instantie gebruik gemaakt van de meest robuuste oplossingen zonder het *positieve* effect van de constructie in rekening te brengen. Met het *negatieve* effect zal echter nog wel rekening moeten worden gehouden.

Een en ander is in figuur 2.5 schematisch weergegeven.

In de volgende paragraaf is een invulling gegeven aan de kwantificering van de zogenaamde 'brestoeslag'.

2.7.5 Kwantificering 'brestoeslag' (bij landwaartse versterkingen)

In het geval van een landwaartse versterking van een waterkering met een (op termijn) te zwakke dijk wordt er achter de oorspronkelijke dijk een zandaanvulling aangebracht. Deze situatie is schetsmatig weergegeven in figuur 2.6. De bovenste afbeelding (afbeelding a) geeft de gehanteerde definitie van deze 'brestoeslag'.

In figuur 2.6b is de situatie met een volledig zandige waterkering gegeven. In dit geval zal de maatgevende afslag resulteren in een achter op de versterking gelegen afslag-punt. Voorwaarde voor deze ontwikkeling is natuurlijk dat de constructie daadwerkelijk als geheel en bij voorkeur in een keer bezwijkt.

Effect slechts plaatselijk bezwijken van dijk

Indien dit laatste niet het geval is, zal er plaatselijk geen afslag plaatsvinden en zal zich voor de niet bezweken dijk een ontgrondingskuil ontwikkelen. Deze situatie is ook aangegeven in figuur 2.6c. In deze figuur is ook het eerder besproken 'normale' afslagprofiel gegeven. Uit een vergelijking van de post-storm profielen is op te maken dat er voor de dijk sprake is van een relatief laag gelegen profiel.

Dit niveauverschil leidt in het geval van een plaatselijk bezweken dijk tot het zijdelings afvoeren van materiaal uit het afslagprofiel. Het materiaal van het in het gat gelegen hogere afslagprofiel zal zich zijdelings richting het lager gelegen 'ontgrondingskuilprofiel' bewegen. Hiermee wordt er dus feitelijk materiaal aan het afslagprofiel onttrokken waardoor deze wordt 'ondergraven'

Deze situatie is geschetst in de onderste figuur (2.6d). Door het verlies van materiaal zal het afslagprofiel in het gat in landwaartse richting verplaatsen; de evenwichtsvorm moet immers weer worden hersteld. Teneinde deze extra teruggang van het afslagfront te kunnen opvangen dient de versterking aan de achterzijde te worden uitgebreid met een 'brestoeslag'.

Omdat natuurlijk niet zeker is waar de dijk het eerst bezwijkt (en er dus sprake is van een 'gat') dient deze toeslag over het volledige traject met een landwaartse versterking te worden aangebracht.

Aanpak kwantificering extra (bres)toeslag

De formulering voor de extra toeslag kan in basis worden ontleend aan de resultaten van een in 1994 in opdracht van de toenmalige TAW uitgevoerde bureaustudie [Steetzel, 1994]. De hierin opgenomen formuleringen zijn gebruikt voor de in de VTV opgenomen toetsingsrichtlijnen.

De hiertoe gevolgde redenering is samengebracht in figuur 2.7.

Kwantificering basiswaarde ΔR_r (eenzijdige eindconstructie)

Centraal in deze uitwerking (en die van de VTV) staat de kwantificering van de hoeveelheid extra duinafslag direct naast een zogenaamde halfoneindige bebouwing. De meest eenvoudige vorm van de daarbij behorende formulering van de extra (rand)erosie ΔR_r luidt (zie paragraaf 3.6 in [Steetzel, 1994]):

$$\Delta R_r = (\Delta A_o / h_A) \cdot [1 / (\sqrt{\delta} + \delta)]$$

waarin: ΔA_o het verschiloppervlak (het zogenaamde onthouden afslagvolume)
 h_A het niveauverschil tussen de teen en de bovenzijde van het afslagprofiel
 δ de verhouding tussen de laagdikte van de afzetting h_o en h_A

en: h_o het niveauverschil tussen deze teen en de doorsnijding van het afslagprofiel met de dijk.

Figuur 2.7a geeft de definitie van deze parameters.

De grootte van de basiswaarde ΔR_r hangt dus af van het afslagvolume A_o , de werkende hoogte h_A en de δ -verhouding.

Met gebruikmaking van enkele realistische waarden met:

- het afslagvolume A_o tussen de 200 tot 300 m³/m¹ ^{*)};
- de werkende hoogte h_A van orde (NAP+12 m min NAP-2 m) is 14 m
- een δ -verhouding van orde 0,5 en dus $[1 / (\sqrt{\delta} + \delta)] = 0,8$

volgt voor ΔR_r een waarde van $(250 / 14) \times 0,8 =$ orde 15 m.

^{*)} Als karakteristieke waarde bij een landwaartse versterking voor 50 jaar.

Deze uitwerking heeft echter betrekking op een zogenaamde (eenzijdig gesloten) eindconstructie. Ten opzichte van deze situatie zijn er in het voorliggende geval echter twee belangrijke afwijkingen, namelijk:

- er is door het gat sprake van een tweezijdige afvoer van materiaal;
- er is geen sprake van een zijdelings opgesloten gat,.

zodat er nog enkele correcties door te voeren zijn.

Kwantificering waarde ΔR_g voor een (opgesloten) gat

In het geval van een eindige onderbreking (dus een lokaal gat) neemt de teruggang toe als gevolg van het mogelijk in twee richtingen wegvloeien van het afslagmateriaal. Deze situatie is schematisch weergegeven in figuur 2.7b.

De maximaal mogelijke waarde van de hierbij optredende teruggang in een dergelijk gat is gelijk aan (zie paragraaf 4.5 in [Steetzel, 1994]):

$$\Delta R_g = (\Delta A_o / h_A) \cdot (1 / \delta)$$

ofwel, met $\delta = h_o / h_A$:

$$\Delta R_g = (\Delta A_o / h_o)$$

De grootte van de (maximale) teruggang hangt dus af van de 'vrije' afslag in het gat ΔA_o en de het niveauverschil h_o . De grootte van het niveauverschil bedraagt veelal 'een meter of vijf'. De vrije afslag in het gat hangt af van de lokale situatie.

Ook hier kan de orde van grootte weer worden afgeschat. In dit geval levert dit als orde-van-grootte ongeveer 35 m.

In algemene zin kan voor de verhouding tussen ΔR_g en ΔR_r worden afgeleid:

$$\Delta R_g / \Delta R_r = 1 + \sqrt{(1 / \delta)}$$

Substitutie van $\delta = 0,5$ levert $\Delta R_g / \Delta R_r = 2,4$.

Overigens treedt deze waarde in principe alleen op bij een zeer klein gat. Bij een groter gat neemt deze verhouding af. Omdat er feitelijk geen zekerheid bestaat over de breedte van het gat wordt de conservatieve aanname als bruikbaar aangehouden.

Kwantificering waarde ΔR_b voor een (niet opgesloten) gat

In het voorliggende geval is het natuurlijk ook zo dat de toelevering van materiaal niet alleen van het gebied recht achter het gat vandaan hoeft te komen. Ook hier kan sprake zijn van een zijdelingse aanvoer. Deze situatie is gegeven in figuur 2.7c.

In dit geval dient een feitelijk een reductie op het onthouden afslagvolume in rekening te worden gebracht. De reductie-waarde k is daarbij gedefinieerd als de verhouding tussen de effectieve onthouding A_o^* en de basiswaarde A_o (zie paragraaf 4.3 in [Steetzel, 1994]).

Voor deze k -waarde is nog geen relatie beschikbaar, maar een afschatting kan natuurlijk wel worden gemaakt. Indien wordt uitgegaan van de redelijke veronderstelling dat de toelevering van beide zijden orde 25% van het benodigde volume bedraagt (en dus 50% echt van direct achter het gat komt), volgt voor de k -waarde dus $k = 0,5$.

De uiteindelijke formulering voor de brestoeslag ΔR_b wordt derhalve:



$$\Delta R_b = (\Delta A_o / h_o) \cdot k$$

waarin: k een reductiefactor ter verrekening van de tweezijdige aanvoer (= 0,5).

Substitutie van de eerder genoemde waarden als resultaat ΔR_b is orde 20 m.

Conclusie

In het vorige is, aansluitend op de aan de VTV ten grondslag liggende uitwerking een invulling gegeven aan de kwantificering van de gezochte 'brestoeslag'. Substitutie van karakteristieke getalswaarden levert hierbij een extra benodigde aanvulling van 20 m als resultaat. De volgens een reguliere duinafslagberekening berekende landwaartse versterking dient dan ook met deze maat te worden vergroot.

Slotopmerkingen

De noodzaak tot het in rekening brengen van deze extra toeslag hangt natuurlijk samen met de relatieve kwaliteit van de dijkconstructie. Als de dijk niet meer voldoet voor de huidige hydraulische randvoorwaarden en er wordt geen actief onderhoud gepleegd, dan mag het duidelijk zijn dat de kans dat de dijk bezwijkt bij zwaarder wordende ontwerpcondities groter is.

Met andere woorden: voor de condities over 50 jaar zal er eerder bezwijken optreden dan nu het geval is. Voor een termijn van 200 jaar is dit nog veel waarschijnlijker. Een en ander betekent echter dat het als dan niet in rekening brengen van een zekere brestoeslag feitelijk ook een functie is van de zwaarte van de landwaartse versterking. Voorgesteld wordt dan ook om deze brestoeslag alleen in rekening te brengen voor een 50-jaars versterking.

In deze uitwerking is steeds uitgegaan van een extra breedte van de benodigde aanvulling. Het is natuurlijk ook mogelijk om het extra benodigde materiaal boven op de regulier berekende aanvulling aan te brengen.

3 Resultaten duinafslagberekeningen

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de resultaten gepresenteerd van de duinafslagberekeningen zoals deze voor *alle* aanwezige dwarsprofielen zijn uitgevoerd. De berekeningen zijn dus ook uitgevoerd voor de aanwezige dijkprofielen. Een deel van de aanwezige dijken zal immers op termijn ook niet meer voldoen (zie beheerdersoordeel) en zal derhalve ook moeten worden versterkt.

De voor de berekeningen gehanteerde uitgangspunten zijn reeds in het vorige hoofdstuk aan de orde geweest. De resultaten van deze uitwerkingen zullen in het MER-traject worden gebruikt voor de onderlinge afweging van de verschillende alternatieven

Zichtperiodes

De berekeningen zijn uitgevoerd voor vier verschillende zichtperiodes, te weten:

- De huidige situatie;
- De situatie over 50 jaar;
- De situatie over 100 jaar;
- De situatie over 200 jaar.

De resultaten voor de huidige situatie zijn daarbij indicatief voor de huidige veiligheid van het dwarsprofiel als duinwaterkering.

Zonder en met bodemstijging

Omdat uit het voorafgaand blijkt dat het al dan niet meestijgen van de het zandige strand met de zeespiegelstijging nogal een belangrijk punt zijn er zowel berekeningen uitgevoerd zonder als met een meestijgende bodem.

3.2 Uitgangspunten vormgeving versterkingen

Daar waar een bepaald dwarsprofiel niet voldoet is het dwarsprofiel versterkt door middel van een aanvulling met extra zand.

Hierbij is onderscheid gemaakt tussen twee verschillende soorten versterkingen, te weten:

- Een landwaartse versterking aan de achterzijde van de waterkering;
- Een zeewaartse versterking aan de voorzijde van de waterkering.

In beide gevallen is daarbij juist voldoende zand toegevoegd om het duinprofiel net te laten voldoen. In het totaal zijn daarbij dus acht verschillende combinaties van zichttermijnen en soorten versterkingen doorgerekend.

De omvang van de (op termijn) benodigde versterking (hetzij qua volume in m^3/m^1 of qua breedte) is daarbij dus indicatief voor het veiligheidstekort. Het moment van optreden van de benodigde versterkingen zegt iets over de zogenaamde veiligheids-horizon.

Duidelijk mag zijn dat er ten aanzien van de vormgeving van de versterkingen sprake is van een breed scala aan mogelijkheden. Naast deze grote vrijheid is de keuze bovendien nog afhankelijk van de specifieke lokale situatie waarbij ook de morfologie nog een rol speelt.

In het kader van deze reeks berekeningen is bewust gewerkt met een aantal specifieke eenduidige uitgangspunten voor de vormgeving van de versterkingen. Een hiervan enigszins afwijkende keuze kan per definitie leiden tot enigszins andere resultaten. Daar waar het doel van deze berekeningen echter vooral betrekking heeft op onderlinge vergelijking van bijvoorbeeld een landwaartse of een zeewaartse variant zijn de resultaten echter goed bruikbaar.

Bij de een meer definitieve uitwerking ten behoeve van het versterkingsplan kunnen de uitgangspunten voor de vormgeving van de versterking natuurlijk speciaal worden afgestemd op de lokale situatie en wensen. Deze 'nadere verdieping' komt in het volgende hoofdstuk aan de orde.

Landwaartse aanvullingen

In het geval van een landwaartse versterking is in de hier gepresenteerde serie berekeningen gebruik gemaakt van een versterking tot op het niveau van het kruinniveau van het zogenaamde grensprofiel. Een en ander leidt tot een in langrichting uniforme hoogte van de aanvulling.

Voor de achterzijde van de versterking is een helling van 1 : 2 (conform het binnentalud van het grensprofiel) aangehouden. In werkelijkheid zal er overigens voor deze helling een flauwere helling (bijvoorbeeld tenminste 1 : 3) worden aangehouden. Dit heeft overigens alleen effect op de grootte van het benodigde aanvulvolume. De benodigde breedte van de aanvulling wordt overigens worden beschouwd als het meest relevante berekeningsresultaat.

Zeewaartse (berm)aanvullingen

In het geval van een zeewaartse versterking is voor de bovenzijde het niveau van de aanwezige duintop of (als deze erg laag is gelegen) het kruinniveau van het benodigde grensprofiel. De versterking is hierbij uitgevoerd als een zogenaamde berm met een zeewaarts talud onder 1 : 4. Feitelijk betreft het hier dus een duinverbreding. Omdat het 1 : 4 talud in de omgeving van de waterlijn natuurlijk niet stabiel zal zijn, is voor het gedeelte onder de duinvoet (NAP+3 m) een veel flauwere helling van 1 : 10 aangehouden.

Duidelijk mag zijn dat de resultaten van de berekeningen natuurlijk mede worden bepaald door deze vormgeving. Ook hier geldt echter dat een meer specifieke uitwerking gericht op de lokale situatie in het volgende hoofdstuk aan de orde komt. Voor de locaties waarbij er sprake blijkt te zijn van een min of meer stabiele vorm van het dwarsprofiel is daarbij ook een versterking door middel van een zeewaartse verschuiving van het dwarsprofiel in beschouwing genomen.

Op de onderlinge verschillen tussen de berm- en de schijf-aanvulling wordt verderop nog teruggekomen.

3.3 Berekeningsresultaten

3.3.1 Algemeen

Voor elk van de betrokken profielen (79 stuks) zijn 8 maal 2 (zonder en met bodemstijging) verschillende berekeningen uitgevoerd. De resultaten zijn beschikbaar in de vorm van tabellen en profielen.

In de tabellen zijn per situatie gegeven:

- de omvang van de (eventueel) benodigde versterking (in m^3/m^1);
- een breedte van de (eventueel) versterking (in m op de kruin).

Verder zijn als PDF-bestand dwarsprofielen beschikbaar met daarin:

- het initiële dwarsprofiel;
- de (eventueel) benodigde (landwaartse of zeewaartse) versterking;
- het afslagprofiel en de positie van het grensprofiel.

De resultaten zijn (mede ter controle) beschikbaar in de vorm van:

- 8 maal 2 PDF-bestanden met daarin per versterking/periode-combinatie alle dwarsprofielen;
- 79 maal 2 PDF-bestanden met per dwarsprofiel alle versterking/periode-combinaties.

In het laatste geval van 200 jaar landwaarts t/m 200 jaar zeewaarts.

In het volgende wordt nader ingegaan op de verschillende getalswaarden.

3.3.2 Huidige situatie

De resultaten voor de huidige situatie zijn samengebracht in tabel 3.1.

In deze tabel zijn de per dwarsprofiel zowel de versterkingsvolumes als de daarbij behorende breedte van de benodigde versterking gegeven.

De dwarsprofielen die niet voldoen hebben in alle geval betrekking op dijkprofielen.

Alleen dwarsprofiel km 13.81 voldoet niet als duin.

Opgemerkt moet worden dat de zeewaartse versterkingen soms kunnen vragen om zeer grote volumes, dit als gevolg van de aanwezigheid van een diepe geul vlak onder de kust. In dit geval is een zeewaartse aanvulling natuurlijk ook niet opportuun.

De volumes van de achterwaartse versterkingen zijn mede afhankelijk van de beschikbaarheid van voldoende landwaartse profielinformatie. Daar waar deze ontbreekt is gerekend met een versterking boven het NAP-niveau. De waarden zijn dus soms aan de hoge kant (het lokale maaiveld ligt immers ruim boven NAP). De breedte van de versterking is overigens ongevoelig voor deze aspecten. Deze is dan ook gebruikt om (met gebruik van aanvullende informatie aangaande de bodemligging) het benodigde volume nader en beter te kwantificeren.

De omvang van de zeewaartse versterking overtreft overigens per definitie veelal de waarde van een landwaartse aanvulling.

3.3.3 Landwaartse versterkingen

De omvang van de benodigde landwaartse versterkingen zijn voor de vier zichtperiodes samengebracht in tabel 3.2. De situatie na 0 jaar heeft hierbij natuurlijk weer betrekking op de huidige situatie. Tabel 3.2a heeft hierbij betrekking op de situatie zonder bodemstijging, tabel 3.2b op de situatie met bodemstijging.

Door de verzwaring van de condities neemt zowel de omvang als het aantal versterkingen in de tijd toe. Voor de situatie over 200 jaar voldoet haast geen enkel profiel meer.

Het rekening houden met bodemstijging (vergelijk tabel 3.2b met tabel 3.2a) laat zien dat dit natuurlijk reducerend werkt op de omvang van de benodigde versterkingen.

3.3.4 Zeewaartse versterkingen

De omvang van de benodigde zeewaartse versterkingen zijn voor de vier zichtperiodes op een soortgelijke wijze samengebracht in de tabel 3.3a en 3.3b. De situatie na 0 jaar heeft ook hier weer betrekking op de huidige situatie.

Door de verzwaring van de condities neemt ook hier de omvang als het aantal versterkingen in de tijd toe. Het rekening houden met bodemstijging beperkt de omvang van de versterking.

3.4 Nadere analyse

3.4.1 Veiligheidshorizon

Indien er op enige termijn noodzaak bestaat tot het versterking van de waterkering is het moment waarop dit nodig blijkt een maat voor de veiligheidshorizon.

In de tabellen 3.4a en 3.4b is de grootte van de veiligheidshorizon in tabelvorm weergegeven. Ook hieruit blijkt dat op de zeer lange termijn bijna alle profielen niet meer voldoen. Bij het in rekening brengen van bodemstijging is dit iets minder het geval (zie tabel 3.4b).

De locaties van de te versterken profielen zijn grafisch weergegeven in de figuren 3.1 t/m 3.4.

3.4.2 Landwaartse versterkingsomvang

In figuur 3.5a en 3.5b is de benodigde omvang van de landwaartse versterking weergegeven als functie van de locatie langs de kust. Hierin zijn (vergelijkbaar met de figuren 3.1 t/m 3.4) de zwakke kustsecties duidelijk herkenbaar.

Uit de figuren blijkt ook dat het verschil in versterkingsomvang tussen de 0, 50 en 100 jaar soms relatief beperkt is. De omvang voor het meer extreme 200-jaar scenario is significant groter. Uit vergelijking van de resultaten zonder en met bodemstijging komt opnieuw naar voren dat de versterking in het laatste geval orde tientallen meters minder breed hoeft te zijn.

3.4.3 Zeewaartse versterkingsomvang

Op vergelijkbare wijze is in figuur 3.6a en 3.6b de benodigde omvang van de zeewaartse berm-versterking weergegeven als functie van de locatie langs de kust. Ook hierin zijn de zwakke kustsecties duidelijk herkenbaar.

Uit vergelijking van de resultaten zonder en met bodemstijging komt opnieuw naar voren dat de versterking orde tientallen meters minder breed hoeft te zijn.

3.4.4 Zeewaarts versus landwaarts

Figuur 3.7a en 3.7b geven voor de situatie over 50 jaar de benodigde omvang van beide versterkingen in een enkel figuur weer. Zowel in landwaartse als in zeewaartse zin bedraagt de benodigde verbreding enkele tientallen meters. Zoals al eerder geconstateerd is de benodigde versterkingsomvang voor het traject km 3 tot km 4 significant groter.

3.5 Gebruik resultaten

3.5.1 Bodemstijging

De hier berekenende omvang van de benodigde versterkingen is gebruikt voor de verder uitwerking in het MER-traject.

Daar waar bij aanwezigheid van een dijkconstructie de landwaartse versterking van belang is zijn de resultaten van de situatie zonder bodemverhoging gebruikt. Bij een zeewaartse aanvulling is daarentegen wel rekening gehouden met de verwachte bodemstijging.

3.5.2 Anticipatie op meer gedetailleerde zeewaartse uitwerking

Zoals reeds aangegeven hebben de hier gepresenteerde resultaten in principe betrekking op de op termijn benodigde versterkingen. In het volgende hoofdstuk komen de meer gedetailleerde uitwerkingen aan de orde waarbij ook reeds rekening is gehouden met de lokale morfologie en het hierbij verwachte onderhoud. Ook is hierbij uitgegaan van het nu reeds aanbrengen van de versterking.

Met name voor de zeewaartse aanvullingen zal dit leiden tot een gewijzigde aanvullingsbehoefte.

Teneinde reeds nu hiermee rekening te houden zijn de hier gepresenteerde resultaten 'vertaald' naar een thans uitgevoerde morfologische versterking.

Hiertoe is voor een aantal profielen het voorliggende resultaat voor de situatie over 50 jaar vergeleken met het resultaat van de in hoofdstuk 4 gepresenteerde uitwerkingen.

Daaruit komt naar voren dat:

- De breedte van de benodigde versterking orde 30 % geringer wordt indien deze niet wordt uitgevoerd als berm maar als schijf;
- De omvang van de benodigde versterking orde 50 tot 80 % zwaarder uitvalt.

Deze verschillen worden veroorzaakt door de volgende oorzaken:

- Bij de hier gepresenteerde sommen is gekeken naar de op termijn benodigde versterkingen. Hierbij is gebruik gemaakt van het relatief zwakke BKL-profiel, rekeninghoudend met 50 jaar zeespiegelstijging en dus ook 50 jaar bodemstijging. De versterking is hierbij aangebracht als relatief hooggelegen berm met een zeewaarts 1:4 profiel.
- Bij de gedetailleerdere uitwerkingen is uitgegaan van het thans aanwezige profiel van 2005 en is nu de 50-jaars versterking aangebracht door het geheel vanaf duintop tot orde NAP-8 m zeewaarts te verschuiven.

Het verschil is daarbij feitelijk drieledig, te weten:

- Het dwarsprofiel dat in het 2005-geval meer zand bevat. Dit levert een reductie in het aanvulvolume ten opzichte van de eerste berekening; het verschil hangt af van de lokale situatie. Bij een verschil tussen de MKL en de BKL van orde 10 m (redelijke waarde) zit er dan tussen de NAP+3 m en de NAP-8 m orde $50 \text{ m}^3/\text{m}^1$ meer zand in het profiel;
- Het feit dat nu het effect van zeespiegelstijging en toekomstig kustonderhoud op het kustprofiel nu niet wordt afgewacht (dit scheelt bij een breedte van het afslagprofiel van 150 tot 200 m orde $0,30 \text{ m}$ maal $175 = \text{orde } 50 \text{ m}^3/\text{m}^1$);
- Het feit dat er nu een meer morfologisch stabiele aanvulvorm wordt gekozen waarbij ook het diepere kustdeel direct bij aanleg wordt aangevuld. Nu wordt er dus aangevuld tot NAP-8 m terwijl normaal de aanvulling tot orde NAP m zou



lopen. Dit vraagt om een relatief grotere aanvulhoeveelheid.
Ten opzichte van een aanvulling tussen NAP+12 m en orde NAP neemt de
aanvulling dus met orde $(12 - -8) / (12 - -0) = 20 / 12 =$ orde een factor 1,7.

Samenvattend is er (orde $50 \text{ m}^3/\text{m}^1$) minder nodig door het huidige profiel te gebruiken
en (orde $50 \text{ m}^3/\text{m}^1$) meer nodig door het niet afwachten van de bodemstijging (of
feitelijk het toekomstige onderhoud). Deze beide heffen elkaar ongeveer op.
Blijft het effect van het morfologisch profiel. Dit vraagt om orde $2/3$ meer zand. Feitelijk
dus aangebracht ter voorkoming van relatief veel (initieel) kustlijnonderhoud.
Door nu reeds rekening te houden met deze correcties wordt reeds in het MER-
afwegingstraject aangesloten op de latere resultaten van het daadwerkelijke
versterkingsplan.

Overigens moet worden opgemerkt dat een dergelijke correctieslag voor de landwaartse
versterkingen natuurlijk niet nodig is. De benodigde versterkingsomvang moet immers
worden gedimensioneerd op basis van het BKL-profiel en directe morfologische effecten
op de landwaartse aanvulling zijn er natuurlijk niet.
De enige correctie die wel moet worden doorgevoerd heeft betrekking op de
toevoeging van de zogenaamde 'brestoeslag' (zie vorige hoofdstuk).

4 Resultaten detailberekeningen duinveiligheid

4.1 Inleiding

In aanvulling op de in het vorige hoofdstuk gepresenteerde resultaten is in dit hoofdstuk een meer gedetailleerde uitwerking gegeven voor een aantal geselecteerde locaties. Hierbij is dus daadwerkelijk invulling gegeven aan het ontwerp van de benodigde versterking. Genoemde berekeningen vinden dan ook plaats in het kader van het zogenaamde versterkingsplan.

Speciale aandacht gaat daarbij natuurlijk uit naar de echt relevante combinaties van versterkingsrichting (landwaarts of zeewaarts) en zichtperiode. Overigens zijn de in het volgende opgenomen resultaten (achteraf gezien) feitelijk te beschouwen als 'verkenningen'. In de loop van de studie zijn soms immers volledig andere uitwerkingen gekozen (zie tweede deel van deze rapportage vanaf hoofdstuk 9).

Bij de vormgeving van deze versterkingen is ook reeds rekening gehouden met de resultaten van de morfologische uitwerkingen zoals in het tweede deel van deze rapportage uitgebreider aan de orde komt. Hieruit komt naar voren dat er in veel gevallen sprake is van een relatief stabiele vorm van het dwarsprofiel. Een morfologisch gunstige vorm (met dus relatief weinig 'intern' onderhoud) van de versterking is in dit soort gevallen dan ook de zogenaamde schijf-aanvulling. Daarbij wordt de zeewaartse zijde van het dwarsprofiel feitelijk over een zekere afstand in horizontale richting verplaatst. Door dit niet alleen te doen voor het kustdeel dat binnen het afslagprofiel valt maar ook het diepere deel van het dwarsprofiel op deze wijze aan te vullen wordt een situatie bereikt waarbij er sprake is van minimaal verlies in dwarsrichting.

In tabel 4.1 is een overzicht gegeven van de (initieel) hierbij beschouwde locaties.

Nr	Km raai	Locatie/traject	Opmerkingen
3	0.51	Breskens-Oost	Zeewaartse versterking
7	1.71	Breskens-Veste	Landwaartse versterking (of zeewaarts)
29	5.84	Traject Nieuwvliet-Bad/Groede	Zeewaartse (of landwaartse) versterking
34	6.84		
36	7.30		
39	7.78		
53	10.21	Traject Cadzand-Bad	Zeewaartse versterking
56	10.68		
60	11.62		
62	12.14		
68	13.35		
70	13.63		
72	13.81		

Tabel 4.1: Overzicht geselecteerde raaien voor detailuitwerkingen.

De verschillende raaien (zie ook figuur 2.1) zijn verdeeld over de verschillende deeltrajecten van de westkust van West Zeeuwsch-Vlaanderen.

Km raai 0.51 (volgnummer 3) bevindt zich oostelijk van de Veerhaven in het deel waar er gezocht wordt naar een zeewaartse versterking.

Volgnummer 7 met km raai 1.71 bevindt zich midden voor de vesting en is karakteristiek voor de situatie met een landwaartse versterking ter plaatse van een steile vooroever.

De volgende vier dwarsprofielen bevinden zich op het traject Nieuwvliet-Bad Groede alwaar naast een landwaartse variant ook moet worden gezocht naar een zeewaartse oplossing.

De volgende vijf profielen bevinden zich op het traject Cadzand-Bad alwaar een robuuste zeewaartse versterking wordt nagestreefd.

De laatste twee raaien zijn zuidwestelijk van de uitwateringssluis gelegen alwaar er geen ruimte aanwezig is voor een landwaartse oplossing.

In het volgende worden de verschillende profielen per traject behandeld.

Zoals aangegeven in hoofdstuk 2 is steeds hetzelfde materiaal (met een rekenwaarde van 200 μm) gebruikt. Verder is de relevant geachte zichtperiode beperkt tot 100 jaar.

4.2 Detailuitwerking traject Breskens-Oost

Het hier beschouwde dwarsprofiel bevindt zich oostelijk van de oostelijke dam van de Veerhaven. Het vigerende 2005-profiel is gegeven in figuur 4.1.

Een overzicht van de gebruikte randvoorwaarden is gegeven in tabel 4.2.

Nr	Km raai	Rekenpeil [m.tov NAP]		Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
		50 jaar	100 jaar		
1	0.11	5,95	6,30	3,00	11,9
3	0.51	5,95	6,30	3,00	11,9

Tabel 4.2: Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofiel Breskens.

In de figuur zijn ook de resultaten van de uitgevoerde duinafslagberekeningen toegevoegd. Zoals blijkt is het duin voor deze locatie thans voldoende robuust en is er uit waterkeringstechnisch oogpunt geen noodzaak tot het aanbrengen van een versterking. Feit is natuurlijk wel dat hier (bij km raai 0.51) recent een grote suppletie heeft plaatsgevonden.

Enkele opmerkingen:

- In aanvulling op de geselecteerde raai zijn in de figuren 4.1a t/m 4.1c ook de berekeningsresultaten voor de andere drie raaien gegeven.
- In de figuren is ter aanvulling ook het zogenaamde BKL-profiel gegeven. Hieruit blijkt dat er thans veel meer sediment aanwezig is.
- Bij de vormgeving en mogelijkheden voor een (zeewaartse) versterking kan gebruik worden gemaakt van de resultaten van de uitgevoerde morfologische analyses.

4.3 Detailuitwerking traject Breskens-Veste

Het hier beschouwde dwarsprofiel bevindt zich centraal voor de Scheldeveste. Uitgaande van een falende kering zal hier dus een versterking van de kering nodig zijn.

Aangezien een zeewaartse uitbouw hier geen echte optie is dient de versterking in landwaartse richting plaats te vinden.

Teneinde een zo smal mogelijke versterking te verkrijgen is ervoor gekozen om de bovenzijde van de versterking aan te laten sluiten op het aanwezige kruinniveau van NAP+11 m. De huidige binnenkruinrand is gelegen op 80 m landwaarts van de RSP-lijn.

Een overzicht van de voor de afslagberekeringen gebruikte randvoorwaarden is gegeven in tabel 4.3.

Nr	Km raai	Rekenpeil [m.tov NAP]		Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
		50 jaar	100 jaar		
7	1.71	5,95	6,30	3,64	11,9

Tabel 4.3: Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofiel Scheldeveste.

Uit de resultaten blijkt dat de benodigde kruinbreedte van de binnenaanvulling voor de situatie over 50 en 100 jaar respectievelijk 20 en 30 m bedraagt. Hierbij is gekozen het maatgevende afslagpunt te laten samenvallen met deze binnenkruinrand. Feitelijk kan het duin nog iets (enkele meters) smaller.

De nieuwe binnenkruinrand komt daarmee op respectievelijk 100 en 110 m landwaarts van de RSP-lijn.

Effect onzekerheid niveau voorland

Dit laatste resultaat hangt natuurlijk samen met de exacte ligging van het voorland. Indien deze (veel) lager is gelegen neemt de hoeveelheid benodigde aanvulling aan de achterzijde sterk toe.

In figuur 4.2a zijn ook de profielen voor een aantal andere jaren toegevoegd. Hieruit blijkt dat de vooroever blijkbaar orde 1 m lager kan liggen. Op de vooroever scheelt dit orde 100 m³/m¹ aan materiaal in de balanszone. Uitgaande van een onderzijde van de afzetting op orde NAP-1 m en een kruin op NAP+ 11 m is sprake van een 12 m dikke balanslaag. Een dergelijke lagere bodemligging zal dus resulteren in 100/12 is orde 10 m extra landwaartse verschuiving van het afslagpunt.

Op grond hiervan moet dus worden gerekend op een benodigde kruinbreedte van de binnenaanvulling van respectievelijk 30 en 40 m voor de situatie over 50 en 100 jaar.

Effect lokaal falen dijkbekleding: de 'brestoeslag'

Door het lokaal falen van de dijkbekleding kan er lokaal sprake zijn van extra afslag. Het effect tijdens maatgevende omstandigheden is echter ook afhankelijk van de kwaliteit (reststerkte) van de aanwezige kering. Op basis van de uitwerkingen als gegeven in hoofdstuk 2 gaat het daarbij om een extra aanvulling van 20 m in landwaartse richting.

Afweging zachte versus harde versterking

In het totaal zou de benodigde landwaartse aanvulling hier dus 50 tot 60 m moeten bedragen. Omdat deze ruimte er feitelijk niet is lijkt het voor dit deeltraject dan ook meer opportuun om hier de dijk zelf te versterken.

4.4 Detailuitwerking traject Nieuwvliet-Bad - Groede

Het hier beschouwde dwarsprofielen zijn verspreid over het deeltraject Nieuwvliet-Bad - Groede. Volgnummer 29 bevindt zich daarbij het meest oostelijk nabij Nieuwsluis. Volgnummer 39 bevindt zich oostelijk van het Kruishoofd.

Een overzicht van de gebruikte randvoorwaarden is gegeven in tabel 4.4.

Nr	Km raai	Rekenpeil [m.tov NAP]		Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
		50 jaar	100 jaar		
29	5.84	5,88	6,23	4,02	11,9
34	6.84	5,87	6,22	4,19	11,9
36	7.30	5,86	6,21	4,28	11,9
39	7.78	5,85	6,20	4,36	11,9

Tabel 4.4: Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofielen Nieuwvliet-Bad - Groede.

De resultaten van de uitgevoerde duinafslagberekeningen zijn samengebracht in de figuren 4.3 t/m 4.6. Zoals blijkt uit het in figuur 4.3 opgenomen resultaat is er voor km raai 5.84 geen noodzaak aanwezig tot het aanbrengen van een (zeewaartse) versterking.

In de drie meer westelijk gelegen raaien is dit wel het geval.

In deze gevallen is gekozen voor het vooruitschuiven van het aanwezige profiel tot op een niveau van NAP+11,5 m zijnde het kruinniveau van het huidige duin.

De benodigde verschuiving voor de situatie over 50 jaar bedraagt voor de drie profielen respectievelijk 20, 30 en 40 m. Voor de situatie over 100 jaar komt daarbij nog 10 m bij.

Het benodigde volume is afhankelijk van de morfologische noodzaak tot het doorzetten van het aanlegprofiel tot dieper water. Indien slechts tot orde NAP tot NAP-1 m wordt aangevuld is per m¹ zeewaartse versterking 12 m³/m¹ aanvulmateriaal nodig.

Indien een aanvulling tot orde NAP-8 m wordt uitgevoerd is per m¹ zeewaartse versterking 20 m³/m¹ aanvulmateriaal nodig.

De hier mee samenhangende volumes voor de drie laatste profielen zijn voor 50 jaar dan respectievelijk 400, 600 en 800 m³/m¹.

Enkele opmerkingen:

- De grootste zeewaartse aanvulling bevindt zich daarbij in het gebied dat juist onderhevig is aan erosie.
- Door het verder uitbouwen zal de mate van erosie hier vermoedelijk alleen maar toenemen.
- Een en ander zal dus aanleiding geven tot significant meer onderhoud in deze kustsectie.
- Het opsluiten of beschermen van met name het kustdeel direct oostelijk van het kruishoofd lijkt in dit opzicht interessant.
- In de morfologische uitwerkingen wordt hier nog op teruggekomen.

4.5 Detailuitwerking traject Cadzand-bad

Het hier beschouwde dwarsprofielen zijn verspreid over het deeltraject Cadzand-Bad.

Een overzicht van de gebruikte randvoorwaarden is gegeven in tabel 4.6.



Nr	Km raai	Rekenpeil [m.tov NAP]		Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
		50 jaar	100 jaar		
53	10.21	5,75	6,10	4,78	11,9
56	10.68	5,75	6,10	4,85	11,9
60	11.62	5,75	6,10	5,05	11,9
62	12.14	5,70	6,05	5,15	11,9
68	13.35	5,70	6,05	5,36	11,9

Tabel 4.6: Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden dwarsprofielen traject Cadzand-Bad.

Ook hier is gekozen voor een uniforme aanleghoogte van de zeewaartse versterking. Deze is gekozen op NAP+11 m.

Op dit traject bestaat de wens om enige extra vrije ruimte te creëren voor ruimtelijke kwaliteit en dus niet te ontwerpen op een net veilig duin. Feitelijk betekent dit dat het afslagpunt onder maatgevende condities niet achterin het duin komt te liggen maar duidelijk meer zeewaarts.

Verder is in deze eerste berekeningen uitgegaan van de veronderstelling dat het huidige duin buiten de afslagzone moet komen te liggen en dat daarmee de positie van het maatgevende afslagpunt samenvalt met de landwaartse begrenzing van de zeewaartse aanvulling.

De benodigde verschuiving voor de situatie over 50 jaar bedraagt (gegeven de veronderstelde gewenste positie van het afslagpunt!) voor de vijf profielen respectievelijk 45, 75, 55, 45 en 50 m.

Voor de situatie over 100 jaar blijkt een 10 m bredere aanvulling toereikend.

De hoeveelheid aanvulmateriaal hangt ook hier af van het niveau tot waar de aanvulling wordt aangebracht. Indien de aanvulling wordt doorgezet tot het vlakke stuk van de vooroever (op orde NAP-10 m), dient voor elke m¹ aanvulling orde 20 m³/m¹ te worden gebruikt.

5 Morfologie westkust Zeeuwsch-Vlaanderen

5.1 Inleiding

In het volgende wordt ingegaan op het morfologische systeem van de kust van west Zeeuwsch-Vlaanderen. Vervolgens worden de verschillende deelgebieden kort beschreven.

Tenslotte komen het uitgevoerde kustonderhoud en de onderliggende kustlijnposities en trends aan de orde. Eerst voor de Zeeuwsch-Vlaamse Noordzeekust, in tweede instantie in meer detail voor de relevante kustsecties (o.a. Breskens en Cadzand-Bad tot Nieuwesluis).

5.2 Noordzeekust Zeeuwsch-Vlaanderen

5.2.1 Inleiding

De kustlijn van Zeeuwsch-Vlaanderen vormt de zuidelijke begrenzing van de monding van de Westerschelde. Bij de beschouwing van de morfologie van de kust hoort dan ook een beschouwing van het mondinggebied. De kustlijn ligt in het verlengde van de Vlaamse kustlijn, met een westzuidwest-oostnoordoost oriëntatie. In deze kustlijn vormen de haven van Zeebrugge en het natuurgebied 'Het Zwin' onderbrekingen. De haven van Zeebrugge is in de huidige situatie, met twee lange havendammen en een vaargeul die door baggeren op diepte wordt gehouden, een zeer effectieve barrière voor sedimenttransport langs de kust.

Voor de kust in de Westerscheldemonding (zie figuur 5.1) loopt de geul Wielingen, die naar het westen overgaat in de geul Scheur. Ten westen van de Belgisch-Nederlandse grens ligt de ondiepte Paardenmarkt, die van de kust gescheiden werd door de getijdegeul Appelzak.

5.2.2 Grote variaties

Het gebied vanaf de jachthaven van Breskens tot het Zwin is morfologisch gezien een van de meest interessante locaties van de Nederlandse kust, vanwege de variatie in de langs- en dwarsrichting en de verschillende strandhoofden. Op grond van deze verschillen kunnen een aantal kustsegmenten worden onderscheiden.

- Breskens:
Flauw profiel tot knik, daarna steil naar geul.
- Raai 146 - 336:
Steil profiel, knik loopt weg, diepe kuil; in raai 208 en 188
- Raai 336 - 483:
Profiel met knik op NAP-2 m en daaronder extreem steil profiel, dat bij diepste gedeelte doorloopt tot NAP-30 m.
- Raai 483 - 558:
Steil profiel, zonder knik, dat steeds dieper doorloopt, van NAP-14 m bij 558 tot NAP-18 m bij raai 483.

- Raai 633:
Bol profiel in afgelopen 3 jaar (meting over strandhoofd ??)
- Raai 558 - 822:
Profiel met knik op NAP-3 á -2 m met zeewaarts steil profiel tot NAP-12 m waarbij naar het oosten het zeewaartse profiel steeds minder diep doorloopt.
- Raai 822 - 936:
Flauw profiel ter plaatse van Zwarte Polder.
- Raai 936 - 1046:
In dit segment ligt de overgang naar de Zwarte polder. Kenmerkend is het steile vooroeverprofiel.
- Raai 1046 - 1262:
Dit segment ligt in het verlengde van de volgende, dus met dezelfde oriëntatie, maar heeft een veel flauwer verlopend talud op de vooroever.
- Raai 1262 - 1412:
Kust voor Cadzand met een steil talud in de vooroever en een westzuidwest-oostnoordoost oriëntatie. In dit stuk mond de spuisluis uit, waarvan de uitwateringsgeul wordt begrensd door twee zwaar uitgevoerde stenen dammen. Verder liggen hier enkele lange strandhoofden met palenrijen. De meest steile vooroever wordt aangetroffen bij raai 1354, ter hoogte van de spuigeul. In deze raai ligt een knik op NAP -2 m in het profiel bij ongeveer 150 m uit de duinvoet. Zeewaarts van de knik verdiept het profiel in 150 meter tot NAP -10 m.
- Zwin- Raai 1412:
Overgang van het Zwin naar Cadzand, met een relatief flauw hellende vooroever en een zuidwest-noordoost oriëntatie. In het gebied liggen lange strandhoofden met bestorte koppen, met daartussen korte palenrijen.

5.2.3 Aanwezigheid paalhoofden

Op het gehele traject liggen ruim 70 paalhoofden, waarvan een belangrijk deel bestorte of bezonken koppen heeft. Paalhoofden zijn een combinatie een paalscherm met een steenbestorting, of een strandhoofd met daarop geplaatste palen [Verhagen en van Rossum, 1990].

Het effect van een paalhoofd met een verdedigde kop is in principe tweeledig:

- Het strandhoofd en het palenscherm beperken het golfgedreven langstransport van sediment;
- De verdedigde kop 'houdt' de getijstrooming uit de kust en gaat het opdringen van getijdegeulen tegen.

In het geval van een palenscherm is de effectiviteit ten aanzien van de blokkade van golfgedreven langstransport niet erg groot. Het echt dichtmaken van de openingen resulteert echter wel in een directe blokkade van de sedimentstroom.

5.2.4 Zandgolven

In de ontwikkeling van de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen wisselen perioden van voor- en achteruitgang elkaar af. Waarschijnlijk worden deze fluctuaties veroorzaakt door het

langs de kust 'lopen' van zandgolven. Zandgolven zijn ook bekend van de Zeeuwse eilanden en van de Wadden (met Vlieland als bekendste voorbeeld). Roelse en Maranus (1988) hebben de ontwikkeling van verschillende dieptelijnen geanalyseerd en gebruikt om voorspellingen te maken voor de ontwikkelingen van de kust. Hoozemans en Lambeek hebben het ontstaan van zandgolven onderzocht.

In Roelse en Maranus (1988) is de ontwikkeling van de laagwaterlijn en de ontwikkeling van de NAP -5 en -7,5 m dieptelijn weergegeven in zogenaamde bliksemgrafieken. Vooral in de dieptelijnen van NAP -5 en -7,5 m is een duidelijk patroon in voor- en achteruitgang zichtbaar, die worden verklaard door de verplaatsing van zandgolven langs de kust. De zandgolven bij de Zeeuws-Vlaamse kust hebben vooral gevolgen op de onderwateroever maar manifesteren zich natuurlijk ook op het strand.

Bij de Zeeuwsch-Vlaamse kust ontstaan de zandgolven waarschijnlijk door het aanhechten van de zandplaat Paardenmarkt aan de kust. De locaties van deze aanhechtingen verplaatsen naar het oosten en zorgen voor de uitbouw van de kust. Volgens Lambeek vindt er nu geen zandgolfbeweging meer plaats langs de kust. Analyse van de verschilkaarten laat nog wel degelijk een sedimentatie-'vlek' zien die langs de kust naar het oosten verplaatst (in kaart 89-84 ter oosten van Cadzand, in kaart 92-89 ter hoogte van Tienhonderdpolder en in kaart 98-92 bij de Zwarte polder).

Een dergelijke zandgolf heeft ook een effect op de grote van het langstransport. Volgens Roelse (1996) is dit transport bij Cadzand in het oosten relatief groter en bedraagt hier orde 0,33 Mm³/ jaar.

5.3 De monding van de Westerschelde

5.3.1 Inleiding

De kustlijn van Zeeuwsch-Vlaanderen vormt de zuidelijke begrenzing van de monding van de Westerschelde. Bij de beschouwing van de morfologie van de kust hoort dan ook een beschouwing van het mondinggebied.

De monding van de Westerschelde heeft op recente kaarten een hoofdgeul in zuidwestelijke richting (Wielingen / Scheur) en kleinere duo-geulen voor de kust van ZW-Walcheren in een overwegend noord-zuid richting. De geulen begrenzen de grote driehoekige ondiepte Vlakte van de Raan. De duo-geulen voor de kust van Zuidwest-Walcheren bestaan uit de Deurloo-oost in combinatie met de Geul van de Rassen en het Oostgat. Parallel aan deze geulen liggen langgerekte zandbanken. Op de Vlakte van de Raan liggen de nog de geulen Walvischstaart en Deurloo. Parallel aan de Wielingen ligt de geul Spleet.

In twee eeuwen is de Westerscheldemonding veranderd van een drie-geulenstelsel, in de 19^e eeuw, in een twee-geulenstelsel in de 20^e eeuw [Steijn en van der Spek, 2005]. In de tweede helft van de 20^e eeuw werd dit twee-geulenstelsel nog geprononceerder. Dit was ook de periode waarin de diepte van de Scheur / Wielingen door baggerwerk werd vergroot. Vergelijken van de kaarten van 1964 met die van 2004 levert geen in het oog springende veranderingen op de geomorfologie van de Westerscheldemonding (zie ook [van Enckevoort, 1996]).

5.3.2 Geomorfologische elementen

Alle geomorfologische elementen uit 1964 zijn nog steeds zichtbaar op de kaart van 2004. Met betrekking tot de ontwikkeling van de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen wordt bij de belangrijkste elementen stilgestaan.

Wielingen

In de kaart van 1825 is zichtbaar dat de Wielingen nog dicht onder de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen lag en relatief klein was. De geul nam in grootte toe en maakte verbinding met de Scheur. De locatie van de geul verplaatste daarbij gaandeweg naar het noorden, weg van de kust. Ter hoogte van Nieuwe Sluis lagen tot 1863 nog ondieptes (respectievelijk het Bankje van Cadzand en Hompels, later Sluissche Hompels), maar vanaf 1870 verdiepte de Wielingen ter hoogte van Nieuwe Sluis.

Paardenmarkt

In het begin van de 19^e eeuw was er nog sprake van twee ondieptes voor de kust van Vlaanderen en Zeeuwsch-Vlaanderen, namelijk de Binnen Paardenmarkt en de Paardenmarkt. De Paardenmarkt was een ondiepte in de geul Wielingen, de Binnenpaardenmarkt werd van de kust gescheiden door de geul Appelzak. Aan de oostzijde verondiepte de Appelzak, zodat de Binnenpaardenmarkt daar aan de kust vastgehecht was. Dit aanhechtpunt lag in 1800 nog ter hoogte van Cadzand, maar verplaatste gaandeweg naar het oosten, zodat het rond 1860 bij Zwarte Polder lag. Vanaf 1870 is de Paardenmarkt niet meer zichtbaar in de Wielingen en is er nog maar één ondiepte. In de opname van 1920 is de geul Appelzak zodanig kleiner geworden dat de Paardenmarkt op drie plekken met de kust is verbonden. In de periode daarna verdwijnt de aanhechting tussen Paardenmarkt en kust te hoogte van Cadzand-Zwarte Polder. Na 1964 is ondiepte van de Paardenmarkt groter en ondieper geworden, het directe gevolg van het storten van baggerspecie in dit gebied. De geul Appelzak, die in 1964 nog tussen de Paardenmarkt en de kust in lag is in 2004 nagenoeg verdwenen ter hoogte van de Belgisch-Nederlandse grens.

Appelzak

In de kaarten uit de 19^e eeuw is de Appelzak een langgerekte smalle geul parallel aan de kust van Vlaanderen. Beide uiteinde van de geul zijn ondiep, zodat daar de zandbank Paardenmarkt aan de kust hecht. Na de jaren '20 van de 20^e eeuw verandert de situatie, de geul wordt dan kleiner, het zwaartepunt verschuift naar het oosten en er ontstaat een verbinding met de geul Wielingen. De voor de hand liggende oorzaak achter deze ontwikkeling is de aanleg van de havendam bij Zeebrugge, rond 1900. In de periode na 1920 wordt de geul snel kleiner. In de kaarten van 1964 tot 2004 is zichtbaar dat dit nog steeds doorgaat.

5.3.3 Zandbalans mondingsgebied

Uit kuberingen die zijn uitgevoerd op lodingen is gebleken dat het zandvolume in het mondingsgebied van de Westerschelde afneemt. De kust van Zeeuwsch-Vlaanderen is niet het gebied waar de grote afname in de zandvoorraad van de Westerscheldemonding optreedt. In de studie van Nederbragt en Liek (2004) zijn drie balansvakken van belang voor het gebied: vak 8 tussen de Belgisch-Nederlandse grens en de Tienhonderdpolder; vak 9 met het Nederlandse deel van de Wielingen en de kust tussen de Tienhonderdpolder en Breskens en vak 3 waarin de aangrenzende Belgische kust en de Paardenmarkt en Appelzak liggen.

In het (qua oppervlak zeer kleine) vak 8 neemt de zandvoorraad toe in de periode 1970-2002. Deze toename blijkt volledig het gevolg te zijn van zandsuppleties in het gebied. Correctie voor de zandsuppleties leert dat het natuurlijke zandvolume van 1978 tot 2002 afgenomen met 4 miljoen m³. (oftewel een afname van bijna 170.000 m³/jaar)

In vak 9 is het aanwezige zandvolume in de periode 1970-2002 afgenomen met 10 miljoen m³. Deze afname bestaat voor een deel uit baggerwerkzaamheden (maximaal 5 miljoen m³), die deels gecompenseerd zijn door zandsuppleties (ongeveer 2 miljoen m³).

In vak 3, ten westen van de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen is het zandvolume toegenomen met ruim 20 miljoen m³. Deze toename is toe te schrijven aan het storten van ruim 100 miljoen m³ sediment in dit vak, dat voornamelijk uit de haven van Zeebrugge afkomstig is.

De zandsuppleties langs de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen leveren een positieve bijdrage aan de zandbalans van de Westerscheldemonding. Het zandvolume van het Nederlandse deel van de totale Westerscheldemonding, inclusief de kustvakken, is in de periode 1964 – 1998 met 43 Mm³ afgenomen (Nederbragt en Liek, 2004). Het zandvolume in de Westerschelde zelf is ook afgenomen, maar wanneer gecompenseerd wordt voor de 108 Mm³ zandwinning uit de Westerschelde over de periode 1964-1998, dan blijkt een netto zandtransport van de monding naar de Westerschelde te hebben plaatsgevonden van 45 Mm³. Toeval of niet, het is ongeveer gelijk aan het zandverlies van het mondingsgebied.

Het kustfundament

Vanaf 2001 wordt de zandvoorraad van de gehele Nederlandse kust aangevuld (derde Kustnota), om de zandvoorraad van het kustfundament op peil te houden. De Westerscheldemonding maakt deel uit van het kustfundament (Nota ruimte). Voor het aanvullen van de zandvoorraad van de Nederlandse kust is nog geen strategie opgesteld. Wanneer wordt uitgegaan van het vullen van de zogenaamde 'zandbakken' (Mulder, 2000) is jaarlijks in taal 2,9 miljoen m³ zand nodig voor het aanvullen van de zandvoorraad van de het Deltagebied (van Zeeuwsch-Vlaanderen tot aan de Maasvlakte). Zandsuppleties langs de kust van Zeeuwsch-Vlaanderen leveren een bijdrage aan het op peil houden van de zandvoorraad van de Nederlandse kust.

Voor de zandhuishouding van de Westerscheldemonding is de uitwisseling met de Westerschelde van groot belang. Op grond van de meest recente zandbalans wordt verondersteld dat netto zand uit de monding naar de Westerschelde wordt getransporteerd. De sturende factor in de zanduitwisseling is het zandtekort in de Westerschelde. Het zandaanbod in de monding is niet de bepalende factor.

5.4 Nadere karakterisering deeltrajecten

5.4.1 Breskens tot Nieuwvliet

Breskens is een maritieme badplaats, onder meer door de aanwezigheid van een jachthaven met 1500 ligplaatsen. De stranden van Breskens zijn enerzijds gelegen tussen de Veerhaven en de handels- en jachthaven en anderzijds strekken zij zich in westelijke richting uit vanaf de Veerhaven tot aan Nieuwvliet. Vanaf de veerhaven richting Nieuwvliet worden de stranden steeds breder. Van Breskens tot Nieuwesluis liggen de stranden duidelijk herkenbaar tegen een Deltadijk aan, die hier deels overstoven is en daardoor een duinachtig karakter heeft.

Figuur 5.2a geeft de situatie rond Breskens-Oost weer op een topografische kaart.

Het gaat hierbij met name om het gebied tussen de oostelijke havendam van de Veerhaven (orde 350 m lang) en de westelijke havendam van de handels- en jachthaven (orde 400 m lang). De afstand tussen beide dammen bedraagt orde 900 m. De feitelijke waterkering loopt zeer dicht langs de hier aanwezige bebouwing.

Op het traject bevinden zich vier kustraaian, te weten raai 118 (in het oosten nabij de dam van de handelshaven), raai 318, raai 518 en raai 718 (in het westen nabij de dam van de Veerhaven).

Raai 118 is, aansluitend op de door het waterschap gehanteerde aanduiding, in het vervolg overigens aangegeven als raai 11 (zijnde km 0.11). Deze notatie is ook aangehouden voor de andere raaien.

Verder bevinden zich hier nog twee langere standhoofden, te weten "hoofd B" (in het midden) met een lengte van orde 400 m en het meer westelijk gelegen "hoofd 1" (lengte orde 350 m). Aan beide zijden van deze laatste dam bevinden zich nog twee kortere strekdammen. Genoemde strekdammen zijn aangelegd nog ruim voor de realisatie van de dammen bij de Veerhaven en hebben in de huidige situatie waarschijnlijk niet veel nut meer.

In het zogenaamde beheerdersoordeel wordt gemeld dat de waterkering ter hoogte van de raaien 51 en 71 (de twee meest westelijke raaien), welke in feite bestaat uit een duin met een deels overstoven duinvoetverdediging, aan de krappe kant is. In het beheerdersoordeel wordt ook gemeld dat de waterkering in deze raaien een zeer beperkte restbreedte van het duin te zien geeft. Het in rekening brengen van de extra afslag in langsrichting als gevolg van de invloed van de Veerhavendam leverde voor dit kustgedeelte de score 'onvoldoende' op [Waterschap Zeeuws-Vlaanderen, 2003]. Voorjaar 2005 is hier dan ook een suppletie aangebracht [Waterschap Zeeuws-Vlaanderen, 2005].

In Breskens is het de bedoeling om, door middel van de aanleg van een nieuw strand, de zeewering tussen de oostelijke havendam van de Veerhaven en de westelijke havendam van de handels- en jachthaven zeewaarts te verleggen. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen een aanpassing van de zeedijk in het westelijke deel en de aanleg van een duinmassief in het oostelijke deel.

5.4.2 Traject Nieuwvliet-Bad/Groede

In figuur 5.2b is een detail gegeven van dit gebied dat aan de oostzijde wordt opgesloten door de constructies bij Nieuwesluis en aan de westzijde bij het kruishoofd een eveneens hard punt kent. Het tussenliggende stuk bestaat uit een dijk en een kort stukje duin.

Westelijk van het kruishoofd bevindt zich de door duinen beschermde Ardonispolder met Nieuwvliet-Bad. Hier vinden regelmatig suppleties plaats.

5.4.3 Verdrongen Zwarte Polder

De Verdrongen Zwarte Polder, een natuureservaat, bevindt zich westelijk van Nieuwvliet-Bad en wordt aan de westzijde opgesloten door de Herdijkte Zwarte Polder. Het gebied wordt gekenmerkt door een breed en hooggelegen voorland.

Effect uitwatering op polder

Er zijn plannen om een deel van het achterland via de Zwarte Polder af te laten wateren. Op basis van de van het waterschap ontvangen informatie moet daarbij worden gedacht

aan een gebied van orde 1.000 ha. De hiertoe benodigde gemaalcapaciteit bedraagt 100 m³/minuut, ofwel (afgerond) 2 m³/s.⁷⁾ De hiermee samenhangende maximale afvoer van water zal mogelijk alleen in de winterperiode plaatsvinden. In de zomerperiode zal er in ieder geval geen of nauwelijks sprake zijn van het uitslaan van water.

In principe heeft de afvoer van water ook invloed op de Verdrongen Zwarte Polder. De geconcentreerde afvoer van water zal immers ook aanleiding geven tot enige sedimentverplaatsing. De hiermee samenhangende morfologische ontwikkeling spelen op het niveau van de kustontwikkeling echter geen rol van betekenis.

5.4.4 Cadzand-Bad

Cadzand was oorspronkelijk een eiland (landje van Cadzand) dat later door inpolderingen werd verbonden met het vasteland. Cadzand-Bad is thans een grote badplaats vlak achter de duinen met een relatief breed zandstrand. Het strand strekt zich over orde 10 km in oostelijke richting uit en sluit aan op een duingebied. Als gevolg van de Delta-werken zijn een deel van deze duinen beschermd door de nieuwe dijken. In westelijke richting sluit dit aan op het natuurgebied het Zwin.

Figuur 5.2c geeft een overzicht van dit gebied. Het gaat hierbij met name om het kustdeel tussen de westelijke geleidingsdam bij de uitwateringssluis (net westelijk van raai 1335) en de overgang naar de Verdrongen Zwarte Polder (nabij raai 985); een stuk van 3,7 km lang.

In het beheerdersoordeel van 2003 wordt geconcludeerd dat de in rekening te brengen afslag voor de raaien 1363 en 1372 (westelijk van de uitwateringssluis) reikt tot landwaarts van het kritieke afslagprofiel [Waterschap Zeeuws-Vlaanderen, 2003]. Op deze locatie is de bestaande hotelbebouwing als hoogbouw direct landwaarts van het grensprofiel aanwezig. Ook op deze locatie is in het voorjaar van 2005 een suppletie uitgevoerd.

Voor Cadzand-Bad is het de bedoeling om op het kustdeel tussen het gemaal (aan de westzijde) en ergens bij camping Hoogduin (aan de oostzijde) met behulp van strekdammen en een zandsuppletie een zeewaartse verlegging van de laagwaterlijn te bewerkstelligen.

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de aanpassing/versterking van de zeedijk in het westelijke deel en een zeewaartse versterking van het duin in het oostelijke deel. De oostelijke begrenzing valt hierbij globaal samen met hoofd nummer 15 (nabij raai 1112). In aanvulling op deze duinversterking wordt hier een behoorlijke strandverbreding voorzien.

5.5 Uitgevoerd kustonderhoud

Sinds 1990 is, conform het beleid van kustlijn handhaving, op dit kustdeel redelijk intensief gesuppleerd. Dit is nodig vanwege het feit dat er sprake was van een eroderende kust waarbij de kustlijn zich dus gestaag in landwaartse richting wil bewegen.

Het voorlaatste grotere suppletieprogramma dateert van 2001. In het totaal werd toen ruim 1 miljoen m³ extra zand aangebracht (zie tabel 5.1). De hierbinnen uitgevoerde suppleties hadden betrekking op de volgende trajecten:

⁷⁾ Betreffende getalswaarden werden per e-mail ontvangen van het waterschap op 12 juli 2006.

- Breskens (raai 31 - 71);
- Schoneveld (raai 271 - 421);
- Nieuwe Sluis-Groedse duintjes (raai 512 - 558);
- Adornispolder-Verdronken Zwarte polder (raai 822 - 903);
- Tienhonderdpolder-Cadzand (raai 1046 -1335) en
- Cadzandbad-Zwin (raai 1354 -1487).

De suppletie bij Breskens (orde 200.000 m³) had daarbij betrekking op het westelijke deel van het kustvak Breskens-Oost.

De suppletie op het traject Tienhonderdpolder-Cadzand (orde 380.000 m³) valt geheel binnen het kustvak Cadzand-Bad. De laatste suppletie op de kust bevindt zich westelijk van de uitwateringssluis.

In het voorjaar van 2005 zijn er opnieuw suppleties uitgevoerd. In het totaal gaat het hierbij om 900.000 m³. De individuele suppleties hebben betrekking op de volgende kustvakken:

- Breskens (raai 31 - 71);
- Schoneveld (raai 271 - 352);
- Adornispolder (raai 791 - 903);
- Tienhonderdpolder-Cadzand (raai 1037 -1345) en
- Cadzandbad-Zwin (raai 1354 -1467).

Ook hier dus weer specifiek van belang de suppletie in de kom van Breskens (nu orde 120.000 m³) en die bij Cadzand (orde 200.000 m³ voor Kievitte-Oost en 100.000 m³ voor Kievitte-West).

In het totaal komt hiermee het aantal suppletierreeksen op 12 stuks. De totaal gesuppleerde hoeveelheid sediment in de periode 1988 t/m 2005 bedraagt 6,75 miljoen m³. Hiervan is overigens het grootste deel ten goede gekomen aan Breskens en Cadzand.

In tabel 5.1 is een samenvattend overzicht gegeven van het jaar van uitvoering, de hoeveelheden en de vakken. In figuur 5.3 is een en ander ook grafisch weergegeven. Hierin wordt ook melding gemaakt van een in 2003 uitgevoerde suppletie (orde 100.000 m³) op het kustvak Kievitte-West (westelijk van de uitwateringssluis). Dit zand was afkomstig van een in november/december 2003 uitgevoerde verdieping van de monding van het Zwin.

5.6 Kustlijnposities en trends

Door het jaarlijks uitvoeren van dwarsprofielopnamen wordt de tijdsontwikkeling van individuele posities langs de kust nauwkeurig gevolgd. Deze meetgegevens (de JAaRlijkse KUSTmetingen) worden opgeslagen in het zogenaamde JARKUS-bestand. Uit deze gegevens kan zowel de jaarlijkse positie van de kustlijn (de zogenaamde momentane kustlijn positie; zie later), als de ontwikkeling in de tijd van deze positie (de zogenaamde trend; zie later) worden vastgesteld. De noodzaak tot het uitvoeren van het eerder beschreven kustonderhoud (de suppleties) volgt uit genoemde kustlijnposities en trends.

De JARKUS-gegevens worden gebruikt voor het bepalen van de positie van de kustlijn, de zogenaamde Momentane KustLijn (MKL). Deze MKL wordt hierbij bepaald door het volume tussen de niveaus NAP-6,8 m en NAP+3 m in beschouwing te nemen. Deze maat

moet vervolgens worden vergeleken met een vastgestelde minimale maat, de zogenaamde BasisKustLijn (BKL).

Op het moment van toetsing in 2004 (dus voor de uitvoering van de laatste suppleties) lag in het grootste deel van het kustvak de kustlijn zeewaarts van de BKL. Op slechts drie plaatsen was dit niet het geval en werd de BKL in één of enkele raaien overschreden met 1 tot 4 meter. Dit was het geval:

- bij Breskens (raai 71);
- bij Nieuwvliet-Bad (raai 877) en
- bij Cadzand (raaien 1354, 1372 en 1401).

Bij Breskens had deze overschrijding betrekking op de meest westelijke raai. De lokale BKL ligt hier relatief ver zeewaarts (op 179 m uit het referentiepunt) en leidt welhaast per definitie tot overschrijdingen. De overschrijdingen bij Cadzand hebben betrekking op het gedeelte aan de Zwin-zijde van de uitwateringssluis.

In 2005 is op een viertal gedeeltes van dit kustvak zand gesuppleerd. In de betreffende raaien is derhalve ook geen toetsing uitgevoerd. In alle andere getoetste raaien wordt de BKL nergens overschreden.

Nabij Breskens (raai 11 t/m 251) is, op een enkele raai na, zelfs sprake van lichte kustuitbouw (afstand TKL-BKL varieert hier tussen 20 en 40 meter). Westwaarts van de tussen raai 271 en 325 uitgevoerde suppletie richting de Groedse Duintjes, t.p.v. raai 373 t/m 530, wordt de afstand TKL-BKL kleiner.

Verder naar het westen (tot aan de uitgevoerde suppletie vanaf raai 791 en dus westelijk van het Kruishoofd) laat de ontwikkeling van de MKL (de trend) een wisselend beeld zien: in het oostelijk deel (raai 558 t/m 663) is deze positief met 1 meter per jaar, terwijl deze in het westelijk deel direct oostelijk van het kruishoofd (raai 684 t/m 778) negatief tot circa 2,5 meter per jaar is. In het oostelijke deel ligt de TKL tot circa 40 meter zeewaarts t.o.v de BKL, terwijl de afstand TKL-BKL in de twee meest westelijk gelegen raaien minimaal is. Op termijn zal oostelijk van het kruishoofd dus onderhoud noodzakelijk zijn.

Tot aan de meest westelijk uitgevoerde suppletie (raai 1046 t/m 1427) ligt de TKL met circa 50 meter ruim zeewaarts t.o.v. de BKL.

Ter plaatse van raai 951 ligt een dam parallel aan de kust. Ten oosten van deze raai, in de monding van de Zwartepolder, treedt erosie op van circa 6 meter per jaar en ten westen van die dam (raai 962 t/m 993) is enige aanzanding berekend tot circa 2 meter per jaar. T.p.v. raai 1007 t/m 1032 is kusterosie berekend tot circa 4 meter per jaar. Ten westen van de suppletie (omgeving Zwinmonding) t.p.v. raai 1450 t/m 1487 treedt kusterosie op tot circa 2 meter per jaar. De BKL wordt hier echter nog niet onderschreden.

Ontwikkelingen en trends

Naast de zogenaamde MKL is ook de tijdsontwikkeling van deze positie van belang. De mate waarin deze positie voor of achteruitgaat wordt aangegeven met de zogenaamde trend, uitgedrukt in m/jaar.

Figuur 5.4 geeft een overzicht van de aanwezige trends. Hierin is op de verticale as de trend uitgezet als functie van de positie in het kustvak; het raainummer op de horizontale as. De raainummers zijn hierbij aflopend weergegeven zodat het Zwin links (west) ligt en Breskens rechts (oost).



Voor het gehele kustvak is blijkbaar sprake van een negatieve, landwaarts gerichte, trend over het grootste deel van dit kustvak. Het grootste is deze in de sectie Schoneveld (raai 270 - 300 en in de secties Tienhonderdpolder en Cadzandbad-Zwin (tussen 2 en 3 meter per jaar).

In dit laatste traject (tussen raai 1046 en 1335) is de handhaving van de BKL niet alleen van belang in het kader van erosiebestrijding, maar ook voor het waarborgen van de veiligheid van het achterland.

Aanzanding vindt alleen plaats ter hoogte van Breskens, in de luwte van het havenhoofd naar de Veerhaven (raai 146 - 188), tussen Nieuwesluis en Nieuwvliet-Bad (raai 584 en 705) en bij Verdronken- en Herdijkte Zwartepolder (raai 962-979). Hier is de trend van de kustlijnligging zeewaarts gericht, tussen 0 en 2 meter per jaar. De hier aanwezige (eind)constructies leiden blijkbaar tot een blokkade van het oostwaarts gerichte sedimenttransport.

In aanvulling op de huidige trend (die van 2005) zijn in de grafiek ook de waarden voor 2003 en 2002 opgenomen. Deze sluiten redelijk aan bij de 2004-waarden en bevestigen daarmee het algemene beeld.

In tabel 5.1 zijn de onderliggende getalswaarden samengebracht [RWS, 2006]. In deze tabel zijn ook de BKL-waarden toegevoegd.

6 Nadere morfologische analyses

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de resultaten gepresenteerd van de voor de relevante deelsecties uitgevoerde gedetailleerde morfologische analyses.

Achtereenvolgens komen daarbij aan de orde:

- Het kustvak bij Breskens-Oost;
- Het kustdeel bij Cadzand-Bad;
- Het kustdeel Nieuwvliet-Bad – Groede.

De resultaten van deze analyse zijn van belang voor de definitie van een geschikte vormgeving van zeewaartse versterkingen en vormen bovendien het startpunt voor de opzet van het voor het traject Cadzand- Nieuwesluis gebruikte morfologische model.

6.2 Kustvak Breskens-Oost

6.2.1 Ontwikkeling dwarsprofielen

Binnen de kom van Breskens zijn vier JARKUS-raaien gedefinieerd, te weten raai 11 (in het oosten), 31, 51 en 71 (in het westen).

In figuur 6.1 is een overzicht gegeven van de in deze raaien in de laatste jaren aanwezige dwarsprofielen. De bovenste figuur heeft hierbij betrekking op profielen voor 2003, de onderste op de dwarsprofielen van 2005.

De dwarsprofielen zelf vertonen onderling niet erg veel overeenkomst of het moet zijn dat voor alle vier geldt dat er aan de zeezijde (links) sprake is van een vrij abrupte overgang naar een relatief dieper gelegen deel van het dwarsprofiel (met name in raai 11) en aan de rechterzijde de aanwezigheid van een ruim 12 m hoge waterkering.

Op het eerste gezicht lijken de situaties in de verschillende jaren vergelijkbaar. In hoeverre dit inderdaad zo is, kan worden vastgesteld aan de hand van de in figuur 6.2a/b weergegeven dwarsprofielontwikkelingen.

Meest oostelijke raai (raai 11)

De tijdsontwikkeling in de meest oostelijke raai (raai 11) is gegeven in de bovenste afbeelding van figuur 6.2a. Hierin valt op dat de overgang naar het diepere stuk als vrij stabiel kan worden aangemerkt. De profielen zijn hier in de periode 1994 t/m 2005 nauwelijks gewijzigd.

De rest van het profiel wordt gekenmerkt door de aanwezigheid van een relatief vlakke vooroever met een helling van orde 1 : 100. Op het hogere deel blijkt hier sinds 2001 sprake te zijn van een zekere aangroei van het profiel. Deze groei heeft te maken met in 2001 in dit gebied uitgevoerde suppletie. Toen is op het traject km 0,17 – 0,89 (dus westelijk van de beschouwde raai) in totaal bijna 200.000 m³ gesuppleerd. In 2005 is hier opnieuw 120.000 m³ in het systeem gebracht.

Het duin lijkt overigens ook enigszins te hebben geprofiteerd van laatstgenoemde aangroei. Uit een analyse van de tijdsontwikkeling van het duinvolume (tussen RSP-15 m en RSP+10 m) blijkt dat er in de periode 1995 tot en met 2005 sprake is van een aangroei van maar liefst 17 m³/m¹/jaar. Meer westelijk bedraagt deze aangroei slechts 3 m³/m¹/jaar. Het grote verschil wordt hierbij natuurlijk verklaard door het hier aanwezig zijn van een zeer breed droog strand.

Raai (raai 31)

De ontwikkeling in raai 31 (onderste afbeelding in figuur 6.2a) is enigszins vergelijkbaar. Ook hier een stabiele overgang naar het diepere deel. Er is sprake van een nog iets flauwer hellende vooroever (orde 1 : 150 in plaats van 1 : 100) en ook hier is het effect van de in 2001 aangebrachte suppletie duidelijk zichtbaar. Daarbovenop komt nog de suppletie van 2005.

Raai (raai 51)

Het dwarsprofiel in raai 51 (zie bovenste plot in figuur 6.2b) laat ook de effecten van de aangebrachte suppletie zien. Voor de rest zijn er eigenlijk geen significante ontwikkelingen waarneembaar of het moet het duidelijk waarneembare resultaat zijn van de 2005-suppletie.

Meest westelijke raai (raai 71)

De figuur voor raai 71 laat ook de in 2001 aangebrachte suppletie duidelijk zien. De dwarsprofielen van de daaropvolgende jaren laten echter zien dat de toen aangebrachte suppletie hier geleidelijk weer aan het verdwijnen is. Ook hier is de in 2005 aangebrachte suppletie weer duidelijk aanwezig.

Verder is de helling van de vooroever hier weer iets steiler. Deze is, vergelijkbaar met de vooroever in het meest oostelijke dwarsprofiel, orde 1 : 100.

De overgang naar het diepere deel kan ook hier als stabiel worden aangemerkt. Er is wel een behoorlijke variatie op de diepere vooroever aanwezig. Een nadere analyse van de volumeontwikkeling in dit deel van het profiel laat overigens zien dat geen sprake is van enige significante trend.

6.2.2 Lokaal morfologisch systeem

In figuur 6.3 zijn de detailontwikkelingen in de verschillende raaien samengebracht. Hierin is duidelijk de migratie van de in 2001 aangebracht suppletie waarneembaar.

In de onderste figuur is te zien dat de in het westelijk deel aangebrachte suppletie (voor het eerst zichtbaar in de profielopname van 2002) aan erosie onderhevig is. De NAP+2 m contour verplaatst zich in de periode 2002 – 2004 over circa 50 m in landwaartse richting. Ter plaatse van raai 51 lijkt er weinig aan de hand. Blijkbaar ligt deze raai centraal tussen de eroderende profielen in het westen en de aanzandende dwarsprofielen in het oosten; een soort kantelpunt. In de profielen 31 en 11 is er duidelijk sprake van een afzetting van de uit het westen afkomstige zandaanvoer.

De toekomstige ontwikkeling van de in 2005 aangebrachte suppletie is weliswaar nog niet gemeten, maar deze zal zich waarschijnlijk op een soortgelijke wijze door het systeem verplaatsen.

Dit beeld wordt nog eens bevestigd door de in figuur 6.4a gegeven tijdsontwikkeling van de MKL-posities. In deze figuur is de positie van de kustlijn (de MKL-waarde) uitgezet als functie van de tijd. Dit is gedaan voor alle vier raaien. Het effect van de in 2001 aangebrachte suppletie is duidelijk herkenbaar in de grafiek. Na 2002 is er als gevolg van eerder genoemd verlies echter weer een teruggang in de MKL-positie. Voor de oostelijk gelegen raaien is dit niet zo en resulteert de winst in een zeewaartse verplaatsing van de kustlijn.

Een soortgelijk beeld is gegeven in de bovenste figuur van figuur 6.4b, waarin de ontwikkeling van de NAP+2 m contour is gegeven.

Blijkbaar sluit de vormgeving van de aangebrachte suppletie niet aan bij de karakteristieken van het natuurlijke systeem.

Dit laatste is goed te zien in de onderste figuur van figuur 6.4b waarin de NAP+2 m contour op verschillende tijdstippen is gegeven. De belijning van de 2001-suppletie (gekarakteriseerd door de 2002-contour) wijkt af van de natuurlijke evenwichtsbelijning. Het gevolg is dus dat het verstoorte systeem zich zal herschikken en zal trachten te migreren naar de oorspronkelijke vorm.

6.2.3 Consequenties t.a.v. mogelijke versterking

Gegeven de resultaten van de morfologische analyse kan worden geconcludeerd dat de grotere morfologische veranderingen binnen het kustvak primair het gevolg zijn van het verstoren van het evenwichtssysteem. Het uitvoeren van een suppletie met een niet op het natuurlijke systeem aansluitende belijning maakt dat het systeem zich zal herschikken.

Voor een versterking moet dan ook aanbeveling goed rekening worden gehouden met de evenwichtskennmerken van het morfologische systeem. Op deze wijze kan een morfologisch stabiele situatie worden verkregen waarbij er slechts beperkt onderhoud nodig zal zijn.

Dit onderhoud zou hoogstens betrekking moeten hebben op de compensatie van het verlies van materiaal dat door wind richting waterkering wordt verplaatst.

Uit een nadere analyse van de dwarsprofielopnamen, waarbij gekeken is naar de aangroei van het duinprofiel boven de duinvoet, blijkt het hierbij in de afgelopen jaren ging om orde $10 \text{ m}^3/\text{m}^1/\text{jaar}$. In het totaal voor het betrokken kustvak dus enkele duizenden m^3 per jaar.

6.2.4 Voorgestelde ingrepen

In figuur 6.5 is het in de kom van Breskens aanwezige morfologische systeem nog eens schetsmatig weergegeven.

Het aanbrengen van een suppletie in het westelijke deel leidt tot een verlies van materiaal in dit deel van het kustvak en daarmee tot een aanvoer van materiaal in het rechterdeel. In deze figuur is ook de stabiele oriëntatie van de lokale kustlijn gegeven.

Compartimentering

Gezien de evenwichtsoriëntatie van de kustlijn kan onderscheid worden gemaakt tussen maatregelen in het oostelijke en maatregelen in het westelijke deel.

Aanbevolen wordt om een compartimenteringsdam aan te leggen teneinde de harde constructie aan de westzijde te scheiden van de strand/kustuitbouw aan de oostelijke zijde. Op deze wijze kan een versterking van het westelijke deel worden uitgevoerd zonder dat dit direct leidt tot een verlies van materiaal naar het oostelijke deel (zie ook figuur 6.6).

Op het rechterdeel kan door het zeewaarts uitbouwen van het duin eenvoudig een uitwaartse verplaatsing van de waterkering worden verkregen. Op deze wijze kan de wettelijke achterkant van de waterkering over tenminste 50 m worden opgeschoven.

Indien ook het strand in deze zone wordt uitgebouwd zal leiden tot (meer) verlies van materiaal richting ingang van de Handelshaven. Teneinde dit tegen te gaan en de kustlijn aan de oostelijke zijde op te sluiten kan hier een opsluitdam worden aangelegd.

In deze situatie lijkt het kustvak morfologisch stabiel, waardoor er slechts beperkt onderhoud nodig zal zijn. Dit beperkte onderhoud is in ieder geval nodig ter compensatie van het verlies richting waterkering (door wind). Dit laatste verlies bedroeg in de afgelopen jaren orde $10 \text{ m}^3/\text{m}^1/\text{jaar}$ (in het totaal dus orde enkele duizenden m^3 op jaarbasis).

Een en ander geeft dus aan dat er voldoende mogelijkheden zijn voor het verplaatsen van de waterkering. De ruimte die nodig is voor het veiligstellen van de waterkering is (zeker bij het gebruik van iets grover zand) immers beperkt.

Aandachtpunten hierbij zijn dus nog het ontwerp van de noordoostelijk opsluitconstructie alsmede de aansluiting van het hoge duin op de relatief lage dam van de handelshaven.

6.3 Traject Cadzand-Bad - VZP

6.3.1 Ontwikkeling dwarsprofielen

Vergelijkbaar met de uitwerking voor Breskens zijn ook voor Cadzand-Bad de gemeten dwarsprofielen aan een nadere analyse onderworpen.

Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de dwarsprofielen in het centrale deel van het kustvak en de dwarsprofielen in de aanliggende secties; westelijk richting het Zwin en oostelijk richting de Verdrongen Zwarte Polder.

In figuur 6.7 zijn de dwarsprofielen (in dit geval uit 2005) gegeven voor het centrale deel van Cadzand-Bad. De bovenste figuur geeft de dwarsprofielen in het oostelijke deel (raaien 1112 – 1214), de onderste figuur die van het westelijk deel (raaien 1262 – 1335). In alle gevallen is er sprake van een op het duin aansluitend strand met een helling van orde 1 : 40. Ter plaatse van raai 1335 (nabij de uitwateringssluis) is dit profiel overigens relatief mager.

De helling van de vooroever bedraagt in het westelijke gedeelte ongeveer 1 : 20. Meer oostelijk is er sprake van een flauwere helling. Het niveau van het diepere kustprofiel bedraagt orde NAP-10 m. Voor de meest oostelijke raai is deze iets lager.

Laatstgenoemde versteiling van de vooroever is ook waarneembaar in de bovenste figuur van figuur 6.8 waarin de dwarsprofielen zijn gegeven voor het aanliggende deel van de kust (raaien 993 -1092). Hier is het strand relatief smal en gaat het profiel vrij snel over naar een diep gelegen vooroever. Dit sluit ook aan bij de positie van de dieptecontouren zoals deze zijn gegeven in figuur 5.2c. De NAP-10 m dieptelijn buigt hier sterk af richting kust.

In de onderste plot van figuur 6.8 zijn de dwarsprofielen gegeven voor het kustdeel westelijk van de uitwateringssluis. Zeker op het eerste stuk zijn de duinen niet robuust (is ook de reden voor het regelmatige suppletieonderhoud).

In de figuren 6.9a/b is voor een viertal dwarsprofielen in het centrale deel de tijdsontwikkeling van de dwarsprofielen gegeven. Het gaat hierbij om de oostelijke raaien 1136 en 1191 en de westelijke raaien 1282 en 1318.

Uit de figuren blijkt dat er geen sprake is van significante ontwikkelingen. Het hoger gelegen kustdeel (strand en duin) oogt redelijk stabiel. Wel valt op dat de incidenteel herkenbare suppleties (feitelijk te zien als een verstoring van het natuurlijke dwarsprofiel) snel worden verspreid over het profiel en daarmee ook niet meer als zodanig herkenbaar zijn.

In de figuren is ook de positie van de voorzijde van de verschillende strandhoofden aangegeven (de koppen van de hoofden). De aanwezigheid van deze standhoofden zorgt in combinatie met het hier uitgevoerde kustonderhoud voor de als gemiddeld stabiel te kenmerken situatie.

In aanvulling op de eerdere dwarsprofielen is in figuur 6.10 ook nog een detail geven van de beschouwde profielen. Deze geeft echter geen aanvullende informatie over het morfologisch systeem.

Figuur 6.11 geeft de tijdsontwikkeling van de MKL. In deze figuur zijn de momenten waarop een suppletie is uitgevoerd (zie figuur 5.3) zeer duidelijk herkenbaar in de positie van de individuele MKL-waarden.

6.3.2 Morfologisch systeem

Zoals blijkt uit de in figuur 3.2 weergegeven trends, vertoont de kust bij Cadzand-Bad thans een gemiddelde achteruitgang van 2 tot 4 m per jaar.

Het hiermee samenhangende volumeverlies kan worden berekend als het product van de werkende hoogte van het erosieprofiel (zeg van NAP-8 m tot het duinfront op NAP+5 m; dus orde 13 m), de lengte van het kustvak (tussen Hoogduin en de uitwateringssluis; orde 2,5 km) en het gemiddelde verlies (zeg 3 m/jaar).

Dit levert een gemiddeld verlies op van $13 \times 2.500 \times 3 = 97.500 \text{ m}^3/\text{jaar}$; afgerond dus orde 0,1 miljoen m^3 per jaar. Per strekkende meter kust bedraagt het verlies orde $40 \text{ m}^3/\text{m}^1/\text{jaar}$.

Teneinde deze achteruitgang te compenseren worden regelmatig suppleties uitgevoerd. De totale omvang van de op dit kustvak uitgevoerde suppleties bedraagt (in de periode 1988 tot 2005) 3,8 miljoen m^3 (zie tabel 5.1).

Hiervan heeft orde 2,0 miljoen m^3 betrekking op het gedeelte oostelijk van de uitwateringssluis tot Hoogduin. Uitgaande van een nuttig effect van de thans uitgevoerde suppletie tot 2008 (bij een herhalingstijd 3 a 4 jaar) is er dus 2,0 miljoen m^3 over een periode van 20 jaar aangebracht: gemiddeld dus $2,0 / 20 = 0,1$ miljoen m^3 per jaar. Deze waarde komt overeen met de grootte van het eerder gekwantificeerde verlies.

Indien ook de omgeving van het centrale deel van het kustvak in beschouwing wordt genomen, neemt de absolute grootte van het verlies toe tot orde 0,2 miljoen m^3 per jaar. Dit verlies hangt samen met de enigszins geprononceerde ligging van dit deel van de kust en het feit dat hier, over het jaar gemiddeld, sprake is van een enigszins scheef invallende golfaanval.

Uit een verkennende studie naar het maatgevende golfklimaat blijkt dat er sprake is van een dominante golfhoogte welke onder een hoek van orde 10 graden de kustlijn bereikt. Ofschoon deze uitwerking feitelijk veel gedetailleerder zou moeten zijn kan deze indicatie wel worden gebruikt voor een eerste verkenning van de hiermee samenhangende effecten.

Een dergelijke scheef invallende golf levert een netto sedimenttransport in noord-oostelijke richting langs de kust. De bijbehorende grootte van het sedimenttransport bedraagt orde $0,2 \text{ Mm}^3/\text{jaar}$. Dit getal komt qua orde-van-grootte overeen met het eerder genoemde verlies voor het totale kustvak.

Het echte langstransport is overigens een combinatie van dit golfgedreven transport en het transport onder invloed van het netto horizontale getij. Ten aanzien van de grootte van het netto getijgedreven transport is feitelijk geen bruikbare informatie voorhanden.

In de huidige situatie spelen de aanwezige strandhoofden en paalrijen overigens een belangrijke rol. Door de aanwezigheid van deze constructies wordt de getijstroom enigszins uit de kust gedrukt en daarmee wordt de grootte van het hiermee samenhangende sedimenttransport beperkt. Dit geldt in het bijzonder voor de zogenaamde opwoelcomponent van het getijgedreven transport (het feit dat door de aanwezigheid van de golfwerking extra materiaal in suspensie wordt gebracht dat vervolgens door de netto getijstroom wordt verplaatst).

Indien deze constructies er niet zouden zijn zou het totale netto transport groter zijn. Dit zou kunnen leiden tot een verdubbeling van het netto transport tot orde 0,4 Mm³/jaar. Zonder goed inzicht in de werkelijk optredende transporten is een dergelijke schatting echter aan grote onzekerheid onderhevig.

6.3.3 Consequenties t.a.v. mogelijke versterking

Uit de morfologische analyses volgt dat er langs dit deel van de kust sprake is van een doorgaande erosie. Ook op termijn zal daarom rekening moeten worden gehouden met het uitvoeren van noodzakelijk kustonderhoud. Het thans optredende verlies bedraagt 0,1 tot 0,2 miljoen m³ per jaar.

De aanwezige strandhoofden dragen er in feite toe bij dat het verlies niet groter is dan deze waarde. Het verwijderen van de hoofden en/of het zeewaarts uitbouwen van de kust tot voorbij deze hoofden maakt dat deze reducerende bijdrage (deels) verdwijnt en dat daarmee de grootte van het te compenseren verlies zal toenemen. Zoals reeds eerder gemeld neemt het belang van met name het getij-gedreven transport toe en daarmee ook de behoefte om hier meer kwantitatief inzicht in te hebben.

Voor het ontwerp zijn er feitelijk twee categorieën te onderscheiden, namelijk een uitwerking waarbij er rekening wordt gehouden met de verminderde werking van deze constructies en een uitwerking waarbij ook de constructies worden aangepast of uitgebouwd. Genoemde uitwerkingen hebben daarbij respectievelijk betrekking op de zachte (zonder constructies) en de harde variant (met ondersteunende constructies).

6.3.4 Voorgestelde ingrepen

De mogelijke ingrepen kunnen worden afgezet tegen het aanwezige morfologische systeem. De totale balans wordt primair gestuurd door het netto transport dat aan de oostzijde het balansgebied verlaat. Dit verlies wordt geschat op 0,1 tot 0,2 miljoen m³ per jaar. De grootte van de (positief of negatieve) uitwisseling met dieper water (over de NAP-10m dieptelijn) is onduidelijk.

De toevoer van materiaal aan de westelijke zijde lijkt beperkt. Dit wordt onderschreven door de beperkte gevuldheid van het direct oostelijk van de uitwateringssluis gelegen kustvak. De indruk bestaat bovendien dat de westelijk gelegen raaien materiaal richting het Zwin verliezen.

Mogelijkheden zeevaartse uitbouw

In principe zijn er voor het zeewaarts uitbouwen van de kust bij Cadzand-Bad in principe twee verschillende mogelijkheden, te weten:

1. Het uitbouwen van de kust door eenvoudigweg extra te suppleren (in feite dus door het zeewaarts verplaatsen van de basiskustlijn). Dit betreft de zogenaamde volledig *zachte* oplossing;
2. Het zeewaarts opschuiven van de huidige kustlijn door het hele profiel (samenhangend geheel van profielvorm en hierin aanwezige constructies) op te schuiven. Dit betreft een zogenaamde *harde* oplossing.

Zacht – zonder (extra) constructie

Het op een zachte wijze uitbouwen van de kust lijkt in principe goedkoop. De consequentie is natuurlijk wel dat, door het veel minder tot niet meer efficiënt werken van de verschillende constructies, het netto transport zal toenemen en daarmee ook het zijwaartse verlies van sediment groter zal zijn. De benodigde onderhoudsinspanning zal dus per definitie hoger zijn dan de huidige. Ofschoon een deel van dit extra transport ten goede komen aan de BKL-zone in de aangrenzende, meer oostelijk gelegen kustvakken zal dit wel leiden tot afname van het aldaar benodigde onderhoud. Een ander deel van het suppletievolume 'verdwijnt' in het systeem en zal niet ten goede komen aan de kustlijnhandhaving elders. Het zand kan echter wel ten goede komen aan het zogenaamde kustfundament en wellicht op indirecte wijze alsnog bijdragen aan het kustonderhoud.

Het huidige onderhoud bedraagt orde $0,2 \text{ Mm}^3/\text{jaar}$ waarvan $0,1 \text{ Mm}^3/\text{jaar}$ voor het centrale deel. Dit onderhoud zal (bij geforceerde instandhouding van de uitbouw) toenemen. Het verlies is enigszins afhankelijk van de grootte van de uitbouw, maar vooral van de vormgeving van de overgang naar de thans aanwezige kustlijnligging. Ter plaatse van de met name de oostelijke overgang is immers per definitie sprake van een extra groot netto sedimenttransport. Dit zal vragen om een extra suppletieinspanning op met name de hoek van de uitbouw. Initieel kunnen deze verliezen behoorlijk oplopen. Wel is het daarbij zo dat het extra suppleren van het centrale, uitgebouwde deel van de kust geleidelijk zal leiden tot een situatie waarbij de transportgradiënten minder geprononceerd worden en er dus minder onderhoud nodig zal zijn. Bovendien zal al het extra toegevoegde materiaal ten goede komen aan de rest van het kustvak, waar dus weer minder gesuppleerd hoeft te worden.

Feitelijk is op dit erosieve kustvak alleen de extra suppletiebehoefte van belang. Uit verkennende berekeningen (zie volgende hoofdstuk voor meer details) blijkt dat deze orde $0,1 \text{ Mm}^3/\text{jaar}$ (bij een beperkte uitbouw) tot $0,2 \text{ Mm}^3/\text{jaar}$ (bij een grotere uitbouw) bedraagt. Een en ander is echter wel sterk afhankelijk van de beschouwde periode.

Conclusie: Door het wijzigen van de belijning van de kustlijn zal het transportpatroon wijzigen waardoor er extra gradiënten in het transport aanwezig zullen zijn.

Hard – met (extra) constructie

In het geval van een harde oplossing en het opschuiven van het totale dwarsprofiel is er morfologisch gezien weinig verschil met de huidige situatie.

De verliezen zijn hoogstens iets groter dan de huidige waarden in verband met iets grotere zeewaartse verliezen. Indien echter de schijf-aanvulling tot orde NAP-10 m (zijnde de overgang tot het vlakke voorland) wordt doorgezet is dit veel minder tot niet aan de orde.

In een basisvariant kunnen in deze optie alle thans aanwezige strandhoofden opgehoogd en in zeewaartse richting uitgebreid. In plaats het aanpassen van alle aanwezige constructies is het ook mogelijk om slechts een beperkt aantal constructies aan te pakken. De blokkade van het transport kan initieel aanleiding geven tot enige extra erosie in het oostelijke kustdeel. Dit lijkt in dit specifieke geval minder erg daar in dit gebied juist een landwaartse verlegging van de waterkering is voorzien.

In de stabiele eindsituatie zal overigens het jaarlijkse verlies weer langzaam terugkeren naar de thans ook aanwezige ($0,1$ tot) $0,2$ miljoen m^3 per jaar. De kust ligt dan alleen op de gewenste afstand verder zeewaarts. Initieel zal er, afhankelijk van de gekozen belijning en de positie van de aangepaste BKL, nog veel extra onderhoud nodig kunnen

zijn. Dit beginverlies kan echter significant worden beperkt door het aanleggen van een reeds zoveel mogelijk stabiele vormgeving.

Hierbij moet overigens worden opgemerkt dat de uitbouw van relatief korte dammen op deze locatie geen aanleiding geeft tot een zeer omvangrijke beïnvloeding van het morfologische systeem. Indien er bijvoorbeeld sprake zou zijn van de aanwezigheid van een stroomvoerende geul, dan zou het uitbouwen van constructies kunnen leiden tot een extra stroomcontractie en allerlei ongewenste neveneffecten (verdiepingen bij de hoofden van de dwarsdammen). In een dergelijke situatie verdient een harde oplossing dan ook zeker niet de voorkeur [Alkyon, 2005]. Gezien de vormgeving van de aanwezige vooroever en het ontbreken van een echte geul speelt dit bezwaar hier echter in veel mindere mate en blijft een oplossing met verlengde strandhoofden dan ook expliciet in beeld.

Voor het verkrijgen van een situatie met slechts marginaal onderhoud op het kustvak Cadzand-Bad zijn veel zwaardere en vooral langere constructies (omvangrijke dammen) nodig. Deze grijpen zeer fundamenteel in in het morfologische systeem en moeten dan ook als niet haalbaar/ongewenst worden aangemerkt.

Een verdere uitwerking kan pas aan de hand van een meer gedetailleerde morfologische studie worden geformuleerd. Niet alleen de eindsituatie maar ook de fasering van de werkzaamheden (wat, waar, wanneer en in welke volgorde) speelt dan een rol.

Nadere kwantificering en afweging

Het feit dat er bij de zachte optie geen constructies behoeven te worden aangelegd maakt dat de keuze voor deze optie wellicht meer voor de hand ligt.

Voor het betrokken (vrij geprononceerd gelegen) kustvak betekent dit echter een toename van de verliezen en daarmee ook een negatieve beïnvloeding van de aanzanding van de Verdronken Zwarte Polder. De aanzanding neemt hier immers toe.

Het ondersteunen van de uitbouw met enkele constructies is initieel duurder, maar levert op termijn wellicht voordelen op en kan een gunstig effect hebben op de naastliggende kustvakken. Er is dan immers sprake van een verminderde zandaanvoer naar deze kustvakken. Daar de waterkering in het aanliggende oostelijke kustvak naar achteren wordt verlegd is erosie hier een minder groot probleem.

Voor het daadwerkelijk meer gedetailleerd in kaart brengen van de effecten van de beide uitvoeringsvarianten is een op de lokale situatie toegespitst morfologisch model operationeel gemaakt. De voorliggende situatie met een groot getijverschil en gedeeltelijk inactieve constructies is immers relatief complex.

De nadere uitwerking van deze modellering is gegeven in de volgende hoofdstukken.

7 Morfologisch model Zwin-Nieuwesluis

7.1 Inleiding

Uit de eerdere morfologische analyses komt naar voren dat er voor het traject Zwin – Nieuwesluis behoefte bestaat aan een meer kwantitatieve uitwerking van het met de verschillende varianten samenhangende kustonderhoud.⁷⁾ Hiertoe is gebruik gemaakt van een morfologisch model concept, het zogenaamde PONTOS-model.

In het volgende komen, na een korte toelichting op het modelconcept, achtereenvolgens aan de orde:

- Uitgangspunten en aanpak;
- Definitie modelopzet
- Specificatie gebruikte invoer;
- De afregeling en validatie van het model;
- Procedure voorspellingen.

De resultaten van de relevante berekeningen komen vervolgens in het volgende hoofdstuk aan de orde.

7.2 Het gebruikte rekenmodel: PONTOS

7.2.1 Het ontwikkeltraject

In opdracht van RWS/RIKZ wordt sinds 1996 in een aantal etappes gewerkt aan de ontwikkeling van een grootschalig morfologisch model voor de Nederlandse Noordzeekust (zie o.a. [Alkyon/WL, 1998], [Alkyon/WL, 1999] en [Alkyon/WL, 2004a/b]). Dit zogenaamde PONTOS-model is geschikt om de ontwikkeling van de kust voor verschillende klimaat- en managementscenario's te simuleren. Op basis hiervan kan onder andere een inschatting worden verkregen omtrent het op termijn benodigde kustonderhoud.

7.2.2 Beschikbare versies

In een eerste versie van het PONTOS-model was het alleen mogelijk om een ononderbroken kustlijn te simuleren. Interacties met bijvoorbeeld zeegaten (en de daaraan gerelateerde delta's) waren daarbij nog niet mogelijk.

In een latere versie van dit PONTOS-model (versie 2.0) maakte ook de ontwikkeling van de onderbroken kust en de achtergelegen getijdebekkens onderdeel uit van de modelering. Voor een meer gedetailleerde beschrijving van dit laatste PONTOS/ASMITA-model kan worden verwezen naar de betreffende onderzoeksrapportage [Alkyon/WL, 2004a].

De toepassing van dit model heeft zich in het kader van deze laatste studie gericht op de Nederlandse Noordzeekust. De kustlijn tussen Cadzand en Rottumerplaat is hierbij gesimuleerd binnen één applicatie. Deze applicatie binnen het PONTOS-model is het zogenaamde NL-KUST-model. Deze toepassing is uitgebreid beschreven in deel 2 van het betreffende onderzoeksrapport [Alkyon/WL, 2004b].

⁷⁾ In eerste instantie had dit morfologische model alleen betrekking op de kuststrook bij Cadzand-Bad. In een later stadium is alsnog besloten om het model in oostelijke zin uit te breiden tot iets oostelijk van Nieuwesluis.

Bij de thans met dit model uitgevoerde simulaties gaat de aandacht vooralsnog uit naar de ontwikkelingen op een termijn van 50 jaar. In een recent opgestarte studie worden nu ook de grootschalige ontwikkelingen op veel langere termijn (tot zelfs 200 jaar) in beschouwing genomen [Alkyon/WL, 2006]. Naast het reguliere onderhoud van de kustlijn, kunnen met deze laatste versie van het model (versie 2.2) ook zogenaamde systeemsuppleties worden gekwantificeerd. Deze suppleties hebben ten doel de hoeveelheid zand binnen het kustfundament in stand te houden.

Binnen het voorliggende onderzoek wordt gebruik gemaakt van de functionaliteit van versie 2.2 van het rekenmodel. Binnen deze versie van het model is ook het zogenaamde BKL-onderhoud geïmplementeerd. Hier komen we later nog uitgebreider terug.

7.2.3 Geschiktheid model

De thans voorliggende vraagstelling laat het gebruik van het PONTOS-rekenmodel toe. Er moet immers worden gewerkt aan een beoordeling van verschillende varianten waarin ook de samenhang tussen de lokale oplossingen op de grotere schalen tot uitdrukking moet komen. Voor wat betreft de ruimteschaal moet daarbij nu dus worden ingezoomd op het kustdeel rond Cadzand-Bad.

Afregeling

In afwijking tot andere (plan)studies kan hierbij niet meer worden gewerkt met de afregeling van de zogenaamde NL-KUST-toepassing van het model. Het model zal dus specifiek voor deze situatie moeten worden afgeregeld. Op deze specifieke afregeling wordt verderop nog uitgebreider teruggekomen.

Dwars- en langstransporten

In het PONTOS-model is zowel het dwarstransport als het langtransport op een zo goed mogelijke wijze gemodelleerd. Het netto dwarstransport is daarbij zodanig afgeregeld dat er sprake is van een dynamisch stabiele situatie. Door het aanbrengen van extra materiaal in de bovenzijde van het dwarsprofiel (door bijvoorbeeld suppleties), zal er daarmee automatisch een extra aandrijving plaatsvinden van het netto zeewaarts gerichte dwarstransport. Als gevolg hiervan zal een deel van het extra aangebrachte materiaal dus door een combinatie van langs- en dwarsgradiënten uit het bovenste deel van het kustprofiel verdwijnen. De verdeling over beide componenten is van een veelheid van factoren afhankelijk. Nadere analyse van een aantal (in een ander kader) uitgevoerde simulaties laat zien dat de netto verliezen in hoofdzaak in kustlangse richting plaatsvinden. Het aandeel van het dwarsverlies is orde 1/10 tot 1/4 van het totale verlies, dit afhankelijk van de beschouwde situatie.

Zeespiegelstijging

Omdat zowel het dwarstransport als het langtransport gemodelleerd zijn, zal het stijgen van de waterspiegel automatisch leiden tot een, relatief ten opzichte van de waterstand, gewijzigd dwarsprofiel. Het dwarstransport zal uiteindelijk willen resulteren in een herstel van de initiële stabiele profielvorm. Om deze profielvorm op de plaats te houden (en dus geen kustachteruitgang te laten plaatsvinden) zal er in het model automatisch extra materiaal worden gesuppleerd. Dit laatste deel van het suppletievolumen maakt daarmee dus expliciet onderdeel uit van de modellering.

Verfijnd rekenmodel in het interessegebied

De in het kader van de voorliggende beoordeling gebruikte kustlijnschematisatie heeft betrekking op de westkust van Zeeuwsch-Vlaanderen. Hierbij is gebruik gemaakt van een relatief fijn rekengrid. Een dergelijke verfijning van de toepassing is ook toegepast voor de morfologische beoordeling van de basisvarianten voor de zwakke schakels in Noord-Holland [Alkyon, 2005a]. Op basis hiervan werd geconstateerd dat het model ook op een meer kleinere schaal zinvolle resultaten kan opleveren.

De ervaring met PONTOS is ruimer dan alleen Noord-Holland. Ook is het model o.a. toegepast voor het Hollandse Kust waarbij specifiek is gekeken naar de ontwikkeling bij de dammen bij IJmuiden. Ook hierbij bleek dat de ontwikkeling van de lokale kustlijn gesimuleerd (1970 → 1990 en 1990 → 2003).

De hierbij verkregen resultaten waren vergelijkbaar met de waargenomen ontwikkeling van de beide kustbogen. Het effect van havendammen lijkt derhalve voldoende betrouwbaar in het rekenmodel te zijn ingebouwd.

7.2.4 Gebruik van het model in de praktijk

Binnen het meerlijnenmodel wordt de grootte van het sedimenttransport als functie van een grote hoeveelheid combinaties van waterstands-, stroom- en golfcondities voor elke kustzone apart (duin, strand, vooroever, ...) gekwantificeerd en wordt bovendien rekening gehouden met de interne uitwisseling (het dwarstransport) tussen de verschillende zones.

Deze zones worden in het model gerepresenteerd door verschillende kustlijnen. De Y_T -lijn heeft hierbij bijvoorbeeld betrekking op de zogenaamde strandlaag welke de hoeveelheid zand tussen de NAP-2 m en de NAP+3 m representeert. De definitie van de modellagen, Y_0 t/m Y_4 , hangt samen met de definitie van het modelconcept. De BKL-laag valt hiermee dus per definitie niet mee samen. Bovendien schuift het BKL-venster met de gemiddelde waterstand mee omhoog. Het effect van het op verschillende wijzen uitvoeren van de onderhoudssuppleties is overigens uitgebreider onderzocht in een recent in kader van RWS/DGW uitgevoerde studie. Hieruit komt naar voren dat de positie van de kustlijn het beste kan worden onderhouden door het potentieel volumetekort aan te vullen in de Y_T -laag.

Naast de al eerder genoemde klimaatscenario's (zeespiegelstijging, mutaties in het golfklimaat) kunnen met het model ook de effecten van suppleties worden gesimuleerd. Verder is het mogelijk om, gegeven een bepaalde ligging van de basiskustlijn (de BKL), het op termijn benodigde kustonderhoud in plaats en tijd uit te rekenen.

Binnen de huidige toepassing wordt alleen het effect van een geleidelijke zeespiegelstijging in rekening gebracht (0,60 m per eeuw ofwel 0,30 m in 50 jaar).

Kwantificering kustlijnonderhoud

Het benodigde kustonderhoud wordt in versie 2.2 van het rekenmodel bepaald door de berekende ontwikkeling van de eerder genoemde MCL-laag te vergelijken met een te definiëren kritieke waarde. Op het moment dat deze kritieke waarde wordt overschreden wordt binnen het rekenmodel overgegaan tot een automatische aanvulling van de Y_T -laag. Het in plaats en tijd bijhouden van deze door het rekenmodel gegenereerde aanvullingen levert de gezochte kwantificering van het kustlijnonderhoud.

7.2.5 Betrouwbaarheid van de modelresultaten

Teneinde de betrouwbaarheid van de verkregen resultaten en met name de berekende onderhoudscijfers te vergroten zal overigens wel een vergelijking worden gemaakt met de omvang van het in het verleden uitgevoerde onderhoud. Hieruit volgt mogelijk nog een maat voor de mogelijke systematische fout in de berekende waarden.

Overigens moet met enige nadruk worden opgemerkt dat de hier gepresenteerde onderhoudscijfers primair bedoeld zijn voor *de onderlinge vergelijking* van de varianten. Hieruit zal dus blijken in hoeverre er sprake is van een significant verschil tussen het met de verschillende varianten samenhangende kustonderhoud.

Teneinde de effecten van de gehanteerde schematisatie in kaart te brengen zijn in aanvulling op de hier gepresenteerde resultaten ook berekeningen uitgevoerd met enigszins afwijkende schematisaties. Op basis van deze aanvullende resultaten werd geconcludeerd dat een afwijkende schematisatie in ieder geval niet leidt tot andere conclusies ten aanzien van de relatieve effecten van de verschillende varianten.

7.3 Modelopzet en aanpak

7.3.1 Opzet rekenmodel

In de figuren 7.1 tot en met 7.3 is een overzicht gegeven van het voor deze toepassing gehanteerde rekenmodel.

Figuur 7.1 geeft hierbij een overzicht van het gehanteerde modelsysteem. De X-as van het rekenmodel staat hierbij onder een hoek van $21,8^\circ$, overeenkomend met een tangens van $2/5$. Deze volgt hierbij de globale kustlijn van West-Zeeuwsch-Vlaanderen. Het nulpunt van het assenstelsel valt hierbij samen met de X,Y-coördinaat (10.000, 376.000) ten opzichte van Parijs. In de figuur is de omvang van de in figuur 7.2 gepresenteerde uitsnede gegeven.

In deze figuur is naast een groot aantal laagposities ook de locatie van het relevante deel van het rekenmodel gegeven. De gepresenteerde Y-waarden hebben betrekking op de binnen het rekenmodel gebruikte rekenlagen. De Y_4 (zie figuur) heeft daarbij betrekking op de dieptezone tussen NAP-13 m en NAP-20 m en representeert daarbij globaal de 16 m dieptelijn. Meer relevant zijn de Y_0 , Y_1 en Y_2 -laag, welke grofstoffelijk gerelateerd zijn aan respectievelijk de positie van het duinfront (boven NAP +3 m), de waterlijn en de 5 m dieptelijn.

Uit de figuur blijkt overigens ook dat de positie van de diepere lagen (de Y_3 maar met name de Y_4 -laag) niet altijd te bepalen is. Deze ligt dan erg ver zeewaarts daarmee leidend tot een discontinuïteit in de laagposities.

In aanvulling op deze figuur is in figuur 7.3 het interessegebied gegeven met een topgrafische achtergrond.

7.3.2 Toekomstige ontwikkelingen: zeespiegelstijging

De uit te voeren berekeningen hebben betrekking op een tijdsperiode van 50 jaar. Hierbij is een zeespiegelstijging volgens het zogenaamde middenscenario in rekening gebracht. De gemiddelde waterstand neemt hierbij dus met 0,30 m toe.

7.3.3 Kustlijnonderhoud: handhaving/vaststelling van BKL

Er is momenteel een langjarig beleid met betrekking tot het onderhoud van de Nederlandse Kust. In 1990 is het principe voor de zogenaamde BasisKustLijn (BKL) vastgesteld. Dit is de positie van de kustlijn die minimaal door het Rijk gehandhaafd dient te worden. Met andere woorden: wanneer de Momentane KustLijn (MKL) landwaarts van de BKL ligt (of dreigt te komen), dient een onderhoudssuppletie te worden uitgevoerd. In de

Na implementatie van versterkingsmaatregelen (meer zand in het strandprofiel), zal de vooruitgeschoven kust ook onderhouden moeten worden. De huidige positie van de BKL ligt (ver) landwaarts ten opzichte van de vooruitgeschoven kust. Herdefiniëring van de BKL is daarbij dus noodzakelijk.

7.4 Definitie modelinvoer

7.4.1 Algemeen

In navolging op de algemene aanpak ten aanzien van de opzet van het model is in het volgende een nadere toelichting gegeven op de meer specifieke modelinvoer. Daarbij komen achtereenvolgens aan de orde:

- De referentielijn;
- De laagposities;
- Het duinhoogte;
- De constructies;
- Het golf- en getijklimaat;
- De klimaatmutaties;
- Het kustonderhoud.

7.4.2 Referentielijn

In het model is gebruik gemaakt van de zogenaamde PONTOS-referentielijn (zie ook figuur 7.1). In tabel 7.1 is ter informatie, voor een aantal locaties, de relatie gegeven tussen de normale RSP-raaien en de locatie op het PONTOS-grid.

RSP-raai	Model-locatie [km]
4.13	15.226
4.96	14.464
6.02	13.368
7.05	12.337
7.91	11.495
9.03	10.309
9.85	9.614
10.46	9.036
11.62	7.876
12.82	6.672
13.63	5.861
14.12	5.398

Tabel 7.1: Relatie tussen RSP-raaien en locatie op het PONTOS-grid voor een aantal JARKUS-raaien.

7.4.3 Laagposities

De positie van de individuele laagposities is bepaald door voor elk van de relevante JARKUS-profielen de hoeveelheid materiaal tussen de laagbegrenzings uit te rekenen.

Op basis hiervan is de karakteristieke laagpositie binnen de JARKUS-raai bepaald. De hiertoe gebruikte (standaard) laagbegrenzingsen zijn gegeven in tabel 7.2.

Laagaanduiding	Niveau [m t.o.v. NAP]	Opmerkingen
Y0 - Duinlaag	$Z > 3$	Variaerend duinniveau
Y1 - Strandlaag	$-2 < Z < +3$	
Y2 - Brekerzone	$-7 < Z < -2$	
Y3 - Vooroever	$-13 < Z < -7$	
Y4 - Diepe vooroever	$-20 < Z < -13$	Hier niet relevant

Tabel 7.2: Overzicht gehanteerde modellagen.

Per JARKUS-profiel en laag levert dit dus een zekere positie op uit de RSP-lijn. Na omzetting naar een (X,Y) coördinaat is dit laatste resultaat vervolgens geconverteerd naar een positie in het gehanteerde PONTOS-referentiesysteem.

Deze bewerking is uitgevoerd voor een aantal opnamejaren, te weten:

- JARKUS-opname 1990 als maat voor de bodemligging van (begin) 1991;
- JARKUS-opname 2000 als maat voor de bodemligging van (begin) 2001;
- JARKUS-opname 2005 als maat voor de bodemligging van (begin) 2006.

Het resultaat van deze bewerkingen is gegeven in figuur 7.4a/c. De modelschematisatie volgt hierbij de op deze wijze afgeleide laagposities.

Duidelijk mag zijn dat de vaststelling van de diepste Y_4 -laag problematisch is. In deze applicatie is deze laag dan ook buiten beschouwing gelaten. Dit is bereikt door deze enerzijds voldoende ver weg te leggen (gekozen is een vaste positie op 2.000 m uit de referentielijn) en bovendien de dwarsuitwisseling met deze laag 'uit te zetten'. Als gevolg hiervan blijven de morfologische ontwikkelingen beperkt tot mutaties binnen de bovenste 4 modellagen.

7.4.4 Duinniveau

In het model wordt gewerkt met een aantal vaste laagbegrenzingsen (zie tabel 7.2). Alleen de bovenbegrenzing van de duinlaag is afhankelijk van de lokale positie. De gehanteerde, geschematiseerde langsverdeling van dit niveau is gegeven in figuur 7.5.

7.4.5 Constructies: strekdammen en dijken

Op het betreffende traject bevinden zich een grote hoeveelheid strekdammen, dit zowel in de vorm van paalrijen als echte dichte strekdammen.

Ten aanzien van de paalrijen is in het model alleen het effect van de lager gelegen fundatie (kopbestorting) meegenomen. De paalrijen zelf hebben immers slechts een zeer beperkte invloed op de morfologie; de positie en niveau van de verdedigde koppen des te meer.

Voor een aantal andere dammen (waaronder de dammen bij de uitwateringssluis) is wel gewerkt met een relatief hoog niveau van de constructie.

De positie van de (kop van de) dammen is bepaald aan de hand van de topografische kaart met de in figuur 7.6 gegeven schematisatie als resultaat. Voor het niveau van de strekdammen met de paalrijen is in het model gebruik gemaakt van een niveau van NAP+1 m. Voor de andere dichte dammen is een niveau van NAP+3 m aangehouden. In

het laatste geval is er altijd sprake van een volledige blokkade van het langstransport. In het eerste geval is dit slechts het geval bij de lagere waterstanden.

7.4.6 Golf- en getijklimaat

Gezien de beperkte omvang van het beschouwde gebied mag worden verwacht dat de gradiënten in het langstransport (welke leiden tot de aanwezige aanzandings- en erosiepatronen), voornamelijk worden bepaald door de lokale kustlijnoriëntatie en de effecten van de aanwezige constructies.

Mede daarom is ook gekozen voor een zo goed mogelijke algemene karakterisering van het hydraulische klimaat ter plaatse van het midden van het beschouwde traject. Hierbij is, conform de opzet van het rekenmodel, onderscheid gemaakt tussen het golfklimaat en het getijklimaat.

Golfklimaat

Voor het karakteriseren van het golfklimaat is gebruik gemaakt van een via het SWAN-model geproduceerde vertaling van de bij offshore meetstations beschikbare golfinformatie. Uiteindelijk levert dit een tabel waarin voor een groot aantal golfhoogteklassen de kans van voorkomen per windrichting is gegeven. Deze tabel is vervolgens voor de relevante golfrichtingen omgezet naar een modelinvoer. Het resultaat (met 49 verschillende condities) laat zien dat er een zeer grote spreiding in de golfrichtingen aanwezig is; zowel golfaanval uit westelijke als oostelijke richtingen. Voor de modelapplicatie is dit klimaat vertaald naar een wat simpeler klimaat met gelijkwaardige eigenschappen, dat wil zeggen eenzelfde zogenaamde S-phi-kromme. Een dergelijke S-phi-curve geeft de relatie tussen het golfgedreven langstransport en de hoek van golfinval.

Het rekenklimaat (bestaande uit 13 verschillende condities) is daarbij dus zodanig gekozen dat zowel de doorsnijding van de S-phi-curve met de nul-as (de evenwichtsoriëntatie van de kustlijn) als de helling van de S-phi-curve (de mutatie in het transport bij een verandering van de kustoriëntatie) overeenkwamen met dat van het meer uitgebreide golfklimaat.

Zowel de helling van deze curve (een maat voor de grootte van de golfaanval) als de evenwichtshoek zijn overigens in de calibratiefase gebruikt voor het afregelen van het rekenmodel.

Horizontaal en verticaal getij

Voor de karakterisering van het getijklimaat is gebruik gemaakt van een uit een andere studie afkomstig modelresultaat. Meer specifiek gaat het daarbij om een (op een bepaalde waterdiepte; in dit geval 11,5 m) gecombineerd verloop van de (verticale) waterstand en de (horizontale) langsstroomsnelheid. Dit signaal is vervolgens omgezet naar een 12-tal combinaties van waterstand en langsstroom.

De waterstand varieert hierbij tussen NAP-1,89 m en NAP+1,92 m (een getijslag van orde 4 m). De stroomsnelheid van -0,78 m/s westwaarts tot +0,93 m/s oostwaarts (netto drift 0,02 m/s oostwaarts).

Combinatie van het golfklimaat en het getijklimaat leidt tot 13 maal 12 is 156 verschillende condities.

7.4.7 Klimaatmutaties

Zoals reeds eerder vermeld is het voor het effect van de zeespiegelstijging een geleidelijke toename van de gemiddelde waterstand van 0,30 m in 50 jaar in rekening gebracht.

7.4.8 Kustonderhoud

Bij de afregeling van het rekenmodel is ook rekening gehouden met het in de periode 1991 t/m 2005 uitgevoerde kustonderhoud. Hiertoe zijn de in het kustvak uitgevoerde suppleties als invoer in het model opgenomen. Hierbij is verondersteld dat de suppletie steeds in het tweede kwartaal van het jaar zijn uitgevoerd.

Uiteindelijk levert dit voor de beschouwde intervallen (1991 → 2001 en 2001 → 2006) een langsverdeling op van de suppletieinspanning. Figuur 7.7 geeft deze grafisch weer. In de gesuppleerde kustvakken bedraagt het gemiddelde onderhoud in de huidige situatie blijkbaar tussen de 30 en 50 m³/m¹/jaar.

De toekomstige onderhoudsbehoefte is vastgesteld door het definiëren van een kritieke rekenwaarde van de momentane kustlijnpositie (vergelijkbaar met de BKL). Bij het onderschrijden van deze positie wordt er in het model overgegaan tot het uitvoeren van een aanvulling.

7.5 De afregeling van het model

7.5.1 Algemeen

Bij het afregelen van het rekenmodel voor de huidige applicatie zijn twee opeenvolgende stappen onderscheiden, te weten een afregeling op de grootte van het dwars-transport en een afregeling op de grootte van het langstransport.

7.5.2 Dwarstransport

Uit de eerdere analyses kwam reeds naar voren dat het kustprofiel in de centrale secties van de kustvakken als dynamisch stabiel kon worden aangemerkt. Dit gegeven is dan ook gebruikt om het dwarstransportproces zodanig af te regelen dat deze situatie ook in het model wordt weergegeven.

Hiertoe is gebruik gemaakt van een speciale afregelprocedure die er op neer komt dat voor de initiële berekeningen (de 1991, 2001 en 2006-situatie) het bij het golfklimaat behorende evenwichtsprofiel wordt uitgerekend. Feitelijk volgt hierbij dus uit het rekenmodel een stabiele eindsituatie waarbij de afstand tussen de verschillende modellen zodanig is dat er netto geen dwarstransport aanwezig is.

Deze per individuele laag berekende afstand is vervolgens vergeleken met de daadwerkelijk aanwezige verschilafstand. Op basis van deze vergelijking is een maat voor de correctie van de berekende afstand vastgesteld.

Bij toepassing van deze correctie, of feitelijk calibratie, zijn deze dwarsprofielen dus ook in het rekenmodel in evenwicht.

In figuur 7.8 is een en ander geïllustreerd aan de hand van het dwarstransport door de NAP-2m contour. Van belang is hierbij de afstand tussen de Y₂- en de Y₁-laag. De middelste figuur geeft hiervan een overzicht. Hierin is ook de veronderstelde evenwichtsafstand aangegeven (160 tot 185 m). Afregeling op deze evenwichtsafstand leidt tot de in de onderste figuur aangegeven dwarstransporten. Ter plaatse van de flauwere dwarsprofielen (o.a. ter plaatse van de Verdronken Zwarte Polder) is er nu

sprake van een netto landwaarts transport. Netto zeewaarts transport wordt gevonden ter plaatse van de kustsecties met relatief steile dwarsprofielen. Op een soortgelijke wijze zijn ook de dwarstransporten op de andere niveaus afgeregeld.

7.5.3 Langtransport en kustonderhoud

Gegeven de gepresenteerde afregeling van het dwarstransport is vervolgens het langtransport nader geanalyseerd. Vergelijkbaar met de uitwerking voor het dwarstransport is ook hier gekeken naar het effect op de morfologische ontwikkeling.

Als maat voor deze ontwikkeling is hierbij gebruik gemaakt van de zogenaamde MKL-positie. Deze is, voor een gegeven omvang van de BKL-laag (hier gedefinieerd tussen NAP-6,8 m en NAP+3,0 m) en de eerder vastgestelde laagposities, berekend voor zowel de 1991-, de 2001- als de 2006-situatie.

Uit deze waarden is ook de mutatie in de MKL-positie af te leiden. Deze (feitelijk gemeten) mutatie is vervolgens vergeleken met de berekende mutatie zoals deze volgt uit een toepassing van het rekenmodel voor de perioden 1991 → 2001, 2001 → 2006 alsmede 1991 → 2006.

Voor de afregeling is hierbij gekeken naar de instelling voor de volgende parameters:

- De grootte van het golfgedreven langtransport (relatieve calibratiefactor op het transport);
- De evenwichtshoek (absolute correctie op de hoek van golfival);
- Het niveau en de effectiviteit van de strekdammen (paalrijen).

Uit de uitgevoerde simulaties kwam naar voren dat de MKL-ontwikkeling in grote mate wordt beïnvloed door het uitgevoerde kustonderhoud.

De uiteindelijke kwaliteit van de afregeling is dan ook primair bepaald door het modelresultaat voor wat betreft het berekende onderhoud te vergelijken met het daadwerkelijk uitgevoerde kustonderhoud.

Hiertoe is voor de 2006-situatie het toekomstige onderhoud voor de referentie situatie vergeleken met het gemiddeld uitgevoerde onderhoud.

Het resultaat hiervan is gegeven in figuur 7.9. Voor deze figuur is overigens gebruik gemaakt van vakgemiddelde waarden. De hierbij gehanteerde vakbegrenzungen zijn ook in de figuur aangegeven.

Uit de figuur blijkt dat het berekende kustonderhoud in dezelfde orde van grootte is als het tot op heden uitgevoerde onderhoud. Ook de ruimtelijke verdeling van de onderhoudsinspanning wordt goed door het model gepresenteerd. Mede op basis hiervan kan geconcludeerd worden dat de voorliggende afregeling van het model een goed uitgangspunt vormt voor het doorrekenen van de consequenties van verschillende ingrepen.

7.6 Voorspellingen

In deze morfologische studie is het relatieve effect van de verschillende basisvarianten in kaart gebracht door het berekende benodigde kustonderhoud voor deze varianten te vergelijken met de grootte van het onderhoud voor de referentie-situatie.



Centraal staan daarbij de per variant te gebruiken schematisatie (als onderscheidende invoer) en de grootte van het berekende kustonderhoud (als onderscheidende uitvoer). Deze uitwerking komt in de volgende paragraaf uitgebreider aan de orde.

In figuur 7.10 is tenslotte ter illustratie nog een screendump gegeven van het gehanteerde rekenmodel. Hierin is het effect van de aanwezige constructies duidelijk herkenbaar.

8 Resultaten morfologisch model en analyses

8.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zijn de relevante resultaten van de uitgevoerde berekeningen gepresenteerd. Deze berekeningen hebben betrekking op het gebiedsdeel van de oostelijke begrenzing van het Zwin (rond km raai 15) tot iets oostelijk van Nieuwesluis (km raai 4). In het totaal betreft dit een gemodelleerde kuststrook van 10,75 km.

Voor de andere interessegebieden (zoals Breskens-Oost en Breskens-Veste) is geen morfologisch model opgetuigd. Conclusies ten aanzien van morfologische ontwikkelingen zijn in deze laatste gevallen gebaseerd op de aanvullende beschouwingen en 'expert-judgement'. Deze komen in de laatste paragraaf van dit hoofdstuk aan de orde.

Ten aanzien van de resultaten van het in het vorige hoofdstuk beschreven morfologische model zijn in het volgende twee verschillende soorten berekeningen onderscheiden, te weten:

- Berekeningen gericht op de verschillen tussen de MER-alternatieven;
- Berekeningen ten behoeve van de voorkeursvariant (versterkingsplan).

In de eerste serie gaat het om de resultaten van de vergelijkende berekeningen gericht op het inzichtelijk maken van de verschillen tussen de onderscheiden zeewaartse hoofdvarianten. Deze informatie is met name van belang voor de selectie van het voorkeursalternatief.

In de tweede serie is, met een meer in detail afgeregelde versie van het rekenmodel, een serie detailberekeningen uitgevoerd gericht op de nadere detaillering van het voorkeursalternatief.

8.2 Beschouwde varianten t.b.v. MER-studie

8.2.1 Referentiesituatie

Voor de referentiesituatie is uitgegaan van de huidige bodemligging. In modeltermen betreft dit dus de positie van de dieptelijnen welke gebaseerd is op de JARKUS-informatie uit 2005. Deze situatie wordt aangeduid als "huidige situatie 2006".

Figuur 8.1 geeft deze uitgangssituatie weer. De bovenste afbeelding geeft hierbij een overzicht met een topografische kaart als ondergrond. De onderste figuur geeft de positie van de modellen Y_0 tot en met Y_3 . Ook de positie van de in rekening gebrachte constructies is hierbij aangegeven.

Verder is in deze figuur de begrenzing van de gehanteerde balansvakken weergegeven. In het totaal worden op het beschouwde gebied acht balansvakken onderscheiden. Deze balansvakken zijn met name bedoeld om de gedetailleerde resultaten van het rekenmodel te vertalen naar tijds- en vak-geïntegreerde grootheden. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan de grootte van de tijdsgemiddelde onderhoudsbehoefte uitgedrukt in $m^3/jaar$ per vak en per tijdsfase (bijvoorbeeld tussen 0 en 5 jaar na aanleg).

8.2.2 MER-varianten

Versterkingsalternatieven

Ten opzichte van deze referentiesituatie (de nul-variant) zijn een aantal versterkingsalternatieven onderscheiden.

Deze hebben (in toenemende mate van omvang) betrekking op:

- Versterkte duindijk;
- Maatwerk (bij Waterdunen);
- Zeewaarts duin (of deels zeewaarts in het geval van de Herdijkte Zwarte Polder);
- Zeewaarts met bouwzone (met name voor Cadzand-Bad).

Voor elk van deze alternatieven is sprake van een specifieke zeewaartse uitbouw per deeltraject. Hierbij kunnen de volgende zes deeltrajecten worden onderscheiden:

- Westelijk Zwin (zonder aanvullende versterkingen);
- Cadzand (met versterkingen voor km raai 12.14 – 13.35 of 13.63);
- Herdijkte Zwarte Polder (met versterkingen voor km raai 9.85 – 10.32);
- Verdronken Zwarte Polder (geen versterkingen voorzien);
- Groede (met versterkingen voor km raai 6.36 – 7.91);
- De aansluiting bij Nieuwvlietbad-Groede op Waterdunen;
- Waterdunen (met versterkingen voor km raai 4.61 – 5.58);

alsmede:

- Breskens-West (zonder aanvullende versterking)
- Breskens-Veste (met een versterkte dijk met 17 m zeewaartse uitbouw);
- Breskens-Oost (met verschillende varianten van zeewaartse uitbouw).

Deze laatste drie trajecten maken echter geen onderdeel uit van het morfologische model.

Door te rekenen varianten

Binnen het morfologische model moet dus onderscheid worden gemaakt tussen vier verschillende versterkingstrajecten, te weten:

- Cadzand (met versterkingen voor km raai 12.14 – 13.35 of 13.63);
- Herdijkte Zwarte Polder (met versterkingen voor km raai 9.85 – 10.32);
- Groede (met versterkingen voor km raai 6.36 – 7.91);
- De aansluiting bij Nieuwvlietbad-Groede op Waterdunen;
- Waterdunen (met versterkingen voor km raai 4.61 – 5.58);

Ten behoeve van de morfologische berekeningen zijn de verschillende combinaties van drie soorten versterkingen en deze vier versterkingsgebieden gecombineerd tot een drietal basisalternatieven, te weten alternatief A tot en met alternatief C.

Het idee hierachter is dat verwacht mag worden dat naast elkaar gelegen trajecten een vergelijkbare versterkingsoptie zullen hebben. Dit is met name van belang voor een meer extreme zeewaartse uitbouw. Het hiertoe benodigde extra onderhoud zal immers deels ten goede komen aan het naastgelegen kustvak.

Variant A is gedefinieerd als de combinatie waarbij voor de vier versterkingstrajecten de het versterkingsalternatief 'Versterkte duindijk' is aangebracht.

Variant B heeft betrekking op de combinatie van de vier zeewaartse oplossingen met een 'Zeewaarts duin'.

Variant C is overeenkomstig variant B, met dien verstande dat voor het versterkingstraject Cadzand het versterkingsalternatief 'Zeewaarts duin met bouwzone' is gebruikt.

Tabel 8.1 geeft een overzicht van de beschouwde varianten.

Variant	Aanduiding	Opmerkingen
0	Referentiesituatie	Huidige 2006-situatie
A	Versterkte duindijk	
B	Zeewaarts duin	
C	Zeewaarts duin met bouwzone	Afwijkend van variant B voor Cadzand-Bad

Tabel 8.1: Overzicht beschouwde varianten voor morfologische berekeningen.

8.2.3 Nadere definitie varianten

De in beschouwing te nemen varianten zijn beschouwd als mutaties op deze referentiesituatie.

De kustlijn wordt hierbij over een locatie- en versterkingsalternatief afhankelijke afstand ΔY in zeewaartse richting verplaatst. Omdat hierbij een nette verschuiving van het evenwichtsprofiel wordt nagestreefd, heeft deze verschuiving betrekking op alle lagen boven de NAP-7 m. In modeltermen schuiven daarmee zowel de duinlaag (Y_0), de strandlaag (Y_1) als de brekerzonelaag (Y_2) over deze afstand in zeewaartse richting.

In tabel 8.2 is een overzicht gegeven van de gehanteerde mutaties per deeltraject.

Variant	Cadzand	Herdijkte Zwarte Polder	Groede	Waterdunen
	Km 12.14 – 13.63	Km 9.85 – 10.32	Km 6.38 – 7.91	Km 4.61 – 5.58
	X = 5.85 – 7.35	X = 9.20 – 9.65	X = 11.50 – 13.05	X = 13.80 – 14.80
0	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.
A	0 tot 22 m	21 m	10 tot 35 m	0 tot 25 m
B (Bc)	0 tot 68 m	20 tot 40 m	30 tot 60 m	10 m
C (Cc)	10 tot 131 m	20 tot 40 m	30 tot 60 m	10 m

Tabel 8.2: Overzicht mutaties ten opzichte van referentievariant.

In deze tabel zijn de verschillende deeltrajecten zowel gespecificeerd aan de hand van de km raaien als de in het rekenmodel gehanteerde kilometrering (X-bereik).

In figuur 8.2 is een meer gedetailleerd langsverloop gegeven van deze mutaties.

Verschuiving BKL

Op basis van deze zeewaartse verschuiving van de kustlijn is ook de verschuiving van de modelrepresentant van de BKL in zeewaartse zin aangepast. Feitelijk betekent dit dus dat de vooruitgeschoven positie van de kustlijn ook zal leiden tot extra kustonderhoud.

Additionele constructies

In aanvulling op de aanpassingen van de kustlijn en de hiermee samenhangende zeewaartse verplaatsing van de BKL in het rekenmodel zijn er ook additionele constructies toegevoegd. De varianten waarbij deze constructies zijn meegenomen zijn respectievelijk aangeduid als variant Bc en variant Cc.

In zowel variant Bc als variant Cc is ter plaatse van de Herdijkte Zwarte Polder de oostelijke opsluitdam met 50 m verlengd en zanddicht gemaakt (verhoogd in het model). Hierdoor ontstaat een situatie waarbij de zeewaartse uitbouw zijdelings ('bovenstreams') wordt opgesloten.

Het effect hiervan is overigens dat er na realisatie van deze constructie de onderhoudsbehoefte hier verregaand zal reduceren.

8.3 Extra onderhoudsbehoeftes (t.b.v. MER)

8.3.1 Algemeen

Ten behoeve van de vergelijking tussen de verschillende alternatieven is de grootte van het extra benodigde onderhoud bepaald aan de hand van de verschillen tussen de berekende onderhoudsinspanningen.

De extra onderhoudsinspanning voor variant A volgt daarbij rechtstreeks uit het verschil tussen het onderhoud bij variant A en het onderhoud in het referentiegeval. Hierbij is dus steeds het verschil in de grootte van het berekende onderhoud in het betreffende balansvak in beschouwing genomen.

In het volgende worden de resultaten per versterkingsgebied besproken.

8.3.2 Versterkingen traject Cadzand-Bad

Bij Cadzand-Bad is onderscheid gemaakt tussen drie verschillende versterkingsalternatieven (zie ook figuur 8.2), te weten:

- Scenario A (versterkte duindijk) met maximaal 22 m verschuiving van het dwarsprofiel;
- Scenario B (optie zeewaarts) met een over maximaal 68 m verschoven dwarsprofiel;
- Scenario C (optie zeewaarts met bouwzone) met een over maximaal 131 m verschoven dwarsprofiel.

Zoals reeds eerder aangegeven is de omvang van het extra benodigde onderhoud bepaald aan de hand van het verschil in benodigd onderhoud met het referentiealternatief.

Hiertoe is voor de verschillende alternatieven het onderhoud in zowel het centrale vak (balansvak 2 direct oostelijk van de oostelijke opsluitdam) als de beide aanliggende vakken (balansvak 1 aan de westzijde en balansvak 3 aan de oostzijde) gekwantificeerd. Het controlevak omvat daarbij dus de balansvakken 1 t/m 3.

Zoals reeds aangegeven sluit het toekomstige onderhoud in de referentiesituatie goed aan bij de reeds gerealiseerde onderhoudsbehoefte. De onderhoudsbehoefte voor de overige scenario's is echter groter. De berekende omvang van het extra onderhoud is samengebracht in tabel 8.3.

Uit deze tabel blijkt (logischerwijze) dat de extra onderhoudsbehoefte toeneemt met een toenemende omvang van de uitbouw.

Tijdsinterval [jaren]	A	B	B
	Versterkte duindijk	Zeewaarts	Zeewaarts duinzone
	0 tot 22 m	0 tot 68 m	10 tot 131 m
0 - 5	10	40	60
5 - 10	5	15	30
10 - 15	5	10	25
15 - 20	5	10	20
20 - 25	0	5	15
25 - 35
35 - 50

 Tabel 8.3: Overzicht *extra* onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Cadzand-Bad.

De omvang van het extra kustlijnonderhoud bij een marginale uitbouw van 22 m (versterkte duindijk) is natuurlijk beperkt. Bij een zeewaartse uitbouw neemt het onderhoud significant toe, zeker bij de meer extreme variant. In het laatste geval verdubbelt het onderhoud ten opzichte van de huidige situatie.

Deze onderhoudscijfers kunnen door het aan de oostzijde opsluiten van het versterkingsgebied (door het verhogen/uitbouwen van een enkel strandhoofd) potentieel nog verder worden gereduceerd. Deze optie kan worden gezien als een nadere optimalisatie en is thans (in de MER-fase) nog niet verder uitgewerkt.

8.3.3 Versterkingen traject Herdijkte Zwarte Polder

Ter plaatse van de Herdijkte Zwarte Polder is sprake van een tweetal versterkingsalternatieven (zie ook figuur 8.2), te weten:

- Scenario A (versterkte duindijk) met 21 m verschuiving van het dwarsprofiel;
- Scenario B (en C; deze is overeenkomstig) met een over 20 tot 40 m verschoven dwarsprofiel (optie deels zeewaarts).

Indien er met het oog op zowel de beperking van het directe verlies van materiaal naar de Verdrongen Zwarte Polder, als de opsluiting van de zeewaartse uitbouw een opsluitconstructie (conform scenario Bc/Cc) wordt aangebracht zal zich in het betreffende gebied een min of meer stabiele kustboog ontwikkelen.

Op het moment dat deze boog zeewaarts ligt van de (verschoven) kritieke positie van de kustlijn, zal er geen noodzaak zijn tot het uitvoeren van aanvullend onderhoud. In de gevallen waarbij een dergelijke constructie ook in het model aangebracht wordt (door een combinatie van ophogen en verlengen van het meest oostelijk strandhoofd), is dan ook geen onderhoud op dit interval noodzakelijk.

Indien geen constructie wordt aangebracht neemt het onderhoud natuurlijk zeer significant toe, waarmee bovendien het gebied van de Verdrongen Zwarte Polder extra wordt belast.

8.3.4 Versterkingen traject Groede

Ter plaatse van de Groede is, oostelijk van het Kruishoofd, onderscheid gemaakt tussen een tweetal versterkingsalternatieven (zie ook figuur 8.2), te weten:

- Scenario A (versterkte duindijk) met 10 tot 35 m verschuiving van het aanwezige dwarsprofiel;
- Scenario B (en C; deze is overeenkomstig) met een over 30 tot 60 m verschoven dwarsprofiel (optie zeewaarts).

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen zijn samengebracht in tabel 8.4.

Tijdsinterval [jaren]	A	B (&C)
	Versterkte duindijk	Zeewaarts
	10 tot 35 m	30 tot 60 m
0 - 5	10	60
5 - 10	10	50
10 - 15	10	30
15 - 20	10	30
20 - 25	10	25
25 - 35
35 - 50

Tabel 8.4: Overzicht *extra* onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Groede.

Door het beperkt uitbouwen van de kustlijn aan de lijszijde van het kruishoofd ontstaat een min of meer continue *extra* onderhoudsbehoefte. Deze onderhoudsbehoefte meent sterk toe bij een ten opzichte van de kop van het Kruishoofd meer omvangrijke zee- waartse verschuiving van het dwarsprofiel. Voor het zeewaartse alternatief is de maximale uitbouw aansluitend op het Kruishoofd bijna twee maal zo groot (60 in plaats van 35 m), hetgeen (initieel maar ook op langere termijn) leidt tot een significante toename van het *extra* onderhoud.

Deze onderhoudscijfers kunnen door het aan de oostzijde opsluiten van het versterkingsgebied (door het verhogen/uitbouwen van een enkel strandhoofd) potentieel nog verder worden gereduceerd. Deze optie kan worden gezien als een nadere optimalisatie en is thans (in de MER-fase) nog niet verder uitgewerkt.

8.3.5 Versterkingen traject Waterdunen (west)

Bij Waterdunen is feitelijk sprake van een tweetal versterkingsalternatieven (zie ook figuur 8.2), te weten:

- Scenario A met lokaal (over orde 250 m) 25 m verschuiving van het dwarsprofiel;
- Scenario B (en C; deze is overeenkomstig) met over orde 800 m breedte 10 m verschuiving van het dwarsprofiel.

Feitelijk zijn beide ingrepen beperkt van omvang, iets wat ook naar voren komt uit de resultaten van de uitgevoerde berekeningen. Deze zijn samengebracht in tabel 8.5.

Tijdsinterval [jaren]	A	B (&C)
	Versterkte duindijk	Zeewaarts
	0 tot 25 m	10 m
0 - 5	5	5
5 - 10	1	2
10 - 15	0	0
15 - 20	0	0
20 - 25
25 - 35
35 - 50

Tabel 8.5: Overzicht *extra* onderhoud (in 1.000 m³/jaar) versterkingsopties Waterdunen.

Het initiële extra onderhoud is met name geconcentreerd rond de kopse einden van de aanvulling. Daar de versterking plaats vindt in een relatief goed opgesloten kustsectie zijn de onderhoudcijfers nauwelijks significant te noemen.

8.4 Nadere analyses en overwegingen

8.4.1 Morfologie niet gemodelleerde secties

Zoals al eerder aangegeven is alleen voor het westelijke deel van het Westkust van West Zeeuwsch-Vlaanderen een morfologisch model ingezet. Voor de overige kustdelen met zeewaartse varianten, te weten Breskens-Oost en Breskens-Veste zijn aanvullende beschouwingen gegeven.

Breskens-Oost

De situatie bij Breskens-Oost laat zich kenschetsen als een min of meer gesloten morfologische eenheid. Bij een geschikte vormgeving van de verschillende opsluitconstructies zal er feitelijk geen significant verlies van materiaal uit het kustvak optreden. In deze zin zal het verwachte onderhoud dus zeer beperkt zijn. De nadere detaillering van deze constructies maakt onderdeel uit van het versterkingsplan.

Breskens-Veste

Bij Breskens-Veste is zeer lokaal sprake van een beperkte zeewaartse verplaatsing van de voorzijde van de dijk. De morfologische consequenties van deze ingreep zijn beperkt. Enerzijds vanwege het feit dat de 'ingreep' alleen in het hoger gelegen deel van het dwarsprofiel plaatsvindt, maar bovenal omdat de lokale morfologie met name wordt bepaald door de aanwezigheid van de westelijke havendam bij de Veerhaven. De ingreep leidt per definitie wel tot een reductie in de thans aanwezige strandbreedte. Voor het eventueel geforceerd op breedte houden van het strand lijkt een constructieve ingreep meer robuust dan het uitvoeren van suppletieonderhoud. Voor deze laatste oplossingsrichting is de locatie vanwege de zeer nabij gelegen diepe geul veel minder geschikt.

8.4.2 Uitvoerbaarheid verre zeewaartse versterkingen (tot 200 jaar)

In het volgende wordt ingegaan op de mogelijke verdere zeewaartse uitbreiding bij de twee meest ingrijpende versterkingen, te weten Cadzand-Bad en Breskens-Oost, dit in het licht van de beoordeling van de robuustheid van de oplossingsrichting.

Cadzand-Bad

Omdat de uitbouw bij Cadzand-Bad feitelijk betrekking heeft op een reguliere zeewaartse verplaatsing van het volledige dwarsprofiel zitten er feitelijk geen echte grenzen aan de omvang van de zeewaartse uitbouw. Feitelijk betekent dit dat er bij Cadzand-Bad zonder meer mogelijkheden aanwezig zijn voor het verder zeewaarts versterken van de kustlijn tot een situatie die ook over 200 jaar voldoet. Dit geldt zeker in het geval van de uitvoering van extra ondersteunende constructies. De extra uitbouw (van 50 jaar naar 200 jaar) is overigens relatief beperkt van omvang.

Breskens-Oost

Bij Breskens-Oost (het gebied tussen de beide opsluitdammen) zitten er wel grenzen aan de mogelijke versterkingshorizon, dit vanwege het feit dat hierbij de positie van de opsluitdam op de rand van de geul gefixeerd is. Een verdere zeewaartse uitbouw van



het strand en duin zal dan ook vragen om een verdere opsluiting aan de geulrand (verlenging opsluitdam), maar op een gegeven moment wordt hierbij een situatie bereikt waarbij er wel degelijk steeds meer materiaal uit het balansgebied verdwijnt. In tegenstelling tot de situatie bij Cadzand-Bad is hierbij dus de situatie bij Breskens-Oost minder goed tot niet uitbreidbaar en dus ook minder robuust.

8.4.3 Zeewaartse uitbouw in relatie tot verlenging strandhoofden

Bij de verschillende ontwerpen is er voor gekozen om uit te gaan van een zeewaartse verplaatsing van het volledige dwarsprofiel, dus inclusief het ophogen en uitbouwen van de eventueel aanwezige strandhoofden. Het idee hierachter is dat in een dergelijk geval de morfologische werking feitelijk niet wijzigt en alles dus gelijk blijft, zij het nu op een meer zeewaarts gelegen positie.

Het nut en noodzaak van het daadwerkelijk uitbouwen van de strandhoofden hangt natuurlijk wel samen met de omvang van de zeewaartse uitbouw. Helder mag zijn dat een uitbouw van bijvoorbeeld circa 20 m in verhouding tot de lengte van de strandhoofden van circa 250 m geen grote invloed zal hebben. In een dergelijk geval wordt dan ook aanbevolen om de kop van de strandhoofden niet in zeewaartse richting te verplaatsen.

Overigens zou dit tot effect kunnen hebben dat het strand relatief iets steiler wordt. Dit kan echter door het uitvoeren van beperkt extra onderhoud eenvoudig worden opgevangen.

Deze beperkte extra inspanning weegt niet op tegen de kosten welke gemoeid zijn met het zeewaarts uitbouwen van de kop van de strandhoofden.

9 Uitwerkingen t.b.v. definitief versterkingsplan

9.1 Algemeen

In dit hoofdstuk komt de definitieve vormgeving van het gekozen alternatief aan de orde. Hiertoe zijn de resultaten van een aantal speciaal ten behoeve van de detaillering uitgevoerde deelstudies samengebracht.

9.2 Kustverdediging Waterdunen

9.2.1 Aanleiding en achtergrond

Ter plaatse van het Waterdunen-traject wordt een landwaartse versterking van de waterkering voorgesteld. De hierbij aanwezige dijk (zie foto in bijgevoegde figuur 9.1) is in de uitwerkingen als volledige zachte waterkering in beschouwing genomen. De dijk functioneert daarbij dus als zandig duin.

Omdat er tijdens stormvloedomstandigheden afgeslagen zand over de rand van de aanliggende geul kan verdwijnen zou dit implicaties kunnen hebben voor het beheer van de waterkering. In het volgende is aan de hand van een aantal figuren deze problematiek nader geconcretiseerd.

9.2.2 Aanwezige dwarsprofielen

In figuur 9.2 zijn de dwarsprofielen (jaaropname 2005) samengebracht voor de vier JARKUS-raaien die op dit traject aanwezig zijn. Km 3.52 heeft hierbij betrekking op de meest oostelijke locatie.

Het voor de verdere uitwerkingen gebruikte dwarsprofiel is hierin dik aangegeven. De ligging van dit profiel is in figuur 9.1 weergegeven met de gele stippellijn.

In de onderste afbeelding van figuur 9.2 zijn de JARKUS-profielen zodanig verschoven dat de voorkant van de dijk samenvalt. Hiertoe is gebruik gemaakt van de doorsnijding met de NAP+3 m contour.

Hierbij valt op dat de profielen redelijk vergelijkbaar zijn. Alleen de hoeveelheid strand op de eerste 150 m uit de teen van de dijk neemt in oostelijke richting (van km 4.13 naar km 3.52) toe. Het geselecteerde profiel (km 3.96) bevat relatief weinig zand.

Op circa 200 m uit de dijk bevindt zich de (omcirkelde) overgang naar de diepe getijgeul. Het is deze steile overgang die de feitelijke aanleiding is tot deze notitie.

9.2.3 Karakteristieke dwarsprofiel en duinafslag bij normconditie

De bovenste afbeelding in figuur 9.3 geeft een overzicht van het gebruikte karakteristieke dwarsprofiel (km 3.96). Dit profiel is ten behoeve van de uitgevoerde duinafslagberekeningen op een niveau van NAP+11 m in landwaartse richting versterkt. Aan de zeewaartse zijde is op +150 m uit de hoofdraai om rekentechnische redenen de geul uit het aanwezige dwarsprofiel verwijderd, dit om er volledig zeker van te zijn dat er geen materiaal de geul in verdwijnt. Het gebruikte dwarsprofiel is zeewaarts van deze geulrand weergegeven met een stippellijn.

In de onderste afbeelding is het resultaat gegeven van de toetsberekening voor de huidige situatie (RP = NAP+5,6 m; Hs = 3,8 m en Tp = 11,4 s). In deze berekening is rekening gehouden met een extra afslag van 35% boven het rekenpeil (conform de zogenaamde crash-randvoorwaarden).

In de figuur is naast het profiel het maatgevende afslagprofiel met de bijbehorende toeslag gegeven. Ook is het rekenpeil weergegeven.

Het maatgevende afslagpunt (aangeduid met de rechter gele cirkel) bevindt zich op circa 150 m landwaarts van de hoofdraai (oftewel de RSP-lijn); de voorzijde van het afslagprofiel op circa 55 m landwaarts van deze lijn.

Hierbij moet worden opgemerkt dat het rekenmodel primair bedoeld is voor de kwantificering van de ligging van het landwaartse afslagpunt. De ligging van de teen van de afzetting is aan veel meer onzekerheid onderhevig.

9.2.4 Duinafslag in huidige situatie

In figuur 9.4 is het afslagprofiel gegeven voor een aantal stormcondities zoals dat is berekend met het reguliere TAW-1984-model (met natuurlijk de van toepassing zijnde crash-toeslag). De bovenste afbeelding heeft hierbij weer betrekking op de normconditie en komt dus overeen met de laatst besproken afbeelding van figuur 9.3. In aanvulling op deze situatie is in figuur 9.4 ook het resultaat gegeven voor minder extreme omstandigheden.

De hiertoe gehanteerde condities zijn samengevat in de onderstaande tabel.

Kans	Rekenpeil [m tov NAP]	Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
1 / 4.000	5.60	3.80	11.4
1 / 1.000	6.00	3.55	11.0
1 / 100	6.85	2.95	10.0
1 / 10	7.70	2.00	8.3

Tabel 9.1: Hydraulische condities bij lagere overschrijdingskansen.

Voor het bepalen van de rekenpeilen is gebruikt gemaakt van de zogenaamde decimeringshoogte. Deze maat geeft het waterstandsverschil aan dat behoort bij een factor 10 in de overschrijdingskans. De bijbehorende golfhoogte is bepaald door gebruik te maken van de lokale relatie tussen de waterstand en de golfhoogte. De golfperiode is gebaseerd op een voor alle omstandigheden gelijke waarde van de golfsteilheid.

Voor minder extreme condities (met een lager rekenpeil en minder zware golfaanval; zie tabel 9.1):

- neemt de hoeveelheid afslag af,
- schuift het landwaartse afslagpunt meer zeewaarts en
- schuift de teen van de afzetting meer landwaarts.

De profielveranderingen spelen zich in toenemende mate af in een beperkter gebied rond de teen van de (als duin beschouwde) dijk.

In ieder geval leidt dit tot de conclusie dat bij minder extreme omstandigheden de kans op een zekere hoeveelheid verlies over de geulrand afneemt.

9.2.5 Duinafslag in de toekomst

Hydraulische condities

In de toekomst nemen zowel de waterstand (en dus ook het rekenpeil), de golfhoogte als de golfperiode toe. Hiervoor zijn een tweetal scenario's van belang, namelijk het midden- en het maximumscenario.

De hierbij behorende hydraulische condities zijn samengebracht in tabel 9.2.

Scenario	Tijdstip [jaren]	Rekenpeil [m tov NAP]	Golfhoogte [m]	Golfperiode [s]
H - Huidig		5.60	3.80	11.40
A - Midden	0	5.60	3.80	11.40
	50	5.90	3.80	11.40
	100	6.20	3.80	11.40
	200	6.80	3.80	11.40
B - Maximum	0	6.00	3.99	11.69
	50	6.43	3.99	11.69
	100	6.85	3.99	11.69
	200	7.70	3.99	11.69

Tabel 9.2: Hydraulische condities voor toekomstige omstandigheden.

Resultaten voor middenscenario

In figuur 9.5 is voor 0, 50, 100 en 200 jaar het resultaat gegeven voor het middenscenario. Door het geleidelijk toenemen van de waterstand schuift het maatgevende afslagpunt tot circa 25 m in landwaartse richting op. Omdat bij een landwaartse versterking het op termijn extra benodigde zand achter het duin is aangebracht, blijft de teen van de afzetting min of meer op de plaats liggen (rond +50 m uit de hoofdraai). Van een toenemend mogelijk verlies van afslagmateriaal naar de getijgeul lijkt derhalve geen sprake.

Resultaten voor maximumscenario

In figuur 9.6 is een soortgelijk resultaat gegeven voor het maximumscenario. Ook hier wijzigt de positie van de teen van het afslagprofiel niet. Voor 200 jaar wordt de meest extreme landwaartse ligging van de aanvulling gevonden. Deze laatste situatie is ook maatgevend verondersteld voor de dimensionering van de landwaartse versterking.

Conclusie: Toepassing van het standaard rekeninstrumentarium laat zien dat er (bij een landwaartse versterking) nu en op termijn geen verlies van materiaal naar de geul te verwachten is.

9.2.6 Profielontwikkeling berekend met DUROSTA

In werkelijkheid zal er sprake zijn van een geleidelijke op- en afbouw van een storm. De hiermee samenhangende profielontwikkeling zal dus afwijken van de profielvorm zoals deze volgt uit de toepassing van het reguliere toetsmodel (TAW-1984).

In het volgende zijn de resultaten beschreven voor een drietal verschillende dwarsprofielen, te weten:

- Een volledig zandig duin;
- Een deels verdedigd duin met een duinvoetverdediging toet NAP+7,3 m);
- Een dijk overeenkomend met een volledig verdedigd duinfront.

Daarbij zijn twee situaties onderscheiden, namelijk een situatie met een gedurende 5 uur constante golfaanval en een situatie waarbij een echt stormvloedverloop is doorgerekend.

In alle gevallen is overigens de huidige situatie in beschouwing genomen (vergelijk bovenste afbeelding van figuur 9.5).

Resultaten voor vaste condities

In de bovenste afbeelding van figuur 9.7 is het resultaat gegeven van de met DUROSTA berekende profielontwikkeling. In dit geval is hiervoor nog steeds gerekend met 5 uur constante golfaanval waarbij de condities gelijk zijn genomen aan de voor de berekening met het TAW-1984 model gehanteerde rekenwaarden.

De berekende positie van het afslagpunt komt hierbij globaal overeen met het eerdere TAW-1984-resultaat. Enigszins afwijkend is de vervorming van de vooroever. De teen ligt hierbij nu circa 50 m verder zeewaarts.

Effect verdedigd duinfront

Met het DUROSTA-model is het ook mogelijk om de profielontwikkeling bij een (deels) verdedigde talud (dijk) te berekenen. Het resultaat voor een dijk is hierbij gegeven in de onderste afbeelding van figuur 9.7. Vlak voor de dijk ontstaat een ontgrondingskuil met een daar op aansluitende afzetting. Omdat het 'omgezette volume' nu minder groot is, ligt de teen van de afzetting relatief gezien iets verder landwaarts.

In de middelste afbeelding is het resultaat gegeven van een berekening waarbij de bovenzijde van de verdediging is gelegen op NAP+7,3 m. Hierbij treedt enige afslag boven de verdedigingsconstructie op waardoor de teen van de afzetting marginaal in zeewaartse richting verschuift.

Voor lagere verdedigingsniveau's schuift de teen van de afzetting in principe steeds verder zeewaarts tot de in de bovenste afbeelding gegeven positie. Afhankelijk van de omvang van de verdedigingsconstructie ligt de teen ten opzichte van de 'duinsituatie' dus tot circa 50 m verder landwaarts.

In deze (nog steeds academische) gevallen is er dus ook nog geen verlies over de geulrand aanwezig.

9.2.7 Effect 'echte' stormvloed berekend met DUROSTA

In het voorafgaande is steeds gewerkt met een vaste hydraulische conditie. In figuur 9.8 zijn vergelijkbare resultaten gegeven voor een situatie waarbij er sprake is van een meer reëel stormverloop (32 uren stormvloed waarbij de maximale condities weer aansluiten op de eerder gebruikte constante condities).

De bovenste afbeelding geeft hierbij het resultaat voor de duinwaterkering. Hierin vallen twee zaken op, te weten:

- de min of meer ongewijzigde positie van het afslagpunt en
- de afzetting die voor een deel ook in de geul terechtkomt.

Het feit dat de mate van afslag gelijkwaardig is aan dat van figuur 9.7, is feitelijk conform de verwachting. De aanvalsduur bij constante condities (5 uur) is hier ook oorspronkelijk op afgeregeld.

Door de tijdens de storm variërende condities verdwijnt een deel van het afgeslagen zand over de rand de geul in. Dit is eveneens conform de verwachting en feitelijk ook de aanleiding om dit probleem nader te onderzoeken. Volgens de berekening zou het hierbij gaan om circa 190 m³/m¹.

In de onderste afbeelding van figuur 9.8 is het resultaat gegeven voor het dijkprofiel. Ook hier weer de ontwikkeling van een ontgrondingskuil, maar bovenal ook een verlies van materiaal over de geulrand. In vergelijking tot de duinsituatie (bovenste afbeelding)

is het volume zelfs enigszins vergelijkbaar van omvang (circa $130 \text{ m}^3/\text{m}^1$ in plaats van $190 \text{ m}^3/\text{m}^1$).

In de middelste afbeelding is het resultaat gegeven voor een niet volledig beschermd duinfront. In dit geval is zit de afzetting over de geulrand ergens tussen de onderste en de bovenste situatie (dus tussen de $130 \text{ m}^3/\text{m}^1$ en de $190 \text{ m}^3/\text{m}^1$).

9.2.8 Conclusies en implicaties

Verlies over de geulrand

Op basis van met name de laatste resultaten kan de conclusie worden getrokken dat het verlies van materiaal uit het profiel over de geulrand feitelijk onafhankelijk is van de mate van verdediging van het duinfront. De mate van verdediging van het duinfront lijkt hier dus een marginaal effect op te hebben. Het verdedigen van het duinfront kan dus niet worden gezien als de oplossing om dit verlies tegen te gaan.

Effect aanwezige dijkconstructie

De thans aanwezige dijkconstructie heeft een faalkans van circa 1/500 per jaar. Inmiddels is besloten deze constructie qua sterkte op dit niveau te consolideren. Feitelijk betekent dit dat de in de onderste twee afbeeldingen van figuur 9.4 gegeven situaties (voor 1/100 en 1/10 per jaar) niet zullen optreden. De bovenste twee natuurlijk wel, daar in deze gevallen de dijkconstructie als bezweken kan worden verondersteld.

Ontwikkeling toekomstige veiligheid

In de berekeningen is, conform de hierover gemaakte afspraken, uitgegaan van het niet met de gemiddelde zeespiegel meestijgen van strand en vooroever. Feitelijk betekent dit dat ten dele rekening wordt gehouden met het zogenaamde BKL-onderhoud. Er wordt immers wel verondersteld dat er (ondanks het zogenaamde Bruun-effect) geen netto erosie van het duinfront zal plaatsvinden. Het strand komt echter niet mee omhoog.

In de huidige situatie bevindt zich het maatgevende afslagpunt op circa 150 m uit de hoofdraai. Deze positie zal in de loop van de tijd, afhankelijk van het gehanteerde scenario, in landwaartse richting verplaatsen. Deze ontwikkeling is voor de beide scenario's weergegeven in de bovenste afbeelding van figuur 9.9. De individuele posities zijn daarbij dus ontleend aan de in de figuren 9.5 en 9.6 gepresenteerde afslagprofielen.

Voor het middenscenario met een zeespiegelstijgingsnelheid van 0,60 m/eeuw leidt dit tot een achteruitgang van het maatgevende afslagpunt met gemiddeld 0,14 m/jaar. Voor het maximumscenario met een zeespiegelstijgingsnelheid van 0,85 m/eeuw en zwaardere golfaanval is deze snelheid circa 50% hoger, namelijk gemiddeld 0,21 m/jaar.

Indien er wel rekening zou worden gehouden met de effecten van volledig BKL-onderhoud en dus ook met een meestijgend strand, dan leidt dit tot een minder snelle teruggang van het afslagpunt.

Een ondergrens voor deze reductie kan worden afgeschat uit het quotiënt van het extra effectieve volume op het strand en de werkende hoogte.

Het extra strandvolume binnen de afslagzone is hiertoe gelijk gesteld aan een strookbreedte van 100 m (zie figuren 9.5 en 9.6 als afstand tussen de teen van de afzetting en het dijk/duinfront), vermenigvuldigd met de absolute stijging van de zeespiegel Δh .

De werkende hoogte is gelijk aan het verschil tussen de duintop op NAP+11 m en het niveau van de teen van de afzetting op NAP-1,5 m, met 12,5 m als resultaat. In werkelijkheid zal deze werkende hoogte in de tijd afnemen (het strand komt immers omhoog) en heeft deze uitwerking dus ook betrekking op een ondergrens van de mutatie.

Voor 200 jaar zeespiegelstijging met 0,6 m/eeuw (middenscenario) leidt dit tot een mutatie van het afslagpunt van 200 jaar \times 0,6 m/eeuw \times 100 m / 12,5 m is afgerond 10 m. Voor het meer extreme scenario is dit verschil iets groter. Grofstoffelijk is de verplaatsingssnelheid van het afslagpunt (eerder gekwantificeerd als respectievelijk 0,14 en 0,21 m/jaar) nu dus 0,05 m/jaar tot 0,07 m/jaar minder groot.

Deze reductie leidt tot de in onderste afbeelding van figuur 9.9 gegeven ontwikkeling. Nu blijft het maatgevende afslagpunt voor 200 jaar maximumscenario nog minimaal 10 m zeewaarts van de kritieke positie liggen. De kritieke situatie wordt nu pas over 250 tot 300 jaar bereikt.

Ontwikkeling toekomstig kustlijnonderhoud

Zoals reeds aangegeven zal er tijdens stormen sprake zijn van een verlies van materiaal over de geulrand. Verwacht mag worden dat dit materiaal onder invloed van de getijstrooming uit het dwarsprofiel en dus ook uit de BKL-schijf zal verdwijnen. Indien er sprake is van duinafslag zal een storm initieel resulteren in een toename van het droge strand. Natuurlijk (windgedreven) herstel zal vervolgens leiden tot een verplaatsing van zand van het strand naar het duin. Hierdoor zal de initiële winst in het bovenste deel van de BKL-zone weer teniet worden gedaan.

Het netto effect zal zijn dat er materiaal uit de BKL-zone is verdwenen (namelijk het volume dat in de geul terecht is gekomen). Dit volume zal in het kader van de BKL-handhaving dus moeten worden aangevuld. Omdat aanvulling buiten de geulrand niet voor de hand ligt zal dit volume dus noodzakelijkerwijze op het droge en/of natte strand moeten plaatsvinden. Feitelijk komt hiermee dus (versneld) het strand omhoog en wordt minimaal de situatie bereikt als aangegeven de onderste afbeelding van figuur 9.9.

Conclusie: Door de aanwezigheid van de geul zal er sprake zijn van een extra component aan het door het Rijk gefinancierde BKL-onderhoud, waardoor de netto veiligheid zelfs in positieve zin wordt beïnvloed.

9.3 Toepassing slijtlaag

9.3.1 Aanleiding en achtergrond

In het kader van de zeevaartse versterking van delen van de kust van West Zeeuwsch-Vlaanderen was er enige discussie over de noodzaak tot het aanbrengen van een zogenaamde slijtlaag. De bedoeling van een dergelijke slijtlaag kan feitelijk gezien worden als het enigszins in de tijd uitstellen van het reguliere kustonderhoud.

Omdat dit alles te maken heeft met zowel de positie van de BKL als de ontwikkeling van de MKL, is in het kader van het nader beschouwen van deze problematiek aan de hand van een aantal figuren een en ander enigszins ingeleid.

9.3.2 Posities vastgestelde BKL en opgetreden MKL

In figuur 9.10 is een beeld gegeven van de positie van de BKL (zoals deze in 2001 is vastgesteld) en de positie van de jaarlijks bepaalde MKL. Zoals uit de figuur blijkt, ligt de MKL in de meeste gevallen zeewaarts van de BKL. Dit hoort natuurlijk ook zo.

In figuur 9.11 is dit nog beter te zien door het uitzetten van het momentane verschil tussen de MKL en de BKL-positie. Slechts op een beperkt aantal plaatsen is er sprake van een onderschrijding van de BKL-positie (negatief verschil).

Uit deze figuur blijkt ook dat de MKL-positie van jaar tot jaar wijzigt. Dit is het gevolg van een combinatie van natuurlijke processen en kustonderhoud. Juist door het uitvoeren van suppleties is er 'gemiddeld genomen' sprake van een stabiele situatie.

9.3.3 Ontwikkeling MKL-posities

In figuur 9.12 is de jaarlijkse mutatie in de MKL-ligging voor alle raaien en alle jaren gegeven. Deze is ook een maat voor de tijdsgemiddelde verplaatsingssnelheid van de MKL. Zoals onmiskenbaar uit de figuur naar voren komt is er over de jaren sprake van een zeer grote variatie, met zowel positieve (aangroei) als negatieve (erosie) uitschieters.

Figuur 9.13 geeft opnieuw deze jaarlijkse mutatie edoch nu enkel voor de jaren 2001 (MKL verschil 2001 en 2000) t/m 2006. De hierbij vet aangegeven lijnen hebben betrekking op de jaren zonder (significante) suppletieinspanning. In deze gevallen is er veelal sprake van een negatieve (erosie) trend.

9.3.4 MKL-ontwikkeling Cadzand-Bad

De meer gedetailleerde ontwikkeling van de MKL-posities op voor het kustdeel Cadzand-Bad (oostelijk van de uitwateringssluis) is gegeven in figuur 9.14. Hierin is duidelijk het effect van de in 2001 en 2005 uitgevoerde suppleties zichtbaar. Als gevolg van het uitvoeren van de 2001-suppletie schuift de MKL-positie circa 10 m in zeewaartse richting op. De 2005-suppletie leidt tot een zeewaartse verschuiving van 3 tot 5 m.

In figuur 9.15 is de gemiddelde jaarlijkse mutatie per individuele raai als functie van de tijd weergegeven. De cirkels geven de vakgemiddelde waarde. Als gevolg van het uitvoeren van de 2001-suppletie is er sprake van een gemiddelde zeewaartse aanpassing van 4,7 m/jaar. Na uitvoering van de suppletie 'slijt' de kust weer. Initieel is de 'slijtsnelheid' 4,6 m/jaar. De erosie gaat daarna natuurlijk door maar de snelheid van erosie neemt enigszins af. Van 2,7 m/jaar na zo'n 2 jaar naar 1,4 m/jaar een jaar later. Door het uitvoeren van de 2005-suppletie wordt de erosie tijdelijk weer omgezet in een geforceerde aangroei van de kustlijn.

Op basis hiervan kan worden geconcludeerd dat de te verwachten erosie na de uitvoering van een suppletie initieel circa 5 m/jaar bedraagt en vervolgens langzaam afneemt tot minder grote waarden.

9.3.5 Ontwikkeling bij versterkte kust (met robuust verschoven BKL)

Deze getalswaarden zijn in figuur 9.16 gebruikt om het principe van een versterkte en middels suppleties onderhouden kust te verduidelijken.

In de linker figuur is de positie van zowel de BKL als de MKL als functie van de tijd uitgezet. Het 'nulpunt' op de tijdas is daarbij genomen aan het moment van kustversterking. Voor de positie in dwarsrichting is de huidige BKL-positie als referentie gebruikt.

Tot het moment van de versterking volgt de MKL-positie voor de specifieke situatie in Cadzand-Bad, het karakteristieke zaagtand-gedrag. Dit is ook in algemene zin beschreven in de 'Leidraad Zandige Kust'.

Voor de versterking is in dit voorbeeld uitgegaan van een directe zeewaartse verplaatsing van de kustlijn van 30 m. Deze dimensie is daarbij dus bepaald door de op een termijn van 50 jaar benodigde omvang van de versterking uit te rekenen. Teneinde deze laatste situatie ook formeel in stand te kunnen houden is ook de BKL over deze afstand in zeewaartse richting verplaatst. Feitelijk wordt hiermee dus vastgelegd dat de versterkte zeewering ook op de versterkingsmaat zal worden onderhouden. Komt de MKL op enig moment landwaarts van de (vershoven) BKL te liggen dan zou dat aanleiding moeten zijn tot het uitvoeren van een onderhoudssuppletie.

In het linker geval (met de slijtlaag) wordt aan deze versterking de grootte van een reguliere onderhoudssuppletie toegevoegd. Het gevolg hiervan is dat de regulier in de eerste jaren te verwachten erosie hierbij kan plaatsvinden zonder dat er direct tot de uitvoering van een onderhoudssuppletie behoeft te worden overgegaan. Het zaagtand-patroon wordt hierbij dus per definitie zeewaarts van de verschoven BKL gehouden.

In de rechter afbeelding figuur 9.16 is de versterking marginaal uitgevoerd. De consequentie hiervan is dat de MKL reeds in het eerste jaar landwaarts van de verschoven BKL zal komen te liggen. Een en ander vraagt dus vrij spoedig na het uitvoeren van de versterkingswerkzaamheden om de uitvoering van een reguliere onderhoudssuppletie. Afgezien van het hiermee samenhangende communicatieve probleem brengt een dergelijke werkwijze vermoedelijk ook veel meer kosten met zich mee (toename mobilisatiekosten).

Het mag duidelijk zijn dat het reeds bij de versterking aanbrengen van een slijtlaag de voorkeur verdient.

9.3.6 Ontwikkeling bij versterkte kust met geleidelijk verschoven BKL

Overwogen zou nog kunnen worden om de BKL niet direct over de volledige afstand naar buiten te verplaatsen. De bij de eerdere 30 m behorende uitbouw bestaat in principe immers uit twee onderdelen, te weten:

- De voor de huidige situatie direct benodigde versterking van de kust;
- De extra versterking van de kust benodigd omdat de daadwerkelijk aan te brengen versterking wordt bepaald voor de situatie over 50 jaar.

Omdat de volledige versterking reeds bij aanvang wordt aangebracht is er initieel feitelijk sprake van enige 'overruimte'. De grootte van deze 'overruimte' neemt in de tijd gezien langzaam af tot 'nul' na 50 jaar.

Omdat het grootste deel van de versterking betrekking heeft op het creëren van de initieel benodigde versterking, is de 'overruimte' beperkt van omvang.

In figuur 9.17 is de hiermee samenhangende ontwikkeling schetsmatig weergegeven. In de linker figuur opnieuw de ook in figuur 9.16 gegeven situatie met een slijtlaag. In dit geval dus met een robuuste BKL-verschuiving (met beide onderdelen in een keer). In de rechter figuur is de positie van de BKL geleidelijk aangepast. Hierin is dus ook de initieel aanwezige 'overruimte' herkenbaar.

Het zaagtand-patroon wordt ook hierbij weer zeewaarts van de zich in zeewaartse richting verplaatsende BKL gehouden.

Omdat de 'overruimte'-bijdrage aan de totale versterking relatief beperkt is wordt aanbevolen om uit te gaan van een robuuste BKL-mutatie zoals aangegeven in de linker afbeelding. Bij het gebruik van de in de rechter afbeelding gegeven werkwijze wordt in feite niet de situatie over 50 jaar aangelegd, maar slechts de thans benodigde versterking aangebracht.

9.3.7 Robuustheid in relatie tot nieuwe rekenregel

In de thans gehanteerde uitwerkingen is uitgegaan van het gebruik van de in het kader van de crash-actie gedefinieerde uitgangspunten, randvoorwaarden en interim-rekenregel.

Inmiddels is de formulering van de nieuwe rekenregel bekend en blijkt dat er de met deze nieuwe rekenregel berekende duinversterkingen beperkter van omvang zijn dan volgde uit de toepassing van de eerder genoemde interim-rekenregel.

Een en ander zal in het kader van het voorliggende project echter niet leiden tot het hernieuwd doorrekenen van de verschillende ontwerpen maar slechts tot de constatering dat de geplande versterkingen impliciet robuuster zijn dan tijdens het ontwerpproces werd voorzien. Feitelijk betekent dit dus dat een duinversterking die oorspronkelijk was gedimensioneerd op de over 50 jaar voorziene toetscondities, nu waarschijnlijk gedurende een langere tijd zonder aanvullende versterkingen zal voldoen.

De aanwezige 'basis-robustheid' (in dit voorbeeld dus 50 jaar) wordt daarmee dus enigszins opgerekt. Een en ander betekent overigens niet dat de versterkingsplannen nu een overdaad aan robuustheid hebben. De eerder genoemde 'basis-robustheid' is in de uitgewerkte oplossingen immers slechts beperkt van omvang.

9.4 Herdijkte Zwarte Polder

9.4.1 Inleiding

De thans aanwezige dijk bij de HZP voldoet niet aan de te stellen eisen qua overslag en bekleding (zie [Haskoning, 2007a] voor meer informatie). Teneinde dit sterkteprobleem te tackelen zijn er meerdere mogelijkheden waaronder het regulier versterken van de dijk (aanpassen van de taludbekleding en eventueel het verhogen van het kruinniveau) of het zodanig reduceren van de grootte van de maatgevende golfaanval dat de huidige dijkconstructie alsnog voldoet.

Dit laatste kan door het aanbrengen van en rekening houden met een zogenaamde zandige steunberm. Deze uit zand bestaande aanvulling zal, ondanks de vervorming van de zandmassa leiden tot een reductie van de grootte van de feitelijke golfaanval op het dijktalud ten opzichte van de situatie zonder extra zandaanvulling.

De lagere golf zal vragen om een minder zware bekleding en een minder grote golfloop.

De mate van reductie hangt daarbij natuurlijk af van de vorm en met name de omvang van het aangebrachte zandvolume. De benodigde reductie van de golfaanval hangt af van de kwaliteit van de aanwezige dijkconstructie (zie [Haskoning, 2007a]).

In het volgende zijn enkele 'ondersteunende' berekeningen gemaakt voor km raai 10.07 (dwarsprofiel nr. 52).

9.4.2 Dijk als duin

Figuur 9.18 geeft het resultaat van de in eerste instantie uitgevoerde basisberekeningen waarbij het dijksprofiel als duin is beschouwd. In dit geval blijkt het aanwezige waterkeringsvolume te klein om zonder verdere versterking als duin te kunnen dienen. Teneinde het maatgevende afslagpunt net voldoende ver zeewaarts van het binnentalud te positioneren dient er aan de zeewaartse zijde een aanvulling plaats te vinden.

Indien het aanwezige dwarsprofiel (in de sommen het 'huidige' 2005-profiel) 'in zijn geheel' zeewaarts wordt opgeschoven, moet deze uitbouw afhankelijk van de gebruikte zichttermijn 30 tot 40 m bedragen (zie respectievelijk de bovenste en onderste afbeelding van figuur 9.18).

Een dergelijke verschuiving van (tenminste het bovenste deel van) het dwarsprofiel geeft morfologisch de minste complicaties.

In dit geval moet er in verband met het mogelijk lokaal bezwijken van de bekleding overigens ook nog rekening worden gehouden met het ontstaan van een bres. Om ongewenste effecten te voorkomen dient hierbij dus een brestoeslag achter de dijk te worden aangebracht. Deze bestaat uit een achterwaartse versterking met een breedte van 20 m. Voor de onderbouwing van deze brestoeslag kan worden verwezen naar een eerder opgeleverde notitie.

Overigens is de brestoeslag in principe afgeleid voor landwaartse versterkingen. In dit geval komt de dijkconstructie al snel tijdens de storm bloot en kan het dan lokaal bezwijken van de blootgekomen bekleding alsnog tot ongewenste effecten leiden.

In de figuur is overigens ook nog een mager dwarsprofiel toegevoegd. In dit geval het 2006-profiel dat op basis van de ontwikkeling van de MKL-waarde (zie figuur 9.19) als maatgevend mag worden beschouwd. Het gebruik van dit laatste uitgangspunt leidt voor wat betreft deze uitwerking niet tot een significant andere versterking.

9.4.3 Dijk als dijk

De huidige bekleding bij de Herdijkte Zwarte Polder is instabiel en moet derhalve worden aangepast. In een "dijk als dijk" geval wordt de dijk regulier versterkt teneinde aan zowel de eisen ten aanzien van de bekleding als de overslag te voldoen. Dit vereist een zeer grote inspanning en is thans ook niet als oplossing in beeld.

In de volgende uitwerking wordt de dijkbekleding gehandhaafd of zelfs beperkt versterkt via conserverende maatregelen (zie [Haskoning, 2007a]). De hierbij nog toelaatbare golfaanval wordt mede bepaald door de omvang van het voor de dijk aangebrachte steunduin.

9.4.4 Duin voor dijk

De maximale golfaanval op de dijk kan worden vastgesteld door gebruik te maken van het tijdsafhankelijke dwarstransportmodel DUROSTA. Met dit model kan de profielontwikkeling tijdens een maatgevende storm worden gesimuleerd. Ook kan op deze wijze de maatgevende golfaanval op de dijk worden vastgesteld. Het model maakt immers gebruik van een opeenvolging van transportberekeningen over het in de tijd veranderende dwarsprofiel. De aandrijving van dit transport wordt daarbij mede bepaald door het golfhoogteverloop over het dwarsprofiel. De maatgevende golfaanval op de dijk is in deze uitwerkingen gebaseerd op de golfaanval op een locatie op 50 m uit de teen van de dijk, in dit geval op 30 m landwaarts van de hoofdraai.

In de bovenste afbeelding van figuur 9.20 is deze situatie weergegeven. In dit specifieke geval is wederom gebruik gemaakt van een situatie met 30 m zeewaartse aanvulling. In deze figuur is ook het met DUROSTA berekende afslagprofiel gegeven voor de situatie dat de aanwezige dijk volledig als duin is beschouwd. Feitelijk is er in dit geval dus uitgegaan van een instabiele verdedigingsconstructie die verder geen effect heeft op het reguliere duinafslagproces.

Bij deze berekening is gebruik gemaakt van een standaard 32-uurs stormverloop met een maximale waterstand op het rekenpeil en een maximale golfaanval conform de ook bij het rekenpeil behorende golfconditie.

Het uit deze simulatie volgende afslagprofiel is in de bovenste afbeelding weergegeven (grijze lijn).

De positie van het DUROSTA-duinfront komt in dit geval globaal overeen met het resultaat van de volgens de reguliere methodiek (VTV-model) bepaalde positie, zijnde ter plaatse van de binnenkruinrand. Op basis hiervan is geconstateerd dat de beide modellen in dit specifieke geval vergelijkbare resultaten opleveren. Wel is duidelijk dat de positie van de afzetting sterk afwijkend is. Verwacht mag worden dat de schematische hoge afzetting op het strand in werkelijkheid niet zal optreden en dat (conform het DUROSTA-resultaat) een deel van de afzetting ook in zeewaartse richting over de geulrand zal verdwijnen.

In de onderste afbeelding is het resultaat gegeven van een DUROSTA-berekening waarbij de verdedigingsconstructie (het dijktalud) niet instabiel wordt en de oorspronkelijke dijk dus als dijk blijft functioneren. In dit geval slaat het 30 m brede duin voor de dijk volledig weg maar blijkt de dijk zelf intact. Wel ontstaat er nu aan de zeezijde van de constructie een ontgrondingskuil. Ook ligt het eindprofiel iets lager dan in het vorige geval.

Uiteindelijk is bij een beschouwing over de stabiliteit van de dijk de golfaanval in een locatie 50 m zeewaarts van de teen van de dijk van belang.

In figuur 9.21 is het (deels berekende) verloop van de golfaanval grafisch weergegeven. De bovenste relatie heeft betrekking op het verloop van de golfaanval op diep water met een maximale golfhoogte van 4,75 m (feitelijk de invoer van het rekenmodel).

De onderste twee relaties hebben betrekking op het golfhoogte verloop in de randvoorwaarde-locatie. De onderste (de blauwe) lijn geeft het verloop zoals dat optreedt bij de duinvariant. De rode lijn geeft het resultaat voor de dijkvariant. Door het lager gelegen afslagprofiel is de golfaanval in de eindfase iets groter. De maximale golfhoogte voor de dijk bedraagt circa 3,5 m.

Deze laatste waarde heeft dus betrekking op een situatie met een 30 m brede aanvulling.

Voor afwijkende waarden van de zeewaartse aanvulling worden ook andere waarden voor deze maximale golfaanval gevonden.

In figuur 9.22 is het verloop van de golfaanval gegeven voor een groot aantal aanvullingswaarden. Bij afwezigheid van de enige uitbouw treedt er een behoorlijke strandverlaging op en neemt dus ook de golfaanval op de dijk toe. Bij een zeer grote aanvulling wordt de aanval significant minder.

In figuur 9.23 zijn voor een aantal uitbouwwaarden de bijbehorende afslagprofielen gegeven.

Overigens moet worden opgemerkt dat bij het vaststellen van de maatgevende golfaanval op een dijk (conform HR-boeken) geen rekening wordt gehouden met de veranderende morfologie voor de dijk. In een dergelijk geval wordt dus gewoon het aanwezige dwarsprofiel gebruikt voor deze bepaling. In dit geval dus een bodemligging op NAP+1 m hetgeen bij een stormvloedpeil (rekenpeil) van NAP+5,75 m dus leidt tot een lokale waterdiepte van 4,75 m. Rekening houdend met een brekingscoëfficiënt van 0,6 zou dit leiden tot een maatgevende golfhoogte van circa 2,9 m. Deze waarde sluit aan op de bij de dijkberekeningen gebruikte waarde (zie [Haskoning, 2007a]).

Uit figuur 9.23 blijkt overigens ook dat bij een zeer grote aanvulling, het post-storm afslagfront nog zeewaarts van het dijktafsluiting komt te liggen (zie profiel voor 60 m uitbouw).

Figuur 9.24 geeft tenslotte de relatie tussen de omvang van de zeewaartse aanvulling en de maatgevende golfaanval op de dijk. Bij toenemende uitbouw neemt de aanval af. Omdat in dit geval rekening wordt gehouden met de morfologische ontwikkeling van de vooroever en omdat er in deze specifieke situatie veel materiaal over de geulrand verdwijnt (is hier dus feitelijk het grote probleem!), wordt er voor aanvullingen tot 40 m feitelijk meer golfaanval gevonden dan waar regulier (conform normale procedure circa 3 m) rekening mee moet worden gehouden.

Enige beperking van de aanval treedt pas op een meer omvangrijke aanvulling (tenminste 50 m). In een dergelijk geval reikt het afslagprofiel echter niet tot het dijktafsluiting en moet er dus feitelijk een compleet duin voor de dijk worden aangelegd om de golfaanval op de dijk tot een voldoende kleine waarde te beperken.

9.4.5 Vergelijking opties

Feitelijk leidt dit tot de conclusie dat er twee opties aanwezig zijn, te weten:

- A) een situatie met beperkte golfaanval (veel minder dan 3 m) te realiseren door het aanbrengen van een compleet duin voor de dijk;
- B) het instabiel beschouwen van de dijk en daarmee het als duin uitvoeren van de versterking (conform figuur 9.18).

In het geval A) moet de zeewaartse aanvulling orde 50 m zijn. Ook kan een vergelijkbaar volume op het strand worden aangebracht.

Bij B) kan worden volstaan met een 30 m brede uitbouw aan de voorzijde in combinatie met 20 m brestoeslag aan de achterzijde. Beide opties zijn weergegeven in figuur 9.25.

Onderlinge vergelijking van de alternatieven leidt tot de conclusie dat in beide gevallen 50 m extra nodig is maar dat het extra benodigde volume in de "dijk als duin" variant minder groot is. Verder is er natuurlijk ook nog een extra inspanning nodig om de dijkbekleding in de "duin voor dijk" variant op orde te krijgen.

Overigens kunnen ook andere vormen van een steunduin worden bekeken. Omdat het hierbij steeds gaat om het benodigde volume geven dergelijke berekeningen (bijvoorbeeld de situatie waarbij het tegen de dijk aangelegde zandvolume op het strand wordt aangebracht) echter vergelijkbare resultaten.

9.4.6 Opsluitdam op hoek Herdijkte Zwarte Polder

Het doel van deze dam is het vasthouden/opsluiten van het voor de golfreductie benodigde zandberm. De aanwezigheid van de dam moet er mede voor zorgen dat het

materiaal van de steunberm tijdens met name de de maatgevende omstandigheden niet zijdelings (en met name in oostelijke richting naar de Verdrongen Zwarte Polder) kan wegvloeien.

Dit vraagt om een hoogte en uitbouw van de dam die tenminste de omvang van de minimaal benodigde steunberm omvat.

Daarnaast heeft deze dam nog een algemeen doel namelijk het beperken van de hoeveelheid vrij sediment transport in oostelijke richting tijdens meer dagelijkse condities.

Dit heeft een tweeledig nut, namelijk:

- Het opsluiten van het zand aan de westelijke zijde van de constructie, niet alleen voor het vasthouden van het steunbermzand, maar ook voor het verkrijgen van meer strand;
- Het tegengaan van de verzanding van de Verdrongen Zwarte Polder.

Ten aanzien van de sedimentbeweging tijdens maatgevende omstandigheden blijkt uit de in de vorige paragraaf gepresenteerde uitwerkingen dat er met name veel materiaal in dwarsrichting zal verdwijnen. De zijdelingse opsluiting zal tijdens deze omstandigheden niet veel effect hebben.

In figuur 9.26 zijn de eerder beschreven opties weergegeven.

In het geval van een "dijk als duin" optie, lijkt "1 m hoger dan het afslagprofiel" een bruikbare edocht robuuste maat. Deze is ook gegeven in de bovenste afbeelding. Daar verwacht mag worden dat het daadwerkelijke afslagprofiel veel lager ligt (zie resultaat DUROSTA-som) is dit een veilige aanname. In dit geval reikt het niveau van de dam dus tot circa 3 m boven het uitgangprofiel (van 2005).

Ten aanzien van de sedimentbeweging tijdens maatgevende omstandigheden mag verwacht worden dat er met name veel materiaal in dwarsrichting zal verdwijnen. Een extra hoge zijdelingse opsluiting zal tijdens deze omstandigheden niet veel effect hebben. Een niveau vlak boven het afslagprofiel lijkt in deze dan ook voldoende.

Voorgesteld wordt de dam 1 m hoger dan het aanlegprofiel aan te leggen, zijnde 2 m boven het DUROSTA-afslagprofiel. De dam komt daarmee dus 1 m lager in vergelijking tot de eerdere zeer veilige aanname. Dit niveau lijkt afdoende.

9.5 Duin-voor-dijk bij Nieuwvliet

9.5.1 Inleiding

In het volgende is de toepassing van een steunberm als gedeeltelijke afscherming van de thans aanwezige dijk uitgewerkt voor Nieuwvliet nader uitgewerkt.

Daarbij is in eerste instantie gekeken naar de 'kwaliteit' van de huidige dijk (als uitgewerkt in [Haskoning, 2007a]). Uit de thans dus nog toelaatbare golfaanval kan dan in principe de omvang van de benodigde omvang van de steunberm worden bepaald. In de beschouwingen is gekeken naar twee verschillende Jarkusraaien, te weten km raai 5.30 (nr. 27) en km raai 6.84 (nr 34).

Overigens is deze uitwerking in principe vergelijkbaar met de in paragraaf 9.2 gepresenteerde uitwerking voor de Herdijkte Zwarte Polder. Het grote verschil zit hierbij in de vorm van de vooroever welke in dit specifieke geval 'gunstiger' is door het ontbreken van de steile geulwand.

9.5.2 Huidig beschermingsniveau

In een notitie van Haskoning de mate van bescherming bepaald voor golfcondities met een lagere frequentie van voorkomen [Haskoning, 2007a]. Dit is gedaan voor een twee verschillende raaien, te weten:

- km raai 5.300 (Zwartgatsekreek);
- km raai 6.780 (Nieuwvliet – Clementspolder).

Waarbij de laatste raai niet samenvalt met een JARKUS-raai.

Het profiel t.p.v. km raai 5.300 bestaat uit een 0,30 m dikke basaltzetting tot NAP+3 m. Bij Nieuwvliet-Clementspolder is gebruik gemaakt van 0,25 m diaboolblokken tot NAP+5 m. De taludhelling bedraagt in beide profielen 1 : 4.

In beide gevallen voldoet de bekleding niet, zowel niet onder de maatgevende omstandigheden als ook niet ter bescherming tegen beheer en onderhoud. Het eerstgenoemde profiel met de basaltzetting is nog het minst slecht maar voldoet zelfs niet onder omstandigheden met een overschrijdingskans van 1/50 per jaar.

Er wordt in de notitie geen directe uitspraak gedaan over de omstandigheden en de golfaanval onder welke de dwarsprofielen nog wel voldoen.

In deze notitie is ook de vaststelling van de maatgevende hydraulische condities beschreven, iets wat gedaan is voor verschillende overschrijdingsfrequenties: 1/4.000, 1/1.000, 1/500, 1/100 en 1/50.

Ten aanzien van de maatgevende waterstand leiden deze (voor beide doorsneden) tot een waterstand van NAP+5,80 m voor de 1/4.000 omstandigheden voor de situatie over 100 jaar.

De decimeringshoogte bedraagt hier 0,55 m zodat een factor 10 grotere overschrijdingskans leidt tot een 0,55 m lagere waterstand. Uitgaande van NAP+5,80 m voor de 1/4.000 omstandigheden leidt dit tot NAP+5,25 m voor 1/500 en NAP+4,80 m voor de 1/50 (alsmede NAP+5,50 m voor 1/1.000 en NAP+4,95 m voor 1/100). Een en ander overigens conform tabel 3 in [Haskoning, 2007a].

De maatgevende golfaanval is bepaald voor een aantal waterstanden en laat zien dat bij gegeven waterstand de golfaanval slechts marginaal afhankelijk is van de overschrijdingsfrequentie. Voor een niveau rond de maatgevende waterstand (NAP+6 m) is deze gelijk aan de 2,5 m. De feitelijke waarde hangt met name af van de waterstand waarbij een 2 m lagere waterstand leidt tot een 1 m lagere golf (dus $H_s = 1,5$ m i.p.v. 2,5 m).

Een en ander betekent ook dat de golfhoogte bij de 1/50 condities (met een 1 m lagere waterstand dan het ontwerppeil) zal leiden tot een golfhoogte van $2,5 - 0,5 = 2,0$ m.

De condities voor de meer westelijke raai (km 6.78) zijn hierbij marginaal zwaarder (circa 0,05 m) dan die voor de Zwartegatskreek (km 5.30).

9.5.3 Toelaatbare condities

In [Haskoning, 2007a] is slechts het beschermingsniveau (voor een situatie over 100 jaar) bepaald.

Voor de basaltglooiing bij de Zwartegatskreek (km raai 5.300) blijkt de stabiliteitsparameter F voor de 1/50 omstandigheden ($F = 6,4$) net boven de stabiele grens van $F = 6$ te zitten (zie tabel 6 in [Haskoning, 2007a]).

Een en ander betekent ook dat de eerder afgeleide golfhoogte van 2,0 m feitelijk dus nog te laag is. Via extrapolatie volgt dat de net toelaatbare golfhoogte circa 1,8 m bedraagt bij een huidige faalkans van circa 1/20 per jaar. Dit is overigens wel een golfhoogte die toelaatbaar is bij een waterstand van circa NAP+4,3 m en dus 1,5 m onder de maatgevende waterstand.

In alle gevallen is er een probleem met het niveau van de bovenzijde van de verdedigingsconstructie, daar de aanwezige basaltglooiing slechts reikt tot NAP+3 m. Daarboven zit een grasbekleding^{*)}.

Het (boven)talud zal dus sowieso in opwaartse richting moeten worden opgetrokken. Indien daarbij gebruik zal worden gemaakt van vergelijkbare bekleding mag de effectieve golfhoogte dus hooguit 1,8 m zijn.

De situatie bij Nieuwvliet-Clementspolder is nog veel beroerder (o.a. vanwege minder dikke en minder zware bekleding). In dit geval is de grootte van de stabiliteitsparameter in absolute zin circa 4 groter (voor 1/50 condities 10,7 i.p.v. 6,4). De nog aanvaardbare golfhoogte valt feitelijk buiten het bereik van een nog betrouwbare extrapolatie maar zal slechts in de orde van 1 m zijn.

Ook hier geldt de noodzaak tot het optrekken van de bovenzijde van de constructie als tenminste noodzakelijke ingreep.

Samenvattend leidt dit tot de conclusie dat er in alle gevallen noodzaak is tot het optrekken van de thans aanwezige (te lage) verdedigingsconstructie. Indien daarvoor een vergelijkbare bekleding wordt gebruikt zal de golfaanval behoorlijk moeten worden beperkt. Voor Zwartegatskreek mag deze dan de 1,8 m niet overtreffen en voor bij Nieuwvliet-Clementspolder is 1 m nog net toelaatbaar.

Daar komt nog bij dat niet alleen de effectieve golfaanval voor wat de bekleding zal moeten worden beperkt, maar ook dat de golfoverslag veel te hoog is. Uit de in [Haskoning, 2007b] gegeven informatie valt af te leiden dat er sprake is van een kruinhoogtetekort van 2 tot 3 m. Verwacht mag worden dat bij een dergelijke, voor de bekleding benodigde, reductie van de golfaanval het 'golfoverslag-probleem' is verdwenen.

Alles overziend zijn er nu feitelijk de volgende opties (beginnende bij een echte dijk overgaand in een regulier duin):

- 1) Maak de dijk echt als dijk in orde en versterk de bekleding (vervangen door zwaardere constructie) in combinatie met het verhogen van de kruin (opdat ook aan het overslagcriterium wordt voldaan);
- 2) Maak alleen de bekleding in orde door het vervangen en uitbreiden van de aanwezige bekleding door iets wat wel voldoende stabiel is en doe daarbij nog niets aan de kruinhoogte maar beperk de golfaanval door het aanbrengen van een steunberm opdat de golfoverslag niet te groot wordt;
- 3) Als 2) maar dan een meer geoptimaliseerde vorm waarbij de voor de golfoverslag bepalende kritieke waarde van de golfhoogte ook wordt gebruikt voor de dimensionering van de benodigde bekleding;
- 4) Breid de bekleding in opwaartse uit door gebruik te maken van hetzelfde materiaal (in dat geval dient de golfaanval dus tot de eerder genoemde waarde te worden beperkt en moet er een forse steunberm worden aangebracht).

^{*)} Volgens informatie van het Waterschap d.d. 22/5 zit hier (tussen NAP+3 m en NAP+7,5 m) geen gras maar asfaltbeton, hetgeen dus veel beter lijkt dan enkel gras. De consequentie hiervan is dat de sterkte toeneemt en daarmee ook de nog net acceptabele golfbelasting hoger wordt dan initieel op basis van deze uitwerkingen voorgesteld.

- 5) Doe helemaal niets met de thans aanwezige bekleding en laat de dijk onderdeel zijn van een aan de zeewaartse zijde uitgebouwd duin. In dit geval kunnen de aanwezige bekledingsresten hooguit de afslag in de eindfase van de storm nog enigszins beperken. Dit is de zogenaamde "dijk als duin" oplossing.

9.5.4 Nadere uitwerkingen

In de figuren 9.27 en 9.28 is het resultaat gegeven van de basisuitwerkingen waarbij het profiel aan de zeewaartse zijde is versterkt. Deze versterking is zodanig vormgegeven dat het afslagpunt samenvalt met de binnenkruinrand. Afhankelijk van de locatie en de zichttermijn bedraagt de aldus benodigde uitbouw 15 tot 30 m.

Door het nog enigszins landwaarts laten opschuiven van het grensprofiel kan deze versterkingsomvang overigens nog met 5 tot 10 m worden beperkt.

In de voorliggende uitwerkingen is overigens gebruik gemaakt van het 2005-profiel. Zoals blijkt uit het in figuur 9.29 gegeven MKL-verloop is er in beide gevallen sprake van een relatief mager jaar. Voor km raai 5.30 wordt de BKL (op 66 m uit de hoofdraai) al bijna onderschreden. De BKL voor km raai 6.84 ligt thans nog veel verder landwaarts.

Vergelijkbaar met de in paragraaf 1 gepresenteerde uitwerkingen is zijn ook hier de resultaten van DUROSTA-berekeningen gepresenteerd. De uitgevoerde berekeningen hebben in dit geval slechts betrekking op km raai 5.30 (de resultaten voor de andere locatie zijn waarschijnlijk vergelijkbaar). De bovenste afbeelding van figuur 9.30 heeft betrekking op de situatie met 15 m uitbouw. Als gevolg van de storm slaat het duin voor de constructie weg en wordt het grootste deel van dit volume op de vooroever afgezet. Het niveau van het strand blijft hierbij min of meer gelijk.

Dit laatste is niet het geval bij een onversterkte dijk als gegeven in de onderste afbeelding. In dit geval ontstaat er een diepe ontgrondingskuil en treedt ook een verlaging van het strand op. Hierdoor zal er ook sprake zijn van een relatieve toename van de golfaanval op de dijk.

In figuur 9.31 zijn nog een tweetal voorbeelden gegeven van een grotere versterking, te weten een uitbouw van 30 en 45 m.

In het laatste geval komt de dijk niet bloot tijdens de storm, ofschoon er tijdens hoogwater nog wel sprake zal zijn van golfwerking op de randvoorwaardenlocatie.

Het voor de vier besproken gevallen berekende verloop van de golfhoogte in de randvoorwaardenlocatie is gegeven in figuur 9.32.

Ook hier blijkt wederom dat een toename van het zandvolume voor de dijk leidt tot een afname van de hoeveelheid golfaanval.

De situatie waarbij het bodemniveau van het strand feitelijk niet wijzigt (bij 15 m uitbouw als gegeven in de bovenste afbeelding van figuur 9.30) is de maximale golfhoogte gelijk aan circa 2,7 m en komt daarbij overeen met de regulier in rekening gebracht waarde van 2,5 m.

Figuur 9.33 geeft tenslotte de relatie tussen de omvang van de zeewaartse aanvulling en de maatgevende golfaanval op de dijk. Bij toenemende uitbouw neemt de aanval af. Voor een uitbouw van meer dan 30 m blijft het duinfront zeewaarts van het dijktalud waardoor er feitelijk geen sprake is van enige aanval op de dijk.

9.5.5 Conclusies

Op basis van dit resultaat kan worden geconcludeerd dat er door het aanbrengen van een steunberm feitelijk slechts een beperkt reductie van de maximale golfaanval op de dijk mogelijk is. Met het verder ophogen van het aangebrachte volume wordt al snel een situatie bereikt waarbij de afslag zich volledig zeewaarts van de dijkconstructie bevindt. Feitelijk moet hiertoe dan een volledig duin voor de dijk worden aangelegd. Deze zware beperking in de maatgevende golfaanval is nodig omdat de stabiliteit van de aanwezige bekleding zeer beperkt is, waardoor er voor deze locatie (km raai 5.30) slechts 1,8 m mag worden toegestaan.

Ook hier dient er dus feite de keuze te worden gemaakt tussen:

- A) een situatie met zeer beperkte (tot geen) golfaanval op het dijktalud te realiseren door het aanbrengen van een compleet duin voor de dijk;
- B) het instabiel beschouwen van de dijk en daarmee het als duin uitvoeren.

De eindconclusie zou kunnen zijn dat de laatste "dijk als duin" variant ook in dit geval wellicht de beste optie is.

9.6 Duin-achter-dijk

In een aantal gevallen wordt de bestaande dijk aan de achterzijde versterkt door het aanbrengen van een achterliggend duin: de zogenaamde duin-achter-dijk-variant. Ter voorkoming van ongewenste effecten bij het lokaal bezwijken van de dijkbekleding wordt een brestoeslag gehanteerd. Deze bestaat uit 20 m extra landwaartse uitbouw van het achterliggende duin.

Indien de aanwezige dijk robuust van omvang is en er thans ook geen kruinhoogte-tekort aanwezig is zou een situatie kunnen ontstaan waarbij de als duin te beschouwen dijk al voldoet en dus de achterliggende duinversterking dus feitelijk alleen bestaat uit de eerder genoemde brestoeslag.

In figuur 9.34 is een voorbeeld gegeven van een dergelijk dwarsprofiel, te weten km raai 6.19 (nr. 31) op het traject Nieuwvliet-Bad – Groede.

Indien dit dijkprofiel als duin wordt beschouwd, dan blijkt deze in de huidige situatie reeds voldoende robuust.

Conform de ook in de achtergrondrapportage gepresenteerde berekeningen is er pas op langere termijn noodzaak tot het aanbrengen van een duinversterking. In het geval van een zeewaartse versterking is deze noodzaak er pas op een termijn van 200 jaar (rekening houdend met bodemverhoging als gevolg van zeespiegelstijging). Deze termijn geldt ook bij een landwaartse versterking.

Zoals dan ook blijkt uit de in figuren 9.34 (overzicht) en 9.35 (details) gepresenteerde afslagprofielen past het maatgevende afslagpunt na zowel 50 als 100 jaar nog ruim binnen het aanwezige dijkprofiel. Een versterking is dus feitelijk niet nodig. Door de extra bresgroei-toeslag achter de dijk te 'plakken' ontstaat een situatie die voldoende robuust is en waarbij het plaatselijk bezwijken van de dijk dus zeker geen aanleiding zal geven tot het daadwerkelijk bezwijken van de waterkering.

In figuur 9.35 is naast het 'huidige' dwarsprofiel tevens een mager dwarsprofiel toegevoegd.

Dit betreft het dwarsprofiel uit 2000, het jaar waarin de MKL relatief ver landwaarts lag (zie figuur 9.36).

Er zou overigens ook voor kunnen worden gekozen om de voorzijde van de brestoeslag samen te laten vallen met de positie van het maatgevende afslagpunt.

In dat geval maakt het achterste deel van de dijk nog onderdeel uit van de brestoeslag en behoeft er dus minder materiaal daadwerkelijk te worden toegevoegd. Aanbevolen wordt echter om de minder risicovolle, robuustere uitwerking te volgen.

9.7 Zeewaartse uitwerking Nieuwvliet-Groede

Ten aanzien van het verlies van materiaal in oostelijke richting zou kunnen worden overwogen om over te gaan tot het 'upgraden' van een of meerdere standhoofden. Hierdoor kan een situatie worden gecreëerd waarbij er oostelijk van het Kruishoofd meerdere kleinschalige stabiele kustboogjes ontstaan. Het gebruik van dergelijke constructies levert echter ook weer lijzijde-problemen op en de vraag doet zich voor of het wel verstandig is de huidige nagenoeg volledig zachte kustsectie, van allerlei constructies te voorzien.

Desalniettemin zou een soort van maatwerkuitvoering wel voordelig kunnen zijn. Aanbevolen wordt om dit laatste echter naar 'bevind van zaken' te doen en gewoon te beginnen met de zeewaartse uitbouw en de ontwikkelingen goed te monitoren.

Het lijkt in deze overigens niet verstandig om het Kruishoofd 'dicht te zetten' omdat daarmee ook de eventuele aanvoer van sediment uit westelijke richting volledig wordt geblokkeerd.

Mocht er alsnog significant verlies van materiaal naar het westen optreden dan kan ook hier naar bevind van zaken worden gehandeld.

De met deze ingrepen te maken kosten kunnen overigens per definitie worden betaald uit de besparing op het uit te voeren onderhoud.

9.8 Compartimenteringsdam kustvak Breskens-Oost

Voor het kustdeel Breskens-Oost wordt zeer sterk aanbevolen om het kustvak op te delen in twee deeltrajecten door ter plaatse van de thans aanwezige resten van het strandhoofd een zanddichte constructie aan te leggen.

Door deze ingreep wordt voorkomen dat het strand binnen het kustvak zich als vanouds gaat gedragen. Op dit thans aanwezige gedrag is reeds uitgebreider ingegaan in de achtergrondrapportage (zie paragraaf 6.2 alsmede figuur 6.5 in het betreffende rapport).

Door het aanbrengen van een dergelijke constructie wordt bereikt dat:

- De voor het westelijke deel aangebrachte kustversterking beter blijft liggen en dus niet zoals 'vroeger' wegvloeit naar het oostelijke deel;
- Het strand aan de oostelijke zijde (zeker het stranddeel direct aanliggend tegen deze dam) ook in stabiliteit toeneemt;
- De omvang van het totale onderhoud op het kustvak daarmee zeer sterk reduceert;
- Het verlies van zand aan de oostzijde richting de ingang van de handelshaven dus ook minder wordt;
- De eventuele aanzanding in deze laatste haveningang daarmee wordt beperkt.



In de huidige situatie is sprake van een vierjaarlijkse aanvulling van 100 tot 200 duizend m³ (in 2001 circa 200.000 m³ en in 2005 120.000 m³). Het jaarlijkse onderhoud komt daarmee thans dus op circa 40 duizend m³/jaar.

Dit laatste zal bij aanleg van een compartimenteringsdam zeer sterk reduceren. Het toekomstige onderhoud zal daarbij (natuurlijk afhankelijk van de uitvoering) vermoedelijk tussen 0 en (maximaal) 20 duizend m³/jaar bedragen.

Referenties

- Cleveringa, J. 2006.** Morfodynamische ontwikkeling Voordelta, Alkyon rapport A1698.
- Groot, T, 1964.** Nota Cadzand; verbetering strandverdediging ten westen van de uitwateringsgeul te Cadzand, Rijkswaterstaat directie Waterhuishouding en waterbeweging, studiedienst Vlissingen Nota 64.2.
- Haskoning, 2007a.** Conserverende maatregelen Zeeuws-Vlaanderen', 28 maart 2007 (*concept*).
- Haskoning, 2007b.** Aanvulling conserverende maatregelen Zeeuws-Vlaanderen', 2 mei 2007 (*concept*).
- Projectbureau Zwakke Schakels Zeeland, 2005.** Basisdocument kustversterking West Zeeuwsch-Vlaanderen – Boetseren van veiligheid rond ruimtelijke kwaliteit, Juni 2005.
- Projectbureau Zwakke Schakels Zeeland, 2005.** Startnotitie milieueffectrapportages zwakke schakel Kust West Zeeuwsch-Vlaanderen & project Waterdunen (definitief), november 2005.
- Rijkswaterstaat, Dienst Weg- en Waterbouwkunde, 2003.** Beheerdersoordeel veiligheidstoetsing waterkering door zwaardere golfbelasting. Samenvatting aanvullende beheerdersoordelen, December 2003.
- Rijkswaterstaat, 1993.** Zeewaartse Kustverdediging Zeeuws-Vlaanderen; studie naar alternatieve methoden om de kust bij de Tienhonderdpolder te verdedigen, brochure Rijkswaterstaat directie Zeeland.
- Rijkswaterstaat, 2005.** Kustlijnkaarten 2005. Rapport RIKZ-2005.009, april 2005.
- Rijkswaterstaat, 2006.** Kustlijnkaarten 2006. Rapport RIKZ-2006.001, maart 2006.
- Roelse, P. en J.W. Maranus, 1985.** De lange termijn ontwikkeling van de Belgische oostkust en het aangrenzende kustgedeelte van Zeeuwsch Vlaanderen, Rijkswaterstaat directie Waterhuishouding en waterbeweging, Nota WWKZ-85.v010.
- Roelse, P., 1996.** Optimalisatie Basiskustlijn Zeeuwsch-Vlaanderen Kustvak Cadzand, Rijkswaterstaat RIKZX, werkdocument RIKZ/AB-96.831x, 22 p.
- Ruig, J.H.M. de en P. Roelse, 1992.** Zeewaartse kustverdediging Zeeuwsch-Vlaanderen; gevoeligheidsonderzoek voor en praktijkproef "Tienhonderdpolder", Rijkswaterstaat dienst Getijdewateren, Rapport DGW-92.017.
- Steetzel, H.J., 1994.** Effect bebouwing op de mate van duinafslag, deel II, Nadere kwantificering effecten. Waterloopkundig Laboratorium, Rapport H1696, april 1994.
- Steetzel, 2005.** Haalbaarheid zeewaartse versterkingen Breskens en Cadzand-Bad. Verslag bureaustudie A1459, juni 2005.
- Steijn, R.C. en A.J.F. van der Spek, 2005.** Mogelijkheden voor geulwandversterking of verlegging Oostgat / Sardijngeul. Alkyon, rapport A1431.
- Slikke, M.J. van der, 1999.** Morfogische ontwikkeling Westerscheldemonding tot 2020; een fenomenologische visie, Universiteit Utrecht IMAU, rapport R99.16, 43 p.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 2002.** Leidraad Zandige Kust. December 2002.



Verhagen, , H.J. en H. Van Rossum, 1990. Technisch Rapport nr 12 strandhoofden en paalrijen,; technische evaluatie en hun werking, Rijkswaterstaat, Rapportenserie Kustverdediging na 1990, 40 p.

Waterschap Zeeuws-Vlaanderen, 2005. Beheerdersoordeel 2006 "Zwakke Schakels Noordzeekust" – Toetsing op zwaardere golfbelasting (definitief). December 2005.

Waterschap Zeeuws-Vlaanderen, 2005. Beschrijving suppleties voorjaar 2005.

Tabellen

Nr.	Km-raai	X_RSP [m]	Y_RSP [m]	dir [tov N]	duin/dijk	Opmerkingen
1	0.11	28 016	380 443	31.5	duin	
2	0.31	27 845	380 546	31.5	duin	
3	0.51	27 674	380 649	30.6	duin	
4	0.71	27 502	380 752	30.6	duin	
5	1.46	26 859	381 139	30.6		
6	1.61	26 731	381 216	30.6		
7	1.71	26 639	381 249	8.1		
8	1.88	26 473	381 274	9.0		
9	2.08	26 281	381 304	9.0	duin	
10	2.30	26 063	381 337	9.0	duin	
11	2.51	25 850	381 369	9.0	duin	
12	2.71	25 653	381 399	9.0		
13	2.90	25 470	381 427	9.0		
14	3.08	25 287	381 455	9.0		
15	3.24	25 129	381 479	9.0		
16	3.36	25 015	381 496	8.1		
17	3.52	24 856	381 503	356.4		
18	3.73	24 642	381 489	356.4		
19	3.96	24 412	381 475	356.4		
20	4.13	24 239	381 465	356.4		
21	4.21	24 176	381 428	329.4		
22	4.41	24 004	381 326	329.4		
23	4.61	23 832	381 225	329.4	duin	
24	4.83	23 642	381 112	329.4		
25	4.96	23 530	381 047	329.4		
26	5.12	23 392	380 965	329.4		
27	5.30	23 237	380 874	329.4		
28	5.58	22 980	380 771	342.9		
29	5.84	22 726	380 692	342.9		
30	6.02	22 562	380 641	342.9		
31	6.19	22 392	380 589	342.9		
32	6.38	22 216	380 534	342.9		
33	6.63	21 977	380 460	342.9		
34	6.84	21 771	380 397	342.9		
35	7.05	21 571	380 335	342.9		
36	7.30	21 337	380 262	342.9		
37	7.51	21 139	380 201	342.9		
38	7.68	20 973	380 150	342.9		
39	7.78	20 873	380 119	342.9		
40	7.91	20 754	380 082	342.9		
41	8.02	20 645	380 048	342.9	duin	
42	8.22	20 442	380 018	353.7	duin	
43	8.51	20 163	379 985	353.7	duin	
44	8.77	19 905	379 955	353.7		
45	9.03	19 642	379 924	353.7		
46	9.36	19 319	379 886	353.7		
47	9.51	19 167	379 868	353.7		
48	9.62	19 056	379 855	353.7		
49	9.79	18 892	379 836	353.7		
50	9.85	18 831	379 829	342.0		
51	9.93	18 753	379 820	334.8		
52	10.07	18 609	379 803	333.9		
53	10.21	18 470	379 787	334.8		
54	10.32	18 366	379 775	334.8		
55	10.46	18 234	379 731	334.8		
56	10.68	18 030	379 636	334.8	duin	
57	10.92	17 818	379 536	334.8	duin	
58	11.12	17 632	379 450	334.8	duin	
59	11.36	17 419	379 350	334.8	duin	
60	11.62	17 179	379 238	334.8	duin	
61	11.91	16 920	379 117	334.8	duin	
62	12.14	16 708	379 018	334.8	duin	
63	12.42					
64	12.62	16 265	378 845	340.2		
65	12.82	16 077	378 777	340.2		
66	13.00	15 908	378 716	340.2		
67	13.18	15 739	378 654	340.2		
68	13.35	15 574	378 595	340.2		
69	13.54	15 400	378 532	340.2		
70	13.63	15 307	378 498	331.2		
71	13.72	15 239	378 446	322.2	duin	
72	13.81	15 167	378 391	322.2	duin	
73	13.91	15 088	378 330	322.2	duin	
74	14.01	15 008	378 270	322.2	duin	
75	14.12	14 921	378 203	322.2	duin	
76	14.27	14 806	378 115	322.2	duin	
77	14.50	14 623	377 975	322.2	duin	
78	14.67	14 488	377 872	322.2		
79	14.87	14 329	377 751	323.1		

Tabel 2.1: Overzicht raailocaties westkust Zeeuwsch-Vlaanderen

Locatie		Huidige situatie			Opmerkingen
Nr.	Km-raai	RP [m tov NAP]	H _s [m]	T _p [s]	
1	0.11	5.60	3.00	11.40	
2	0.31	5.60	3.00	11.40	
3	0.51	5.60	3.00	11.40	
4	0.71	5.60	3.00	11.40	
5	1.46	5.60	3.48	11.40	
6	1.61	5.60	3.58	11.40	
7	1.71	5.60	3.64	11.40	
8	1.88	5.60	3.75	11.40	
9	2.08	5.60	3.80	11.40	
10	2.30	5.60	3.80	11.40	
11	2.51	5.55	3.80	11.40	
12	2.71	5.55	3.80	11.40	
13	2.90	5.55	3.80	11.40	
14	3.08	5.55	3.80	11.40	
15	3.24	5.55	3.80	11.40	
16	3.36	5.55	3.80	11.40	
17	3.52	5.55	3.80	11.40	
18	3.73	5.55	3.80	11.40	
19	3.96	5.55	3.80	11.40	
20	4.13	5.55	3.80	11.40	
21	4.21	5.55	3.80	11.40	
22	4.41	5.55	3.80	11.40	
23	4.61	5.55	3.80	11.40	
24	4.83	5.55	3.84	11.40	
25	4.96	5.54	3.86	11.40	
26	5.12	5.54	3.89	11.40	
27	5.30	5.54	3.92	11.40	
28	5.58	5.54	3.97	11.40	
29	5.84	5.53	4.02	11.40	
30	6.02	5.53	4.05	11.40	
31	6.19	5.53	4.08	11.40	
32	6.38	5.52	4.11	11.40	
33	6.63	5.52	4.16	11.40	
34	6.84	5.52	4.19	11.40	
35	7.05	5.51	4.23	11.40	
36	7.30	5.51	4.28	11.40	
37	7.51	5.51	4.31	11.40	
38	7.68	5.50	4.34	11.40	
39	7.78	5.50	4.36	11.40	
40	7.91	5.50	4.38	11.40	
41	8.02	5.50	4.40	11.40	
42	8.22	5.50	4.40	11.40	
43	8.51	5.45	4.45	11.40	
44	8.77	5.45	4.50	11.40	
45	9.03	5.45	4.55	11.40	
46	9.36	5.45	4.61	11.40	
47	9.51	5.45	4.64	11.40	
48	9.62	5.45	4.66	11.40	
49	9.79	5.45	4.70	11.40	
50	9.85	5.45	4.71	11.40	
51	9.93	5.45	4.72	11.40	
52	10.07	5.45	4.75	11.40	
53	10.21	5.45	4.78	11.40	
54	10.32	5.45	4.80	11.40	
55	10.46	5.45	4.83	11.40	
56	10.68	5.45	4.85	11.40	
57	10.92	5.45	4.90	11.40	
58	11.12	5.45	4.95	11.40	
59	11.36	5.45	5.00	11.40	
60	11.62	5.45	5.05	11.40	
61	11.91	5.45	5.10	11.40	
62	12.14	5.40	5.15	11.40	
63	12.42	5.40	5.20	11.40	
64	12.62	5.40	5.20	11.40	
65	12.82	5.40	5.22	11.40	
66	13.00	5.40	5.27	11.40	
67	13.18	5.40	5.31	11.40	
68	13.35	5.40	5.36	11.40	
69	13.54	5.40	5.40	11.40	
70	13.63	5.40	5.43	11.40	
71	13.72	5.40	5.45	11.40	
72	13.81	5.40	5.45	11.40	
73	13.91	5.40	5.45	11.40	
74	14.01	5.40	5.50	11.40	
75	14.12	5.40	5.50	11.40	
76	14.27	5.40	5.55	11.40	
77	14.50	5.40	5.63	11.40	
78	14.67	5.40	5.69	11.40	
79	14.87	5.40	5.76	11.40	

Tabel 2.5: Overzicht huidige hydraulische randvoorwaarden per locatie

Locatie		Situatie over 50 jaar			Situatie over 100 jaar			Situatie over 200 jaar		
Nr.	Km-raai	RP [m tov NAP]	H _s [m]	T _p [s]	RP [m tov NAP]	H _s [m]	T _p [s]	RP [m tov NAP]	H _s [m]	T _p [s]
1	0.11	5.95	3.00	11.40	6.30	3.00	11.40	7.90	3.15	11.90
2	0.31	5.95	3.00	11.40	6.30	3.00	11.40	7.90	3.15	11.90
3	0.51	5.95	3.00	11.40	6.30	3.00	11.40	7.90	3.15	11.90
4	0.71	5.95	3.00	11.40	6.30	3.00	11.40	7.90	3.15	11.90
5	1.46	5.95	3.48	11.40	6.30	3.48	11.40	7.90	3.66	11.90
6	1.61	5.95	3.58	11.40	6.30	3.58	11.40	7.90	3.76	11.90
7	1.71	5.95	3.64	11.40	6.30	3.64	11.40	7.90	3.83	11.90
8	1.88	5.95	3.75	11.40	6.30	3.75	11.40	7.90	3.94	11.90
9	2.08	5.95	3.80	11.40	6.30	3.80	11.40	7.90	3.99	11.90
10	2.30	5.95	3.80	11.40	6.30	3.80	11.40	7.90	3.99	11.90
11	2.51	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
12	2.71	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
13	2.90	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
14	3.08	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
15	3.24	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
16	3.36	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
17	3.52	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
18	3.73	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
19	3.96	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
20	4.13	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
21	4.21	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
22	4.41	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
23	4.61	5.90	3.80	11.40	6.25	3.80	11.40	7.85	3.99	11.90
24	4.83	5.90	3.84	11.40	6.25	3.84	11.40	7.85	4.03	11.90
25	4.96	5.89	3.86	11.40	6.24	3.86	11.40	7.84	4.06	11.90
26	5.12	5.89	3.89	11.40	6.24	3.89	11.40	7.84	4.08	11.90
27	5.30	5.89	3.92	11.40	6.24	3.92	11.40	7.84	4.12	11.90
28	5.58	5.89	3.97	11.40	6.24	3.97	11.40	7.84	4.17	11.90
29	5.84	5.88	4.02	11.40	6.23	4.02	11.40	7.83	4.22	11.90
30	6.02	5.88	4.05	11.40	6.23	4.05	11.40	7.83	4.25	11.90
31	6.19	5.88	4.08	11.40	6.23	4.08	11.40	7.83	4.28	11.90
32	6.38	5.87	4.11	11.40	6.22	4.11	11.40	7.82	4.32	11.90
33	6.63	5.87	4.16	11.40	6.22	4.16	11.40	7.82	4.37	11.90
34	6.84	5.87	4.19	11.40	6.22	4.19	11.40	7.82	4.40	11.90
35	7.05	5.86	4.23	11.40	6.21	4.23	11.40	7.81	4.44	11.90
36	7.30	5.86	4.28	11.40	6.21	4.28	11.40	7.81	4.49	11.90
37	7.51	5.86	4.31	11.40	6.21	4.31	11.40	7.81	4.53	11.90
38	7.68	5.85	4.34	11.40	6.20	4.34	11.40	7.80	4.56	11.90
39	7.78	5.85	4.36	11.40	6.20	4.36	11.40	7.80	4.58	11.90
40	7.91	5.85	4.38	11.40	6.20	4.38	11.40	7.80	4.60	11.90
41	8.02	5.80	4.40	11.40	6.15	4.40	11.40	7.70	4.62	11.90
42	8.22	5.80	4.40	11.40	6.15	4.40	11.40	7.70	4.62	11.90
43	8.51	5.75	4.45	11.40	6.10	4.45	11.40	7.65	4.67	11.90
44	8.77	5.75	4.50	11.40	6.10	4.50	11.40	7.65	4.73	11.90
45	9.03	5.75	4.55	11.40	6.10	4.55	11.40	7.65	4.78	11.90
46	9.36	5.75	4.61	11.40	6.10	4.61	11.40	7.65	4.84	11.90
47	9.51	5.75	4.64	11.40	6.10	4.64	11.40	7.65	4.87	11.90
48	9.62	5.75	4.66	11.40	6.10	4.66	11.40	7.65	4.90	11.90
49	9.79	5.75	4.70	11.40	6.10	4.70	11.40	7.65	4.93	11.90
50	9.85	5.75	4.71	11.40	6.10	4.71	11.40	7.65	4.94	11.90
51	9.93	5.75	4.72	11.40	6.10	4.72	11.40	7.65	4.96	11.90
52	10.07	5.75	4.75	11.40	6.10	4.75	11.40	7.65	4.99	11.90
53	10.21	5.75	4.78	11.40	6.10	4.78	11.40	7.65	5.02	11.90
54	10.32	5.75	4.80	11.40	6.10	4.80	11.40	7.65	5.04	11.90
55	10.46	5.75	4.83	11.40	6.10	4.83	11.40	7.65	5.07	11.90
56	10.68	5.75	4.85	11.40	6.10	4.85	11.40	7.65	5.09	11.90
57	10.92	5.75	4.90	11.40	6.10	4.90	11.40	7.65	5.15	11.90
58	11.12	5.75	4.95	11.40	6.10	4.95	11.40	7.65	5.20	11.90
59	11.36	5.75	5.00	11.40	6.10	5.00	11.40	7.65	5.25	11.90
60	11.62	5.75	5.05	11.40	6.10	5.05	11.40	7.65	5.30	11.90
61	11.91	5.75	5.10	11.40	6.10	5.10	11.40	7.65	5.36	11.90
62	12.14	5.70	5.15	11.40	6.05	5.15	11.40	7.60	5.41	11.90
63	12.42	5.70	5.20	11.40	6.05	5.20	11.40	7.60	5.46	11.90
64	12.62	5.70	5.20	11.40	6.05	5.20	11.40	7.60	5.46	11.90
65	12.82	5.70	5.22	11.40	6.05	5.22	11.40	7.60	5.48	11.90
66	13.00	5.70	5.27	11.40	6.05	5.27	11.40	7.60	5.53	11.90
67	13.18	5.70	5.31	11.40	6.05	5.31	11.40	7.60	5.58	11.90
68	13.35	5.70	5.36	11.40	6.05	5.36	11.40	7.60	5.62	11.90
69	13.54	5.70	5.40	11.40	6.05	5.40	11.40	7.60	5.67	11.90
70	13.63	5.70	5.43	11.40	6.05	5.43	11.40	7.60	5.70	11.90
71	13.72	5.70	5.45	11.40	6.05	5.45	11.40	7.60	5.72	11.90
72	13.81	5.70	5.45	11.40	6.05	5.45	11.40	7.60	5.72	11.90
73	13.91	5.70	5.45	11.40	6.05	5.45	11.40	7.60	5.72	11.90
74	14.01	5.70	5.50	11.40	6.05	5.50	11.40	7.60	5.77	11.90
75	14.12	5.70	5.50	11.40	6.05	5.50	11.40	7.60	5.78	11.90
76	14.27	5.70	5.55	11.40	6.05	5.55	11.40	7.60	5.83	11.90
77	14.50	5.70	5.63	11.40	6.05	5.63	11.40	7.60	5.91	11.90
78	14.67	5.70	5.69	11.40	6.05	5.69	11.40	7.60	5.97	11.90
79	14.87	5.70	5.76	11.40	6.05	5.76	11.40	7.60	6.04	11.90

Tabel 2.7: Overzicht toekomstige hydraulische randvoorwaarden per locatie

Nr.	Km-raai	duin/dijk	BKL-jaar	D _{rek} [µm]	Opmerkingen
1	0.11	duin	1992	187	
2	0.31	duin	1992	187	
3	0.51	duin	2000	187	
4	0.71	duin	1997	187	
5	1.46			187	
6	1.61			187	
7	1.71			187	
8	1.88			187	
9	2.08	duin	1991	187	
10	2.30	duin	1991	187	
11	2.51	duin	1992	187	
12	2.71			187	
13	2.90			187	
14	3.08			187	
15	3.24			187	
16	3.36			187	
17	3.52			187	
18	3.73			187	
19	3.96			187	
20	4.13			187	
21	4.21			187	
22	4.41			187	
23	4.61	duin	1991	187	
24	4.83			188	
25	4.96			189	
26	5.12			189	
27	5.30			190	
28	5.58			191	
29	5.84			192	
30	6.02			193	
31	6.19			194	
32	6.38			195	
33	6.63			196	
34	6.84			197	
35	7.05			198	
36	7.30			199	
37	7.51			200	
38	7.68			201	
39	7.78			201	
40	7.91			202	
41	8.02	duin	2000	202	
42	8.22	duin	1991	202	
43	8.51	duin	2000	202	
44	8.77			204	
45	9.03			205	
46	9.36			207	
47	9.51			208	
48	9.62			208	
49	9.79			209	
50	9.85			210	
51	9.93			210	
52	10.07			211	
53	10.21			212	
54	10.32			212	
55	10.46			213	
56	10.68	duin	1993	214	
57	10.92	duin	1992	215	
58	11.12	duin	1992	217	
59	11.36	duin	1989	219	
60	11.62	duin	1992	221	
61	11.91	duin	1992	222	
62	12.14	duin	1997	225	
63	12.42		2000	226	
64	12.62		2000	213	
65	12.82		2000	214	
66	13.00			216	
67	13.18			218	
68	13.35			220	
69	13.54			222	
70	13.63		2001	223	
71	13.72	duin	2003	223	
72	13.81	duin	2001	228	
73	13.91	duin	2002	233	
74	14.01	duin	2001	238	
75	14.12	duin	2002	243	
76	14.27	duin	1990	248	
77	14.50	duin		256	
78	14.67			262	
79	14.87			269	

Tabel 2.9: Overzicht aanvullende informatie per locatie

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Versterkingsvolumes [m ³ /m ¹]		Breedte versterking [m]		Opmerkingen
			1 - landwaarts	2 - zeewaarts	1 - landwaarts	2 - zeewaarts	
1	0.11	duin					
2	0.31	duin					
3	0.51	duin					
4	0.71	duin					
5	1.46						
6	1.61		252	200	-37	35	
7	1.71		381	271	-51	42	
8	1.88						
9	2.08	duin					
10	2.30	duin					
11	2.51	duin					
12	2.71		117	100	-26	13	
13	2.90		95	232	-18	55	
14	3.08		521	619	-76	73	
15	3.24		528	1956	-83	148	
16	3.36		746	2769	-120	153	
17	3.52		1208	3134	-173	147	
18	3.73		496	2539	-112	154	
19	3.96		534	2247	-86	155	
20	4.13		1026	3330	-162	146	
21	4.21		934	3353	-141	167	
22	4.41		71	2440	-18	194	
23	4.61	duin					
24	4.83						
25	4.96						
26	5.12		25	34	-7	7	
27	5.30						
28	5.58		19	41	-13	8	
29	5.84						
30	6.02						
31	6.19						
32	6.38						
33	6.63		90	126	-25	25	
34	6.84		163	160	-27	37	
35	7.05						
36	7.30		102	121	-25	20	
37	7.51		209	234	-37	40	
38	7.68		94	104	-21	14	
39	7.78		293	352	-49	51	
40	7.91		57	67	-17	17	
41	8.02	duin					
42	8.22	duin					
43	8.51	duin					
44	8.77						
45	9.03						
46	9.36		129	148	-24	39	
47	9.51		114	93	-27	27	
48	9.62		75	108	-21	31	
49	9.79						
50	9.85						
51	9.93		67	121	-12	32	
52	10.07		88	166	-20	34	
53	10.21		155	210	-25	41	
54	10.32		106	209	-25	42	
55	10.46						
56	10.68	duin					
57	10.92	duin					
58	11.12	duin					
59	11.36	duin					
60	11.62	duin					
61	11.91	duin					
62	12.14	duin					
63	12.42						
64	12.62						
65	12.82						
66	13.00						
67	13.18						
68	13.35		107	293	-34	54	
69	13.54						
70	13.63		75	102	10	14	
71	13.72	duin					
72	13.81	duin					
73	13.91	duin					
74	14.01	duin					
75	14.12	duin					
76	14.27	duin					
77	14.50	duin					
78	14.67						
79	14.87						

Tabel 3.1: Resultaten huidige situatie

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Versterkingsvolumes [m ³ /m ¹]				Breedte versterking [m]				Opmerkingen	
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar		
1	0.11	duin				178						
2	0.31	duin				586						
3	0.51	duin		13	73	535						
4	0.71	duin				586						
5	1.46			22	124	716						
6	1.61		252	362	437	1051	-37	-47	-52			
7	1.71		381	464	535	1161	-51	-57	-61			
8	1.88					557						
9	2.08	duin				669						
10	2.30	duin				688						
11	2.51	duin				715						
12	2.71		117	238	340	975	-26	-41	-50			
13	2.90		95	201	285	948	-18	-30	-38			
14	3.08		521	588	674	1336	-76	-80	-86			
15	3.24		528	593	670	1385	-83	-87	-91			
16	3.36		746	825	914	1781	-120	-122	-125			
17	3.52		1208	1284	1376	2251	-173	-171	-171			
18	3.73		496	563	632	1526	-112	-115	-117			
19	3.96		534	585	653	1434	-86	-86	-89			
20	4.13		1026	1115	1225	2211	-162	-170	-172			
21	4.21		934	1019	1123	2036	-141	-160	-162			
22	4.41		71	164	693	1427	-18	-32	-94			
23	4.61	duin				554						
24	4.83			88	144	590						
25	4.96				79	766						
26	5.12		25	164	264	958	-7	-25	-39			
27	5.30			77	198	858						
28	5.58		19	119	202	704	-13	-30	-42			
29	5.84			13	111	746						
30	6.02					706						
31	6.19				54	666						
32	6.38				13	646						
33	6.63		90	199	295	964	-25	-38	-47			
34	6.84		163	283	342	1043	-27	-41	-45			
35	7.05			18	136	742						
36	7.30		102	189	255	900	-25	-39	-46			
37	7.51		209	280	326	1112	-37	-46	-53			
38	7.68		94	193	279	973	-21	-38	-47			
39	7.78		293	360	433	1185	-49	-55	-62			
40	7.91		57	181	289	931	-17	-34	-45			
41	8.02	duin				194						
42	8.22	duin				189						
43	8.51	duin				539						
44	8.77					164						
45	9.03					247						
46	9.36		129	203	305	880	-24	-30	-39			
47	9.51		114	150	236	810	-27	-28	-36			
48	9.62		75	140	236	826	-21	-26	-35			
49	9.79				28	579						
50	9.85			16	95	753						
51	9.93		67	122	286	986	-12	-25	-35			
52	10.07		88	251	349	1019	-20	-31	-40			
53	10.21		155	260	350	1064	-25	-35	-43			
54	10.32		106	252	352	1074	-25	-35	-44			
55	10.46					604						
56	10.68	duin			12	720						
57	10.92	duin				554						
58	11.12	duin				414						
59	11.36	duin				264						
60	11.62	duin				317						
61	11.91	duin				199						
62	12.14	duin				280						
63	12.42											
64	12.62					278						
65	12.82					513						
66	13.00				59	732						
67	13.18			64	134	632						
68	13.35		107	159	223	936	-34	-41	-49			
69	13.54											
70	13.63		75	119	177	961	10	-77	-83			
71	13.72	duin			0	487						
72	13.81	duin			36	742						
73	13.91	duin				576						
74	14.01	duin				592						
75	14.12	duin				460						
76	14.27	duin				97						
77	14.50	duin				146						
78	14.67					547						
79	14.87			81	190	747						

Tabel 3.2a: Resultaten voor landwaarste versterkingen (zonder bodemstijging)

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Versterkingsvolumes [m ³ /m ¹]				Breedte versterking [m]				Opmerkingen
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	
1	0.11	duin				127					
2	0.31	duin				360					
3	0.51	duin			15	272			-3		-70
4	0.71	duin				272					-28
5	1.46				65	579			-13		-59
6	1.61		252	278	310	692	-37	-38	-39		-63
7	1.71		381	400	420	771	-51	-50	-49		-70
8	1.88					328					-57
9	2.08	duin				352					-44
10	2.30	duin				324					-41
11	2.51	duin				324					-43
12	2.71		117	149	191	490	-26	-30	-34		-73
13	2.90		95	135	174	581	-18	-23	-28		-65
14	3.08		521	527	532	795	-76	-75	-74		-92
15	3.24		528	526	538	853	-83	-81	-80		-102
16	3.36		746	745	758	1187	-120	-116	-114		-143
17	3.52		1208	1208	1213	1706	-173	-167	-162		-183
18	3.73		496	540	577	1100	-112	-109	-106		-134
19	3.96		534	515	509	838	-86	-80	-77		-100
20	4.13		1026	1040	1070	1703	-162	-165	-162		-189
21	4.21		934	941	961	1536	-141	-155	-152		-179
22	4.41		71	102	148	541	-18	-23	-29		-65
23	4.61	duin				272					-42
24	4.83			58	94	454		-28	-53		-82
25	4.96					508					-61
26	5.12		25	78	134	611	-7	-14	-22		-62
27	5.30			7	65	469		-4	-13		-59
28	5.58		19	55	105	461	-13	-19	-26		-61
29	5.84				18	395			-8		-57
30	6.02					515					-68
31	6.19					406					-55
32	6.38					397					-52
33	6.63		90	122	168	511	-25	-28	-33		-68
34	6.84		163	194	220	498	-27	-31	-33		-68
35	7.05				16	444			-7		-57
36	7.30		102	140	182	534	-25	-30	-34		-69
37	7.51		209	221	234	665	-37	-38	-39		-72
38	7.68		94	124	152	432	-21	-29	-32		-68
39	7.78		293	295	304	574	-49	-48	-48		-74
40	7.91		57	98	138	432	-17	-23	-27		-52
41	8.02	duin				134					-45
42	8.22	duin				21					-9
43	8.51	duin				129					-28
44	8.77										
45	9.03					117					-29
46	9.36		129	165	213	720	-24	-26	-30		-66
47	9.51		114	114	191	736	-27	-23	-31		-66
48	9.62		75	107	182	703	-21	-22	-29		-66
49	9.79					300					-51
50	9.85				18	364			-11		-51
51	9.93		67	99	127	572	-12	-18	-24		-58
52	10.07		88	170	207	582	-20	-22	-26		-47
53	10.21		155	188	235	665	-25	-27	-31		-60
54	10.32		106	187	217	650	-25	-28	-31		-64
55	10.46					184					-35
56	10.68	duin				211					-41
57	10.92	duin				68					-14
58	11.12	duin									
59	11.36	duin									
60	11.62	duin									
61	11.91	duin									
62	12.14	duin									
63	12.42										
64	12.62										
65	12.82					120					-24
66	13.00					297					-42
67	13.18			28	62	313		-12	-23		-61
68	13.35		107	131	149	451	-34	-35	-35		-61
69	13.54										
70	13.63		75	113	156	439	10	-70	-68		-86
71	13.72	duin				265					-13
72	13.81	duin				269					-80
73	13.91	duin				149					-56
74	14.01	duin				157					-54
75	14.12	duin				77					-24
76	14.27	duin									
77	14.50	duin									
78	14.67										
79	14.87			27	60	420		-6	-11		-52

Tabel 3.2b: Resultaten voor landwaarste versterkingen (met bodemstijging)

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Versterkingsvolumes [m ³ /m]				Breedte versterking [m]				Opmerkingen
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	
1	0.11	duin									
2	0.31	duin				254				46	
3	0.51	duin		23	83	820		1	10	85	
4	0.71	duin				746				96	
5	1.46			32	167	1108		10	34	143	
6	1.61		200	335	515	1905	35	51	69	180	
7	1.71		271	410	575	2394	42	56	71	199	
8	1.88					1112				132	
9	2.08	duin				1008				107	
10	2.30	duin				681				74	
11	2.51	duin				797				81	
12	2.71		100	194	304	1572	13	25	37	144	
13	2.90		232	426	603	3231	55	80	98	257	
14	3.08		619	1029	1873	4274	73	110	170	256	
15	3.24		1956	2345	2709	5255	148	160	171	250	
16	3.36		2769	3184	3584	6377	153	165	176	256	
17	3.52		3134	3196	3625	6551	147	147	159	240	
18	3.73		2539	2727	3164	6057	154	158	170	251	
19	3.96		2247	2467	2916	5832	155	160	172	260	
20	4.13		3330	3858	4359	7475	146	160	173	256	
21	4.21		3353	3419	3490	6520	167	167	167	252	
22	4.41		2440	2552	2638	4669	194	195	195	257	
23	4.61	duin				1070				111	
24	4.83			135	308	1967		21	43	201	
25	4.96	duin			89	1218				20	135
26	5.12		34	136	244	1438	7	23	36	139	
27	5.30			97	219	1442		23	39	153	
28	5.58		41	148	267	1417	8	24	38	136	
29	5.84			42	155	1174		13	31	126	
30	6.02					961				109	
31	6.19				96	1078			20	122	
32	6.38				31	1043			8	123	
33	6.63		126	240	396	1498	25	39	57	147	
34	6.84		160	319	468	1503	37	57	72	151	
35	7.05			58	224	1283		27	51	145	
36	7.30		121	252	401	1448	20	38	64	149	
37	7.51		234	426	607	1662	40	62	79	155	
38	7.68		104	235	378	1735	14	31	47	153	
39	7.78		352	563	758	2492	51	73	91	207	
40	7.91		67	166	282	1394	17	30	43	136	
41	8.02	duin				1222				175	
42	8.22	duin				339				40	
43	8.51	duin				504				56	
44	8.77					312				37	
45	9.03					513				64	
46	9.36		148	215	325	1554	39	51	71	298	
47	9.51		93	184	263	915	27	43	57	181	
48	9.62		108	188	288	1044	31	46	64	203	
49	9.79				132	1696				32	195
50	9.85			87	280	2631		25	53	252	
51	9.93		121	279	443	3184	32	54	73	253	
52	10.07		166	313	486	2648	34	52	73	249	
53	10.21		210	377	578	3507	41	61	81	263	
54	10.32		209	381	620	3459	42	62	87	252	
55	10.46					2263				169	
56	10.68	duin			70	1840			1	146	
57	10.92	duin				860				84	
58	11.12	duin				539				58	
59	11.36	duin				499				51	
60	11.62	duin				621				62	
61	11.91	duin				311				42	
62	12.14	duin				465				52	
63	12.42										
64	12.62					368				40	
65	12.82					1462				140	
66	13.00				185	2408			35	210	
67	13.18			140	315	2542		22	43	212	
68	13.35		293	492	721	2948	54	75	95	248	
69	13.54										
70	13.63		102	792	1376	4335	14	94	148	303	
71	13.72	duin			9	2393			23	284	
72	13.81	duin			52	2741			12	222	
73	13.91	duin				2309				205	
74	14.01	duin				2039				169	
75	14.12	duin				931				89	
76	14.27	duin				172				21	
77	14.50	duin				426				68	
78	14.67					421				46	
79	14.87			64	161	640		8	20	75	

Tabel 3.3a: Resultaten voor zeewaarste versterkingen (zonder bodemstijging)

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Versterkingsvolumes [m ³ /m]				Breedte versterking [m]				Opmerkingen
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	
1	0.11	duin									
2	0.31	duin				153				33	
3	0.51	duin			27	412			1	49	
4	0.71	duin				348				67	
5	1.46				87	594			20	92	
6	1.61		200	253	350	950	35	43	56	129	
7	1.71		271	332	423	1090	42	50	61	134	
8	1.88					502				78	
9	2.08	duin				311				41	
10	2.30	duin				236				29	
11	2.51	duin				274				31	
12	2.71		100	138	174	775	13	18	22	92	
13	2.90		232	330	408	2148	55	69	78	244	
14	3.08		619	762	992	3016	73	88	111	245	
15	3.24		1956	2192	2371	4004	148	159	168	241	
16	3.36		2769	3019	3248	5038	153	164	174	247	
17	3.52		3134	3183	3295	5260	147	151	157	232	
18	3.73		2539	2590	2824	4731	154	158	168	243	
19	3.96		2247	2300	2543	4496	155	159	169	252	
20	4.13		3330	3678	3994	6164	146	159	171	250	
21	4.21		3353	3400	3427	5236	167	171	174	245	
22	4.41		2440	2504	2578	3614	194	198	202	250	
23	4.61	duin				319				40	
24	4.83			61	168	1078		9	25	153	
25	4.96					529				72	
26	5.12		34	76	119	683	7	13	18	80	
27	5.30			26	93	688		8	20	93	
28	5.58		41	84	139	727	8	14	21	87	
29	5.84				53	568			14	72	
30	6.02					460				58	
31	6.19					525				70	
32	6.38					485				67	
33	6.63		126	170	227	798	25	31	38	101	
34	6.84		160	235	310	767	37	47	56	99	
35	7.05				70	612			27	86	
36	7.30		121	173	243	719	20	27	45	92	
37	7.51		234	319	411	972	40	51	63	120	
38	7.68		104	160	216	896	14	23	31	112	
39	7.78		352	465	552	1139	51	65	76	134	
40	7.91		67	109	154	608	17	23	29	77	
41	8.02	duin				393				86	
42	8.22	duin				37				1	
43	8.51	duin				126				12	
44	8.77										
45	9.03					153				19	
46	9.36		148	179	256	1344	39	46	62	277	
47	9.51		93	150	229	810	27	38	53	164	
48	9.62		108	148	238	972	31	39	56	196	
49	9.79					599				96	
50	9.85				98	727			26	115	
51	9.93		121	202	284	2138	32	44	56	239	
52	10.07		166	233	306	1735	34	43	55	236	
53	10.21		210	283	372	2457	41	50	60	251	
54	10.32		209	293	377	2421	42	52	62	240	
55	10.46					396				39	
56	10.68	duin				299				29	
57	10.92	duin				82				9	
58	11.12	duin									
59	11.36	duin									
60	11.62	duin									
61	11.91	duin									
62	12.14	duin									
63	12.42										
64	12.62										
65	12.82					235				31	
66	13.00					1323				162	
67	13.18			61	123	1348		9	18	158	
68	13.35		293	396	499	1797	54	66	77	211	
69	13.54										
70	13.63		102	515	1021	3187	14	68	130	288	
71	13.72	duin				1276				242	
72	13.81	duin				1731				202	
73	13.91	duin				894				127	
74	14.01	duin				538				66	
75	14.12	duin				132				18	
76	14.27	duin									
77	14.50	duin									
78	14.67										
79	14.87			21	58	451		2	7	59	

Tabel 3.3b: Resultaten voor zeewaarste versterkingen (met bodemstijging)

Nr.	Km-raai	duin/dijk	Veiligheidsprobleem				Opmerkingen
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	
1	0.11	duin					
2	0.31	duin					
3	0.51	duin					
4	0.71	duin					
5	1.46						
6	1.61						
7	1.71						
8	1.88						
9	2.08	duin					
10	2.30	duin					
11	2.51	duin					
12	2.71						
13	2.90						
14	3.08						
15	3.24						
16	3.36						
17	3.52						
18	3.73						
19	3.96						
20	4.13						
21	4.21						
22	4.41						
23	4.61	duin					
24	4.83						
25	4.96						
26	5.12						
27	5.30						
28	5.58						
29	5.84						
30	6.02						
31	6.19						
32	6.38						
33	6.63						
34	6.84						
35	7.05						
36	7.30						
37	7.51						
38	7.68						
39	7.78						
40	7.91						
41	8.02	duin					
42	8.22	duin					
43	8.51	duin					
44	8.77						
45	9.03						
46	9.36						
47	9.51						
48	9.62						
49	9.79						
50	9.85						
51	9.93						
52	10.07						
53	10.21						
54	10.32						
55	10.46						
56	10.68	duin					
57	10.92	duin					
58	11.12	duin					
59	11.36	duin					
60	11.62	duin					
61	11.91	duin					
62	12.14	duin					
63	12.42						
64	12.62						
65	12.82						
66	13.00						
67	13.18						
68	13.35						
69	13.54						
70	13.63						
71	13.72	duin					
72	13.81	duin					
73	13.91	duin					
74	14.01	duin					
75	14.12	duin					
76	14.27	duin					
77	14.50	duin					
78	14.67						
79	14.87						

Tabel 3.4a: Overzicht veiligheidshorizon (zonder bodemstijging)

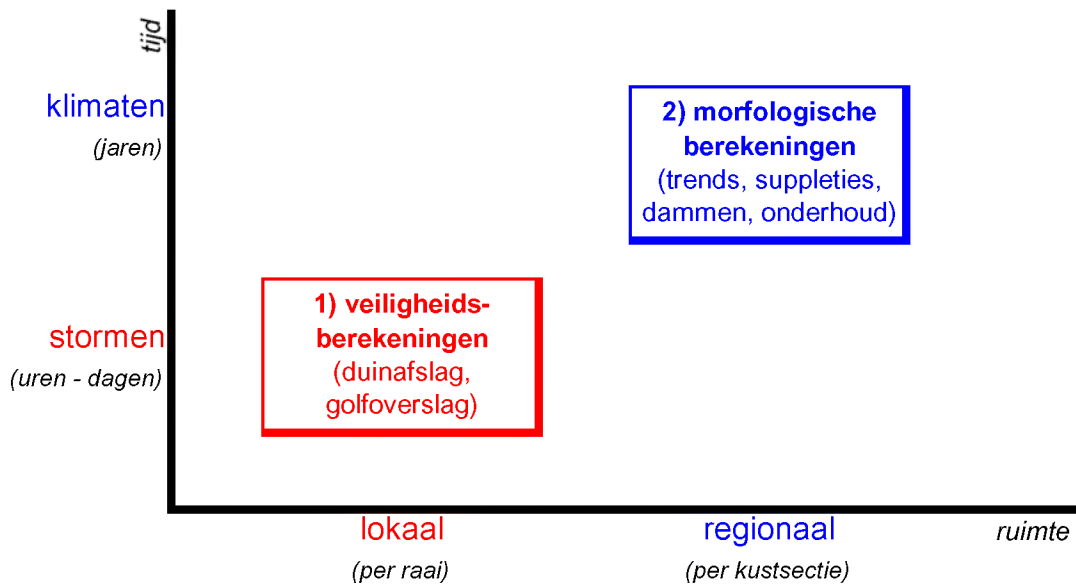
Nr.	Km-raai	duin/dijk	Veiligheidsprobleem				Opmerkingen
			A - 0 jaar	B - 50 jaar	C - 100 jaar	D - 200 jaar	
1	0.11	duin					
2	0.31	duin					
3	0.51	duin					
4	0.71	duin					
5	1.46						
6	1.61						
7	1.71						
8	1.88						
9	2.08	duin					
10	2.30	duin					
11	2.51	duin					
12	2.71						
13	2.90						
14	3.08						
15	3.24						
16	3.36						
17	3.52						
18	3.73						
19	3.96						
20	4.13						
21	4.21						
22	4.41						
23	4.61	duin					
24	4.83						
25	4.96						
26	5.12						
27	5.30						
28	5.58						
29	5.84						
30	6.02						
31	6.19						
32	6.38						
33	6.63						
34	6.84						
35	7.05						
36	7.30						
37	7.51						
38	7.68						
39	7.78						
40	7.91						
41	8.02	duin					
42	8.22	duin					
43	8.51	duin					
44	8.77						
45	9.03						
46	9.36						
47	9.51						
48	9.62						
49	9.79						
50	9.85						
51	9.93						
52	10.07						
53	10.21						
54	10.32						
55	10.46						
56	10.68	duin					
57	10.92	duin					
58	11.12	duin					
59	11.36	duin					
60	11.62	duin					
61	11.91	duin					
62	12.14	duin					
63	12.42						
64	12.62						
65	12.82						
66	13.00						
67	13.18						
68	13.35						
69	13.54						
70	13.63						
71	13.72	duin					
72	13.81	duin					
73	13.91	duin					
74	14.01	duin					
75	14.12	duin					
76	14.27	duin					
77	14.50	duin					
78	14.67						
79	14.87						

Tabel 3.4b: Overzicht veiligheidshorizon (met bodemstijging)

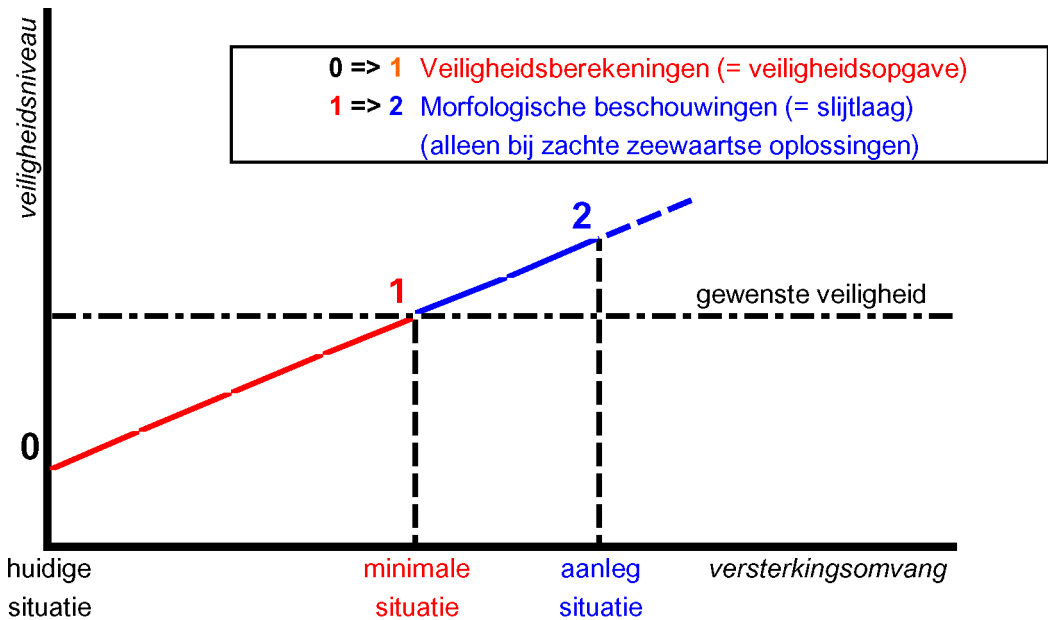
	Raai	X_mod	BKL-ligging [m]			2002			2003			2004			2005			2006		
			< 2002	> 2002	mutatie	TKL	TKL-BKL	Trend	TKL	TKL-BKL	Trend	TKL	TKL-BKL	Trend	TKL	TKL-BKL	Trend	TKL	TKL-BKL	Trend
Breskens	11	18 337	269	243	-26	269	26	-0.3	270	27	0.1	282	39	0.0	279	36	-1.8	281	38	-1.1
	31	18 141	208	197	-11				221	24	-2.6	226	29	-1.7	223	26	-4.8	-	-	-
	51	18 024	148	157	9				175	18	-5.6	173	16	-5.6	172	15	-6.7	-	-	-
	71	17 907	151	179	28				188	9	-2.2	176	-3	-4.1	171	8	-10.9	-	-	-
	146	17 514	139	139		179	40	1.3	170	31	0.7	176	37	0.6	176	37	0.5	176	37	0.4
	161	17 437	108	108		136	28	1.0	131	23	0.6	136	28	0.8	135	27	0.6	136	28	0.7
	171	17 378	106	106		121	15	-0.2	121	15	-0.1	123	17	0.3	123	17	0.2	125	19	0.5
188	17 199	104	104		119	15	-0.5	122	18	-0.3	123	19	0.3	123	19	0.2	127	23	0.7	
208	17 025	85	98	13	106	8	-0.8	104	6	-0.8	109	11	-0.8	100	2	-0.5	107	9	-0.8	
230	16 837	65	78	13	96	18	-2.2	96	18	-2.2	99	21	-0.7	98	20	-1.7	100	22	0.5	
251	16 652	61	70	9	95	25	-0.9	97	27	-0.9	101	31	-0.7	100	30	-0.4	99	29	-0.7	
271	16 480	69	75	6				110	35	-4.0	107	32	-4.0	109	34	-2.0	-	-	-	
290	16 324	61	66	5				65	-1	-6.8	89	23	-6.8	92	26	-1.6	-	-	-	
308	16 181	70	76	6				69	-7	-6.3	93	17	-6.3	94	18	-3.3	-	-	-	
324	16 056	77	77					73	-4	-3.3	87	10	-3.3	86	9	-3.3	-	-	-	
336	15 957	86	78	-8				85	7	-2.0	82	4	-2.8	81	3	-3.0	-	-	-	
352	15 816	85	75	-10				82	7	-1.0	81	6	-1.0	82	7	-0.5	-	-	-	
373	15 612	67	67					82	15	-0.5	84	17	-0.5	82	15	-1.1	80	13	-1.6	
396	15 390	59	59					68	9	-0.6	69	10	-0.6	67	8	-1.2	65	6	-1.2	
413	15 226	49	49					53	4	-0.6	54	5	-0.6	55	6	-0.7	52	3	-0.6	
421	15 186	87	87					91	4	-0.2	91	4	-0.2	90	3	-0.9	90	3	0.0	
441	14 970	157	157		164	7	-0.1	167	10	-0.7	166	9	-0.7	165	8	-1.2	164	7	-0.7	
461	14 798	95	95		100	5	-0.3	106	11	-0.3	104	9	-0.1	103	8	-1.4	102	7	-1.2	
483	14 587	47	47		65	18	-0.4	65	18	-0.3	66	19	0.0	67	20	-0.4	65	18	-0.7	
496	14 464	37	37		51	14	-1.5	50	13	-1.3	53	16	-0.6	56	19	-0.3	53	16	-0.8	
512	14 303	48	48					57	9	-2.3	60	12	-0.8	60	12	-0.3	56	8	-0.8	
530	14 123	37	66	29				73	7	-2.4	73	7	-1.4	73	7	-0.9	69	3	-1.4	
558	13 809	87	33	33				56	23	-1.3	54	21	0.0	55	22	0.6	55	22	0.6	
584	13 541	-17	13	30	32	19	0.2	33	20	0.4	37	24	1.1	36	23	1.0	38	25	1.0	
602	13 368	-5	-5		32	37	0.4	33	38	0.3	38	43	1.2	37	42	1.0	39	44	1.0	
619	13 190	-8	-8		30	38	0.8	28	36	0.2	29	37	0.5	30	38	0.5	29	37	0.2	
638	13 007	5	5		38	33	1.6	37	32	0.9	38	33	0.9	35	30	0.3	33	28	-0.1	
663	12 762	43	43		99	56	-0.7	53	10	0.1	54	11	0.3	56	13	0.5	57	14	0.7	
684	12 548	64	44	-20	64	20	0.2	64	20	0.2	64	20	0.4	61	17	-1.8	55	11	-2.7	
705	12 337	53	33	-20	63	30	0.6	60	27	-0.9	59	26	-0.2	57	24	-2.2	54	21	-1.7	
730	12 095	67	37	-30	60	23	-3.1	55	18	-2.4	54	17	-2.2	54	17	-2.1	48	11	-2.6	
751	11 891	77	37	-40	65	28	-2.2	63	26	-2.2	61	24	-2.0	61	24	-2.3	54	17	-2.5	
768	11 721	112	82	-30	98	16	-0.9	94	12	-1.4	91	9	-1.6	91	9	-1.8	85	3	-2.0	
778	11 619	139	109	-30	121	12	-0.6	119	10	-0.9	116	7	-1.1	116	7	-1.3	111	2	-1.6	
791	11 495	146	126	-20	142	16	-0.9	142	16	-0.8	142	16	-0.7	142	16	-0.7				
802	11 383	183	133	-50	132	-1	-1.0	137	4	-1.0	135	2	-1.0	135	2	-1.4				
822	11 155	133	73	-60	84	11	-1.1	81	8	-1.1	81	8	-1.1	81	8	-2.4				
851	10 860	50	-3	-53	3	6	-2.6	-1	2	-2.6	-1	2	-2.6	1	4	-2.0				
877	10 589	-34	-55	-21	-51	4	-6.3	-59	-4	-6.3	-59	-4	-6.3	-57	-2	-5.7				
903	10 309	-125	-123	2	-99	24	-4.3	-106	17	-3.2	-106	17	-3.2	-102	21	-3.1				
936	9 877	-153	-166	-13	-88	78	-2.3	-66	100	-4.4	-68	98	-4.5	-69	97	-4.5	-81	85	-5.8	
951		-116	-192	-76																
962	9 700	-66	-194	-128	49	243	1.1	54	248	1.8	59	253	2.3	60	254	2.5	65	259	2.5	
979	9 644	-26	29	55	82	53	0.1	83	54	0.3	85	56	0.6	85	56	0.7	85	56	0.5	
Hoogduin - Polder	985	9 614	96	17	-79	-	-	99	82	0.0										
	993	9 551	105	59	-46	105	46	-0.3	106	47	0.1	107	48	0.2	108	49	0.1	108	49	0.3
	1007	9 413	82	43	-39	89	46	0.4	90	47	0.6	89	46	-0.5	89	46	-0.7	88	45	-0.5
	1021	9 277	75	34	-41	87	53	0.6	87	53	0.6	85	51	-0.5	85	51	-0.8	82	48	-1.0
	1032	9 177	66	26	-40	86	60	1.4	88	62	1.5	82	56	-2.6	83	57	-3.4	74	48	-3.8
	1046	9 036	64	68	4				91	23	-1.9	83	15	-3.0	83	15	-5.0			
	1068	8 811	65	74	9				98	24	-2.3	92	18	-2.0	91	17	-5.4			
	1092	8 577	61	77	16				101	24	-2.0	94	17	-2.1	93	16	-4.2			
Gemaal - Hoogduin	1112	8 374	44	70	26			95	25	-1.8	84	14	-5.0	87	17	-4.7				
	1136	8 141	46	58	12	80	22	-2.3	77	19	-2.7	73	15	-2.8	70	12	-3.7			
	1162	7 876	31	45	14	70	25	-2.8	68	23	-2.6	65	20	-2.5	67	22	-2.5			
	1191	7 591	57	65	8	83	18	-2.4	91	26	-2.9	83	18	-2.1	83	18	-1.8			
	1214	7 356	66	77	11				100	23	-5.0	96	19	-3.8	96	19	-3.9			
	1242		84	104	20				118	14	-6.1	115	11	-4.5	115	11	-3.8			
	1262	6 871	106	120	14				133	13	-4.7	129	9	-3.4	130	10	-3.5			
	1282	6 672	102	117	15				135	18	-4.4	128	11	-3.3	129	12	-2.9			
	1300	6 492	97	111	14				126	15	-2.9	121	10	-2.4	123	12	-2.6			
	1318	6 312	87	103	16				120	17	-3.5	119	16	-2.2	118	15	-2.2			
1335	6 136	77	93	16				108	15	-3.6	106	13	-2.9	106	13	-2.7				
Zwin - gemaal	1354	5 954	101	113	12			112	-1	-3.0	112	-1	-2.2	117	4	-2.3				
	1363	5 861	87	97	10			101	4	-3.0	99	2	-3.0	105	8	-2.4				
	1372	5 784	105	118	13			117	-1	-3.2	116	-2	-2.7	121	3	-2.7				
	1381	5 693	115	126	11			132	6	-2.9	129	3	-2.7	136	10	-2.9				
	1391	5 595	121	137	16			138	1	-3.2	139	2	-3.2	144	7	-2.4				
	1401	5 500	121	143	22			148	5	-3.1	141	-2	-3.2	147	4	-3.5				
	1412	5 398	120	136	16			138	2	-4.3	139	3	-4.2	147	11	-3.4				
	1427	5 264	132	133	1			147	14	-1.8	146	13	-1.8	150	17	-1.6				
	1450	5 058	116	126	10			128	2	-1.8	130	4	-2.2	130	4	-1.8	130	4	-2.2	
	1467	4 900	65	95	30	113	18	-4.0	120	25	-4.0	124	29	-0.6	122	27	-1.0	123	28	-0.6
1487	4 748	-12	-12		103	115	-1.6	120	132	-3.2	121	133	-1.8	120	132	-2.2	111	123	-1.8	

Tabel 5.1: Overzicht BKL- en trendwaarden

Figuren

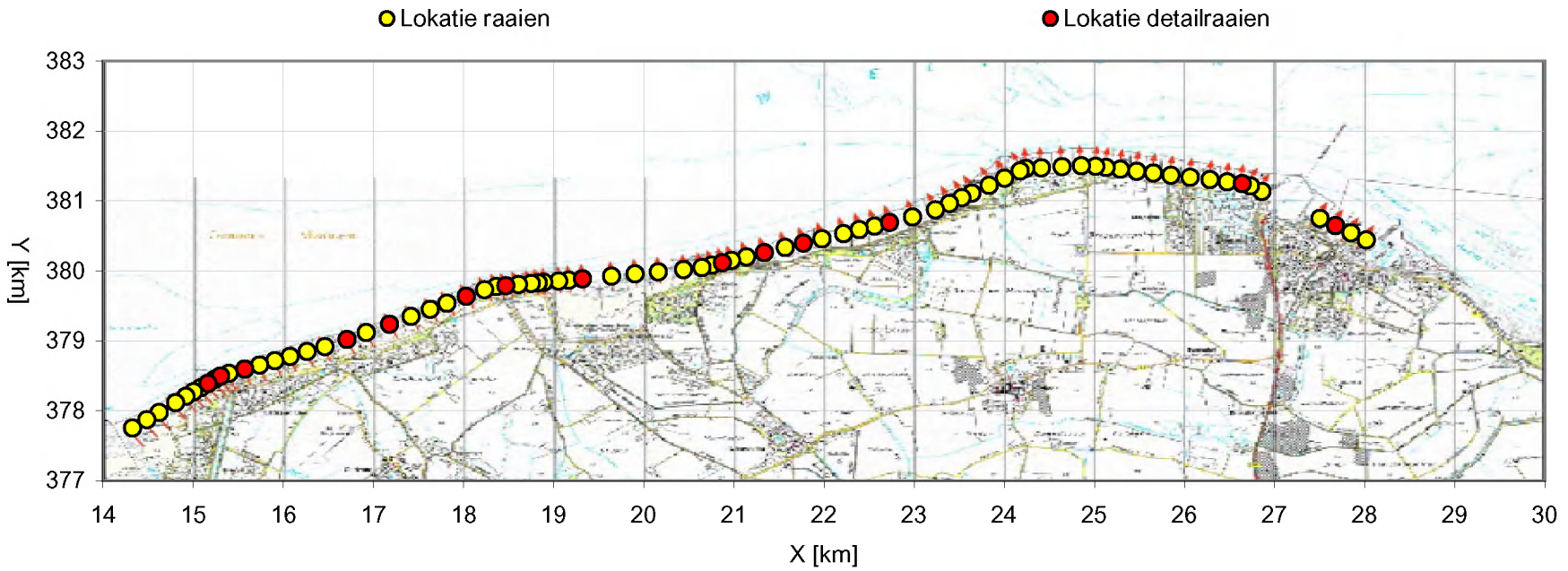


a) Onderzochte aspecten in tijd en ruimte: veiligheid en morfologie



b) Relatie tussen omvang kustversterking en veiligheidsniveau

Onderzochte aspecten in tijd en ruimte: veiligheid en morfologie
 Relatie tussen omvang kustversterking en veiligheidsniveau



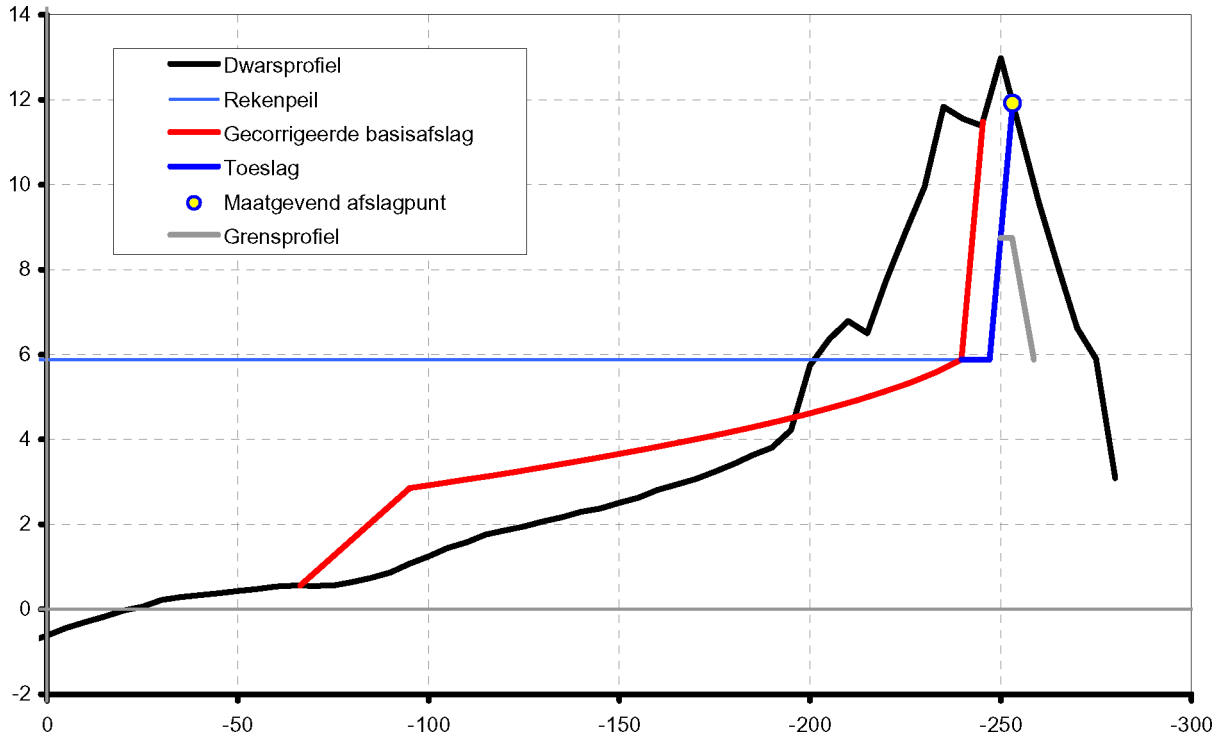
Overzicht westkust Zeeuwsch-Vlaanderen
Locatie beschouwde raaien inclusief detailraaien

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642

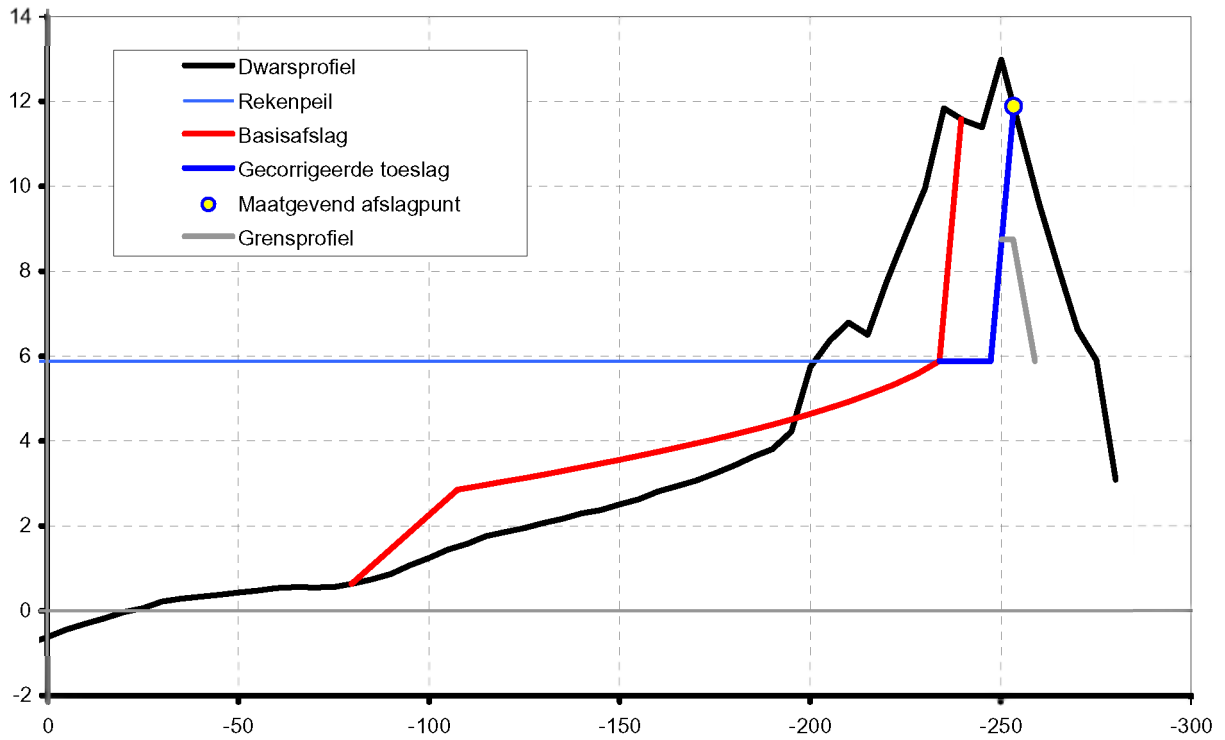


Fig. 2.1

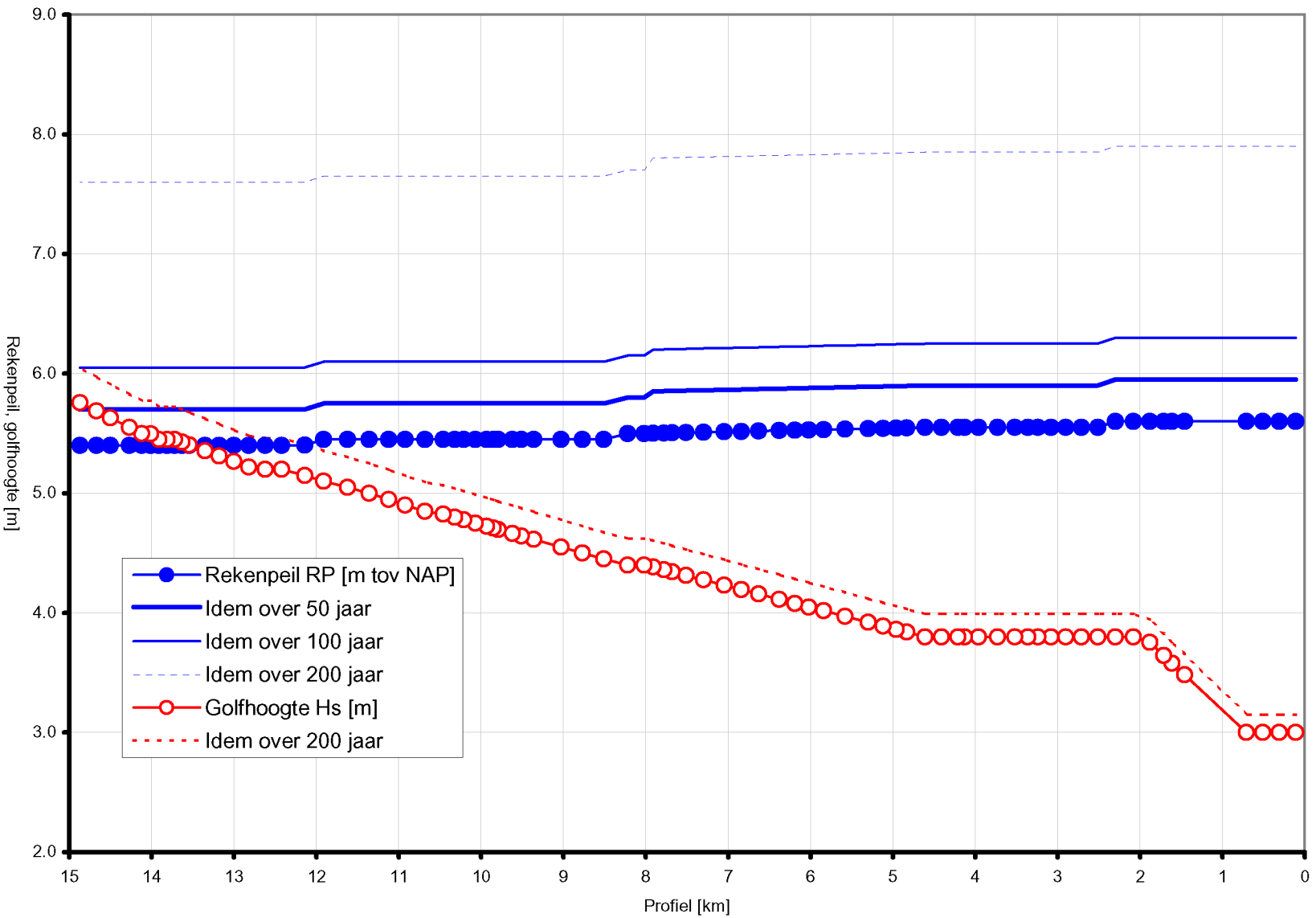
Afslagmodel met korrelaanpassing



Afslagmodel met toeslagcorrectie



Vergelijking principe gehanteerde duinafslagmodellen
 Afslagmodel met korrelcorrectie en afslagmodel met toeslagcorrectie

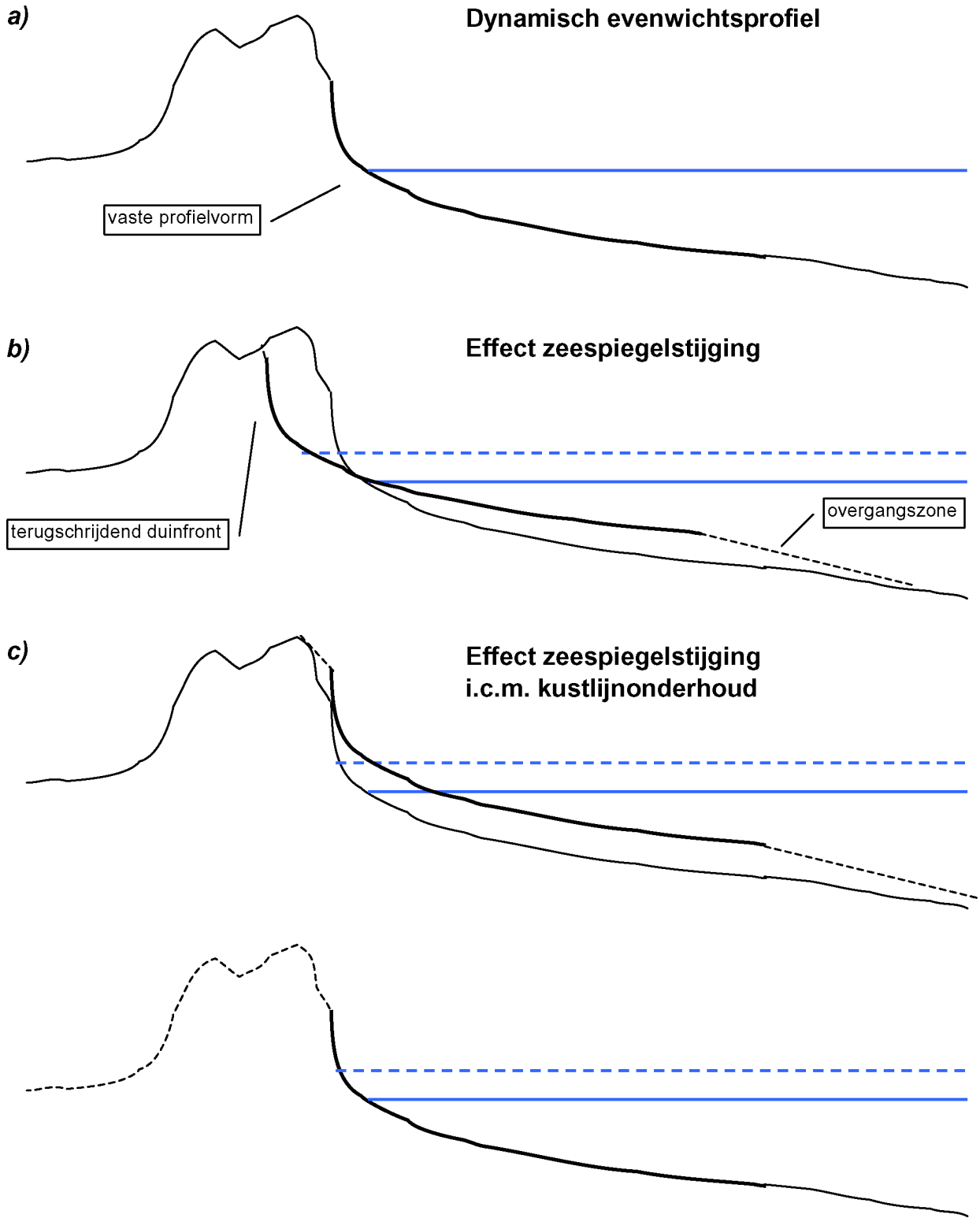


Overzicht langsvverdeling rekenpeil en golfhoogte
 Voor huidige situatie en situatie over 50, 100 en 200 jaar

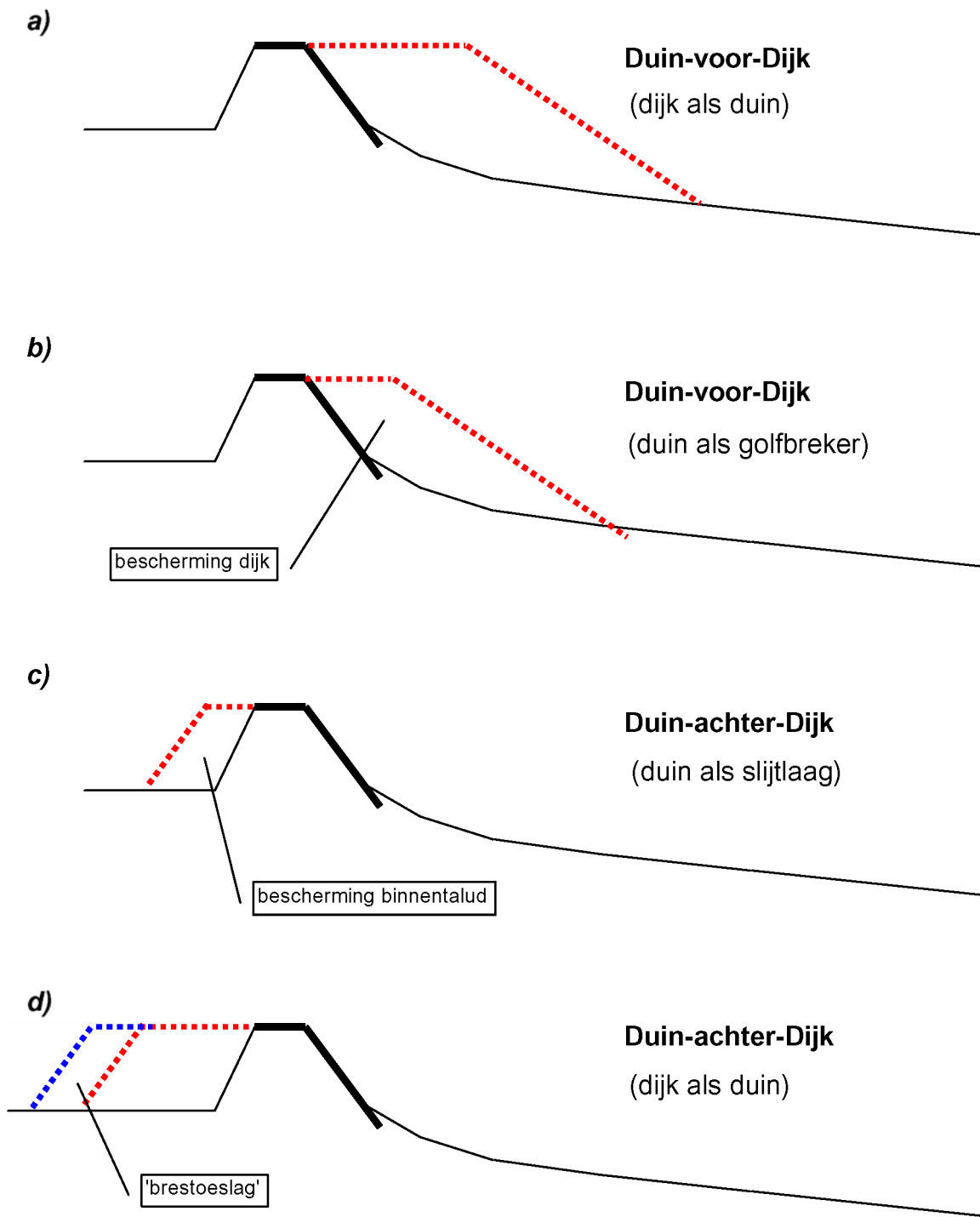
ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



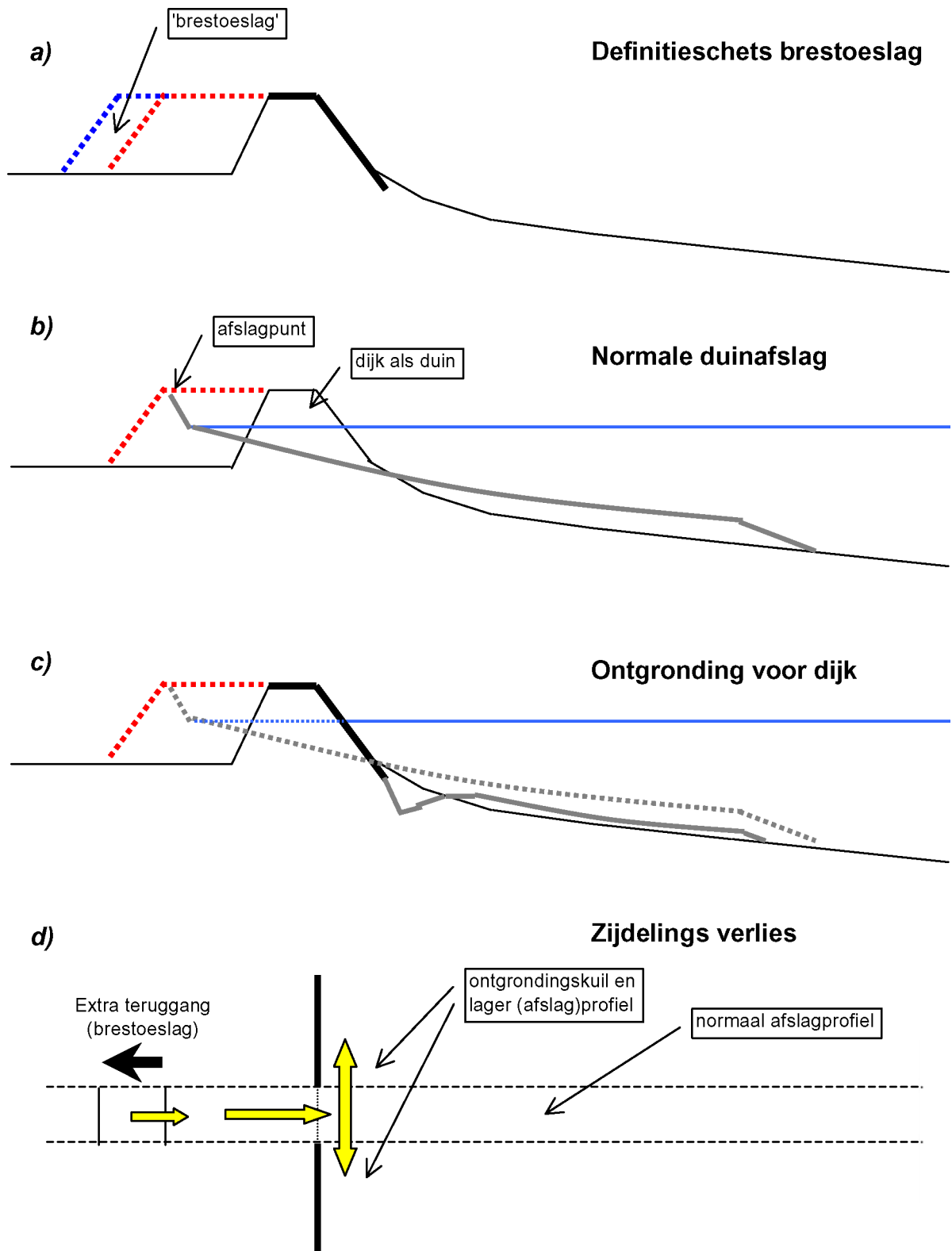
Fig. 2.3



Overzicht mogelijke profielaanpassingen
bij stijgende zeespiegel en kustlijnonderhoud



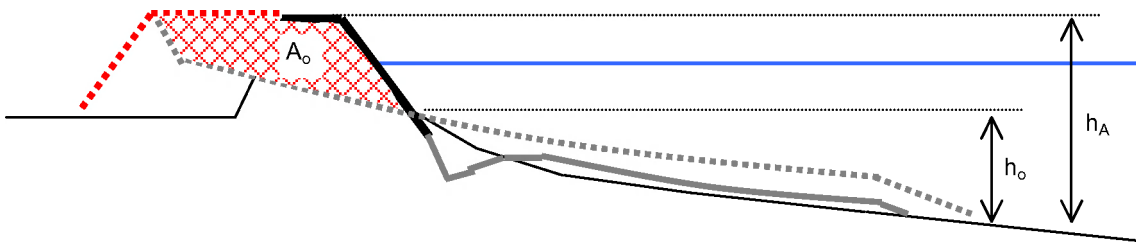
Overzicht mogelijke versterkingsopties bij een (te zwak) dijkprofiel



Brestoeslag' bij een (te zwak) dijkprofiel

a)

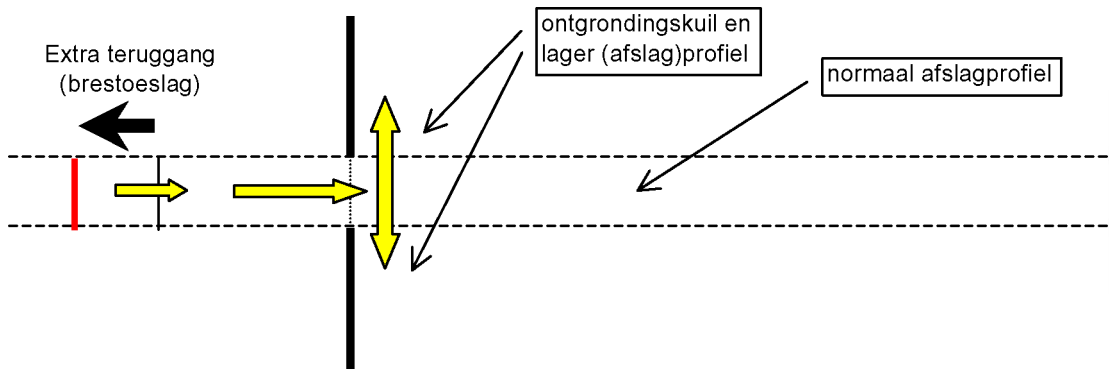
Definities



b)

Achterwaartse aanvoer

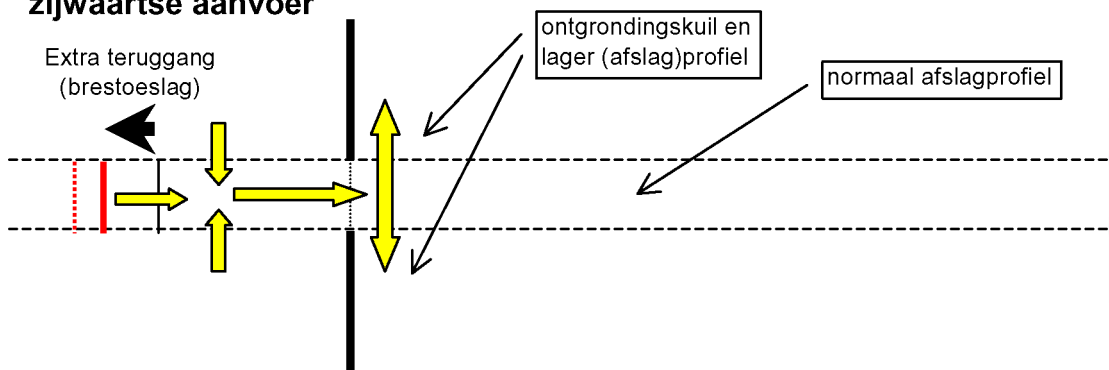
Zijdelingse afvoer



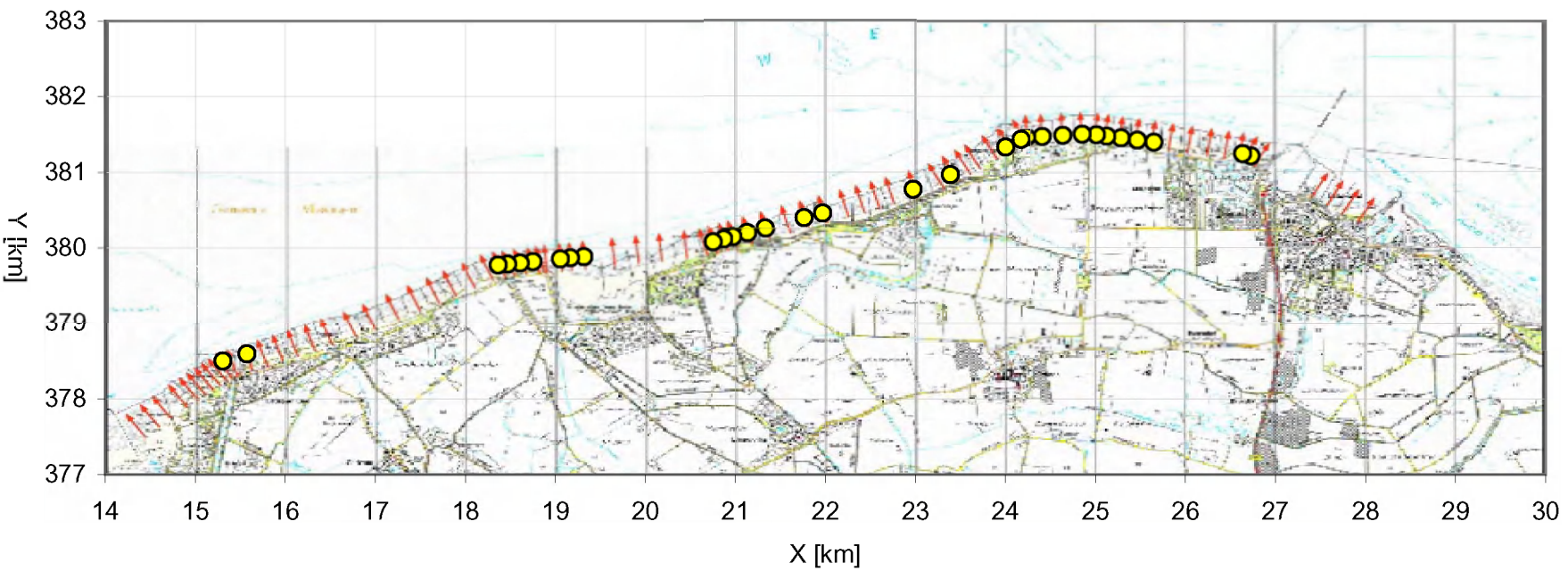
c)

Achterwaartse en zijwaartse aanvoer

Zijdelingse afvoer



Kwantificering 'brestoeslag'



Overzicht veiligheidsproblematiek

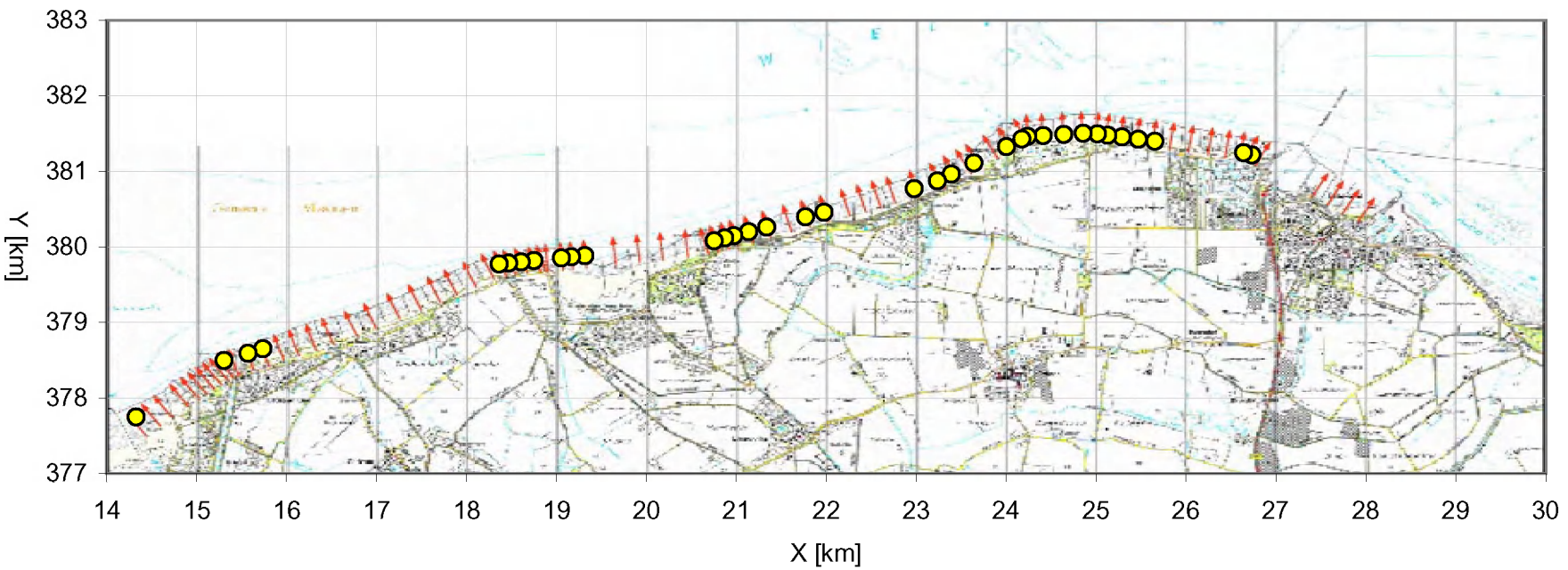
Overzicht zwakke dwarsprofielen huidige situatie

0 jaar

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.1



Overzicht veiligheidsproblematiek

Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 50 jaar

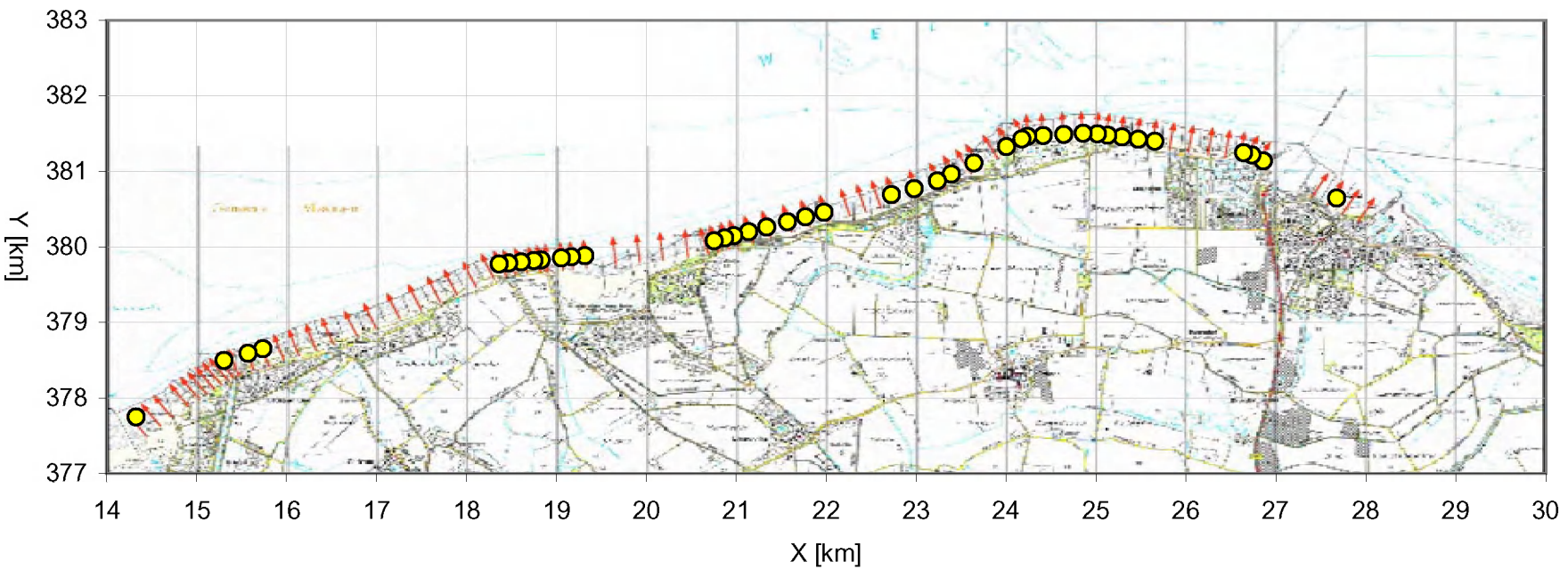
50 jaar

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642

 Alkyon

Fig. 3.2



Overzicht veiligheidsproblematiek

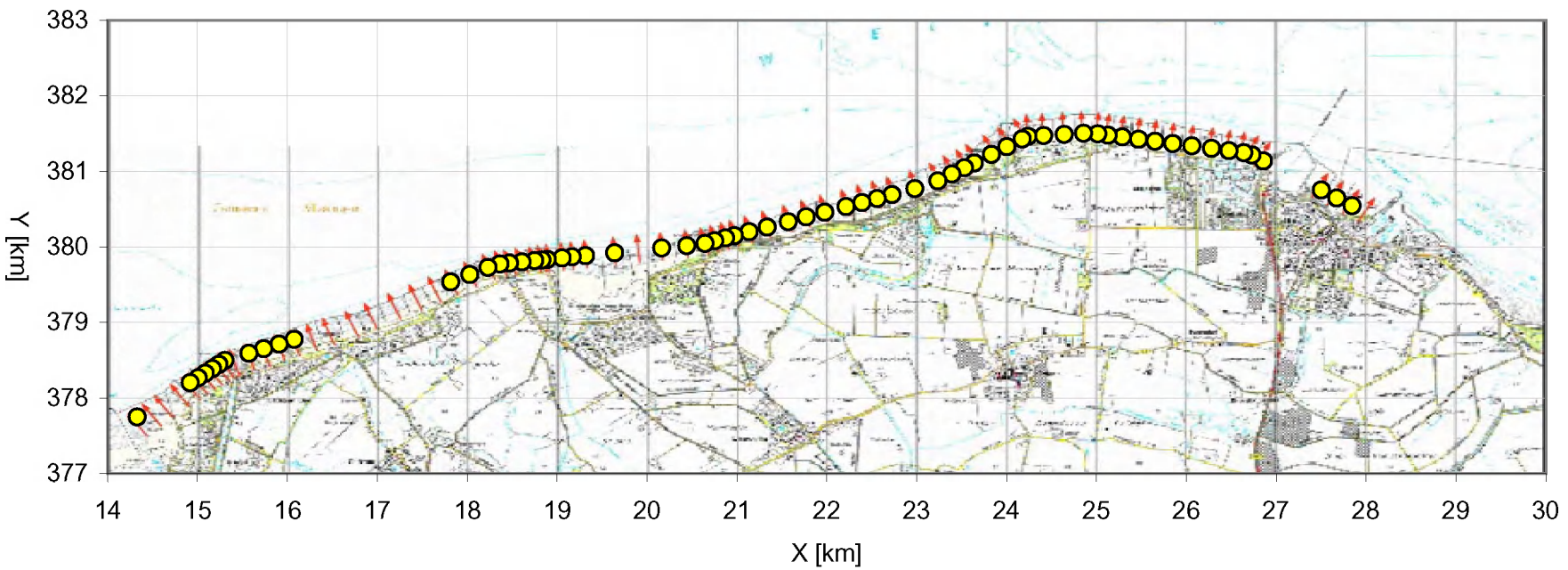
Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 100 jaar

100 jaar

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.3



Overzicht veiligheidsproblematiek

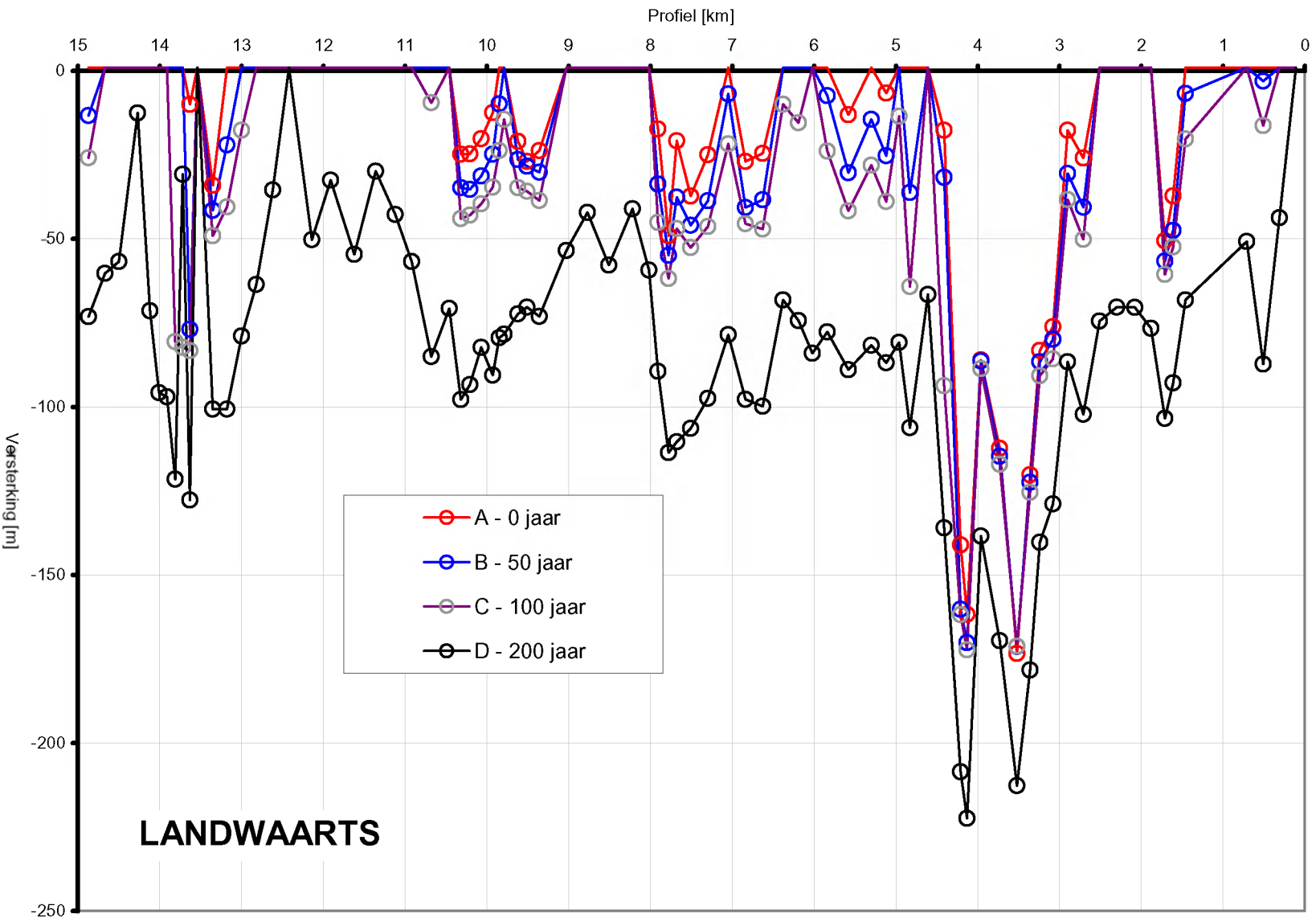
Overzicht zwakke dwarsprofielen situatie na 200 jaar

200 jaar

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.4

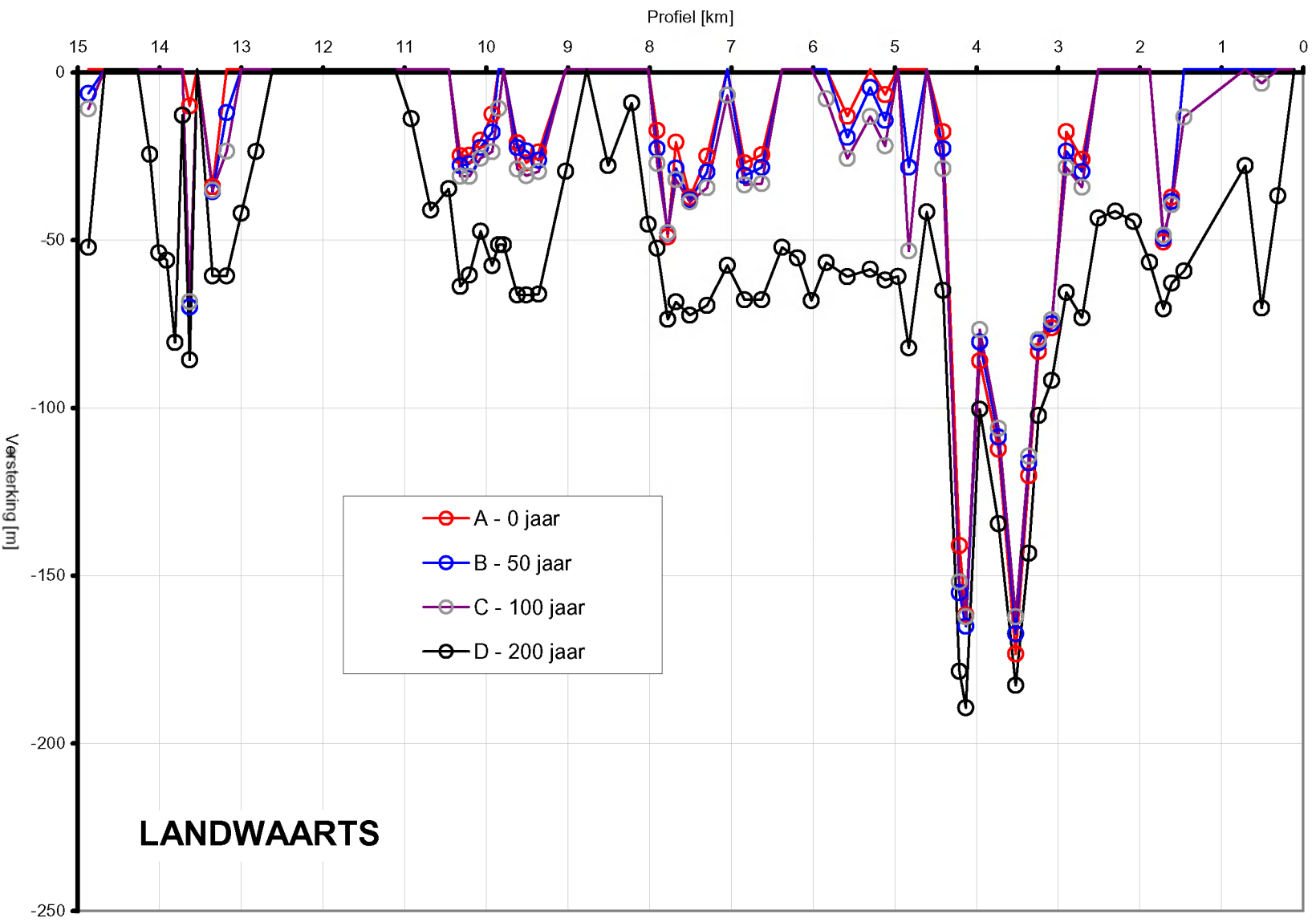


Overzicht omvang landwaartse versterking
Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar
Zonder bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.5a

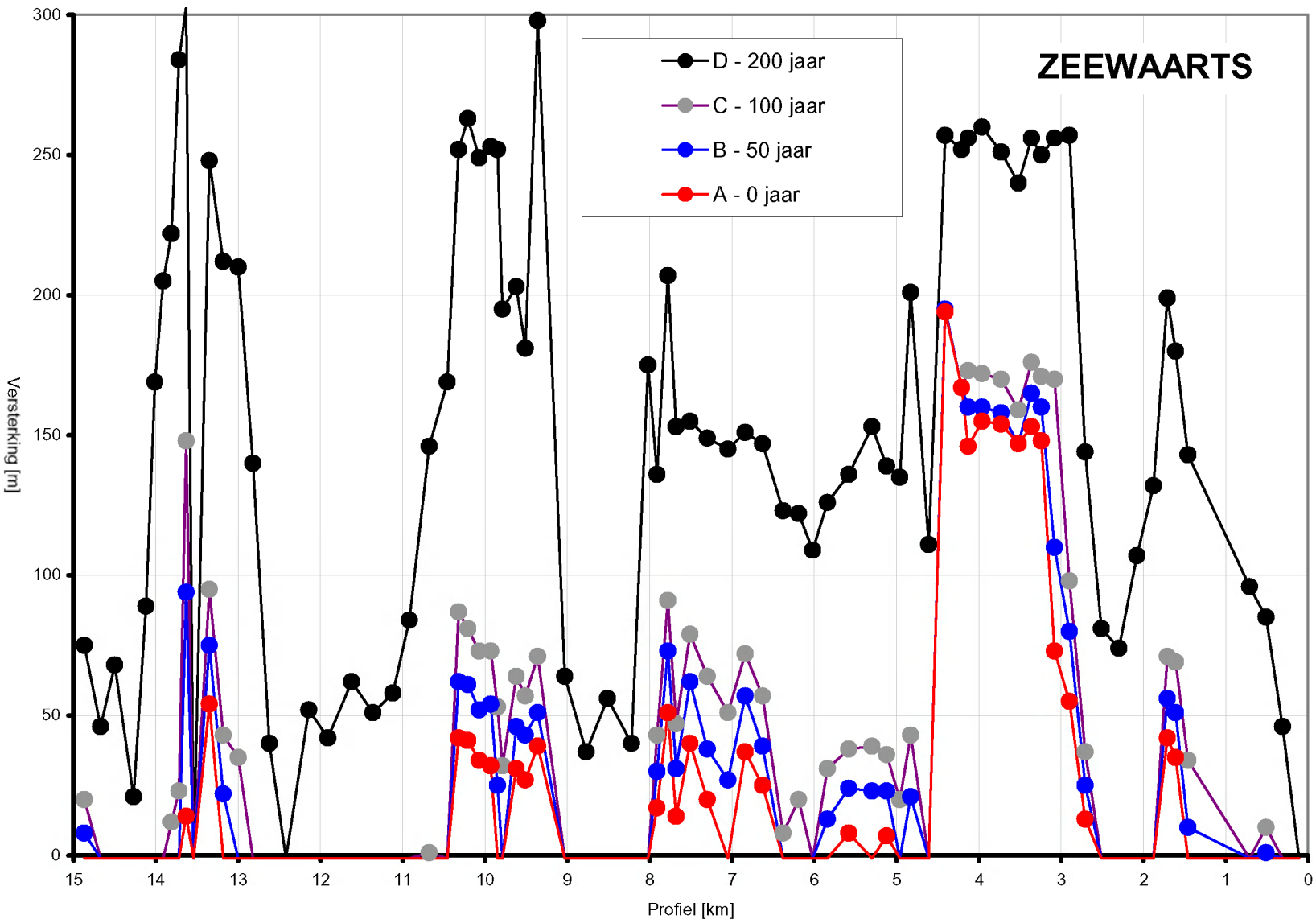


Overzicht omvang landwaartse versterking
 Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar
 Met bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.5b



Overzicht omvang zeewaartse versterking

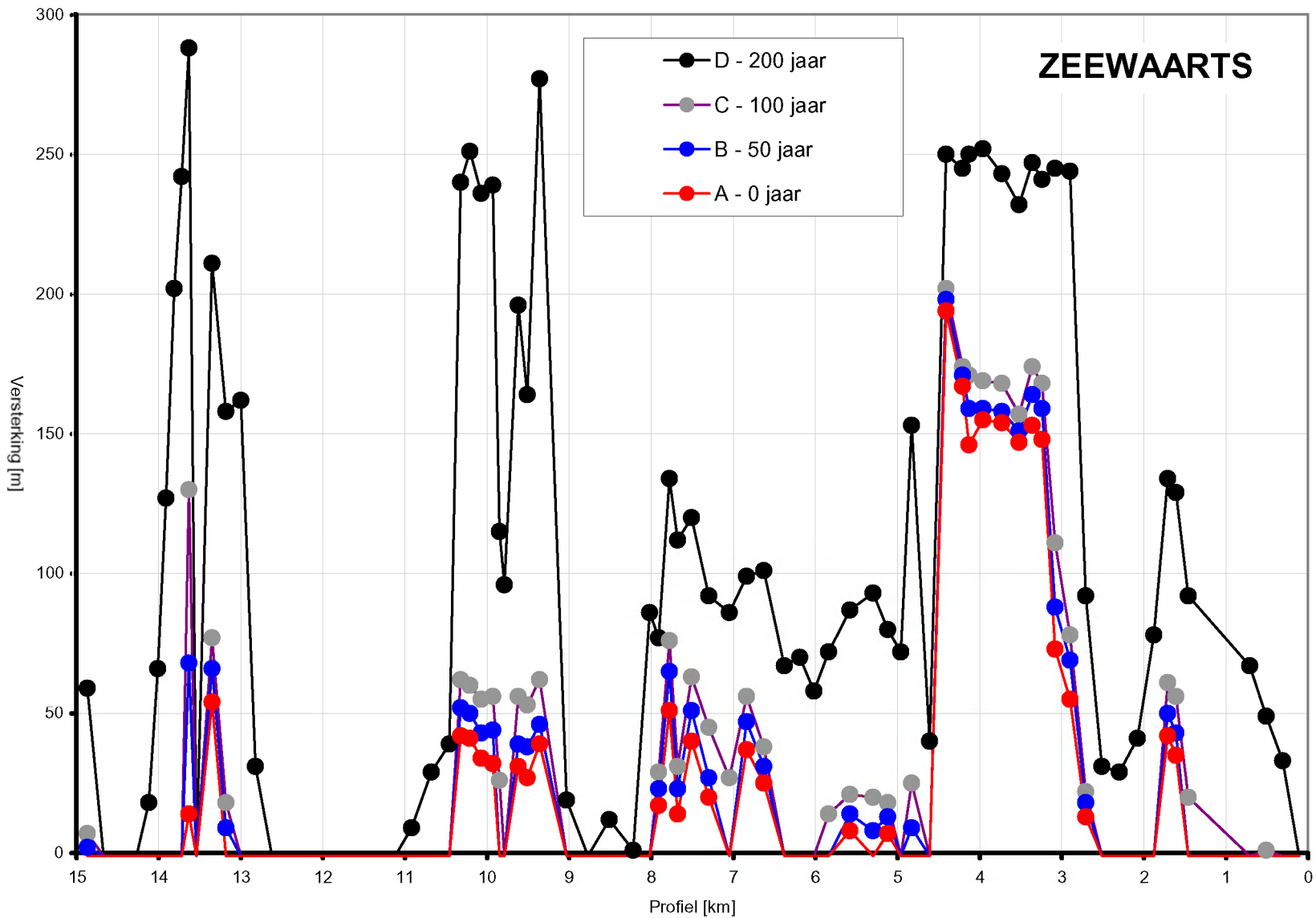
Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar

Zonder bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.6a



ZEEWAARTS

- D - 200 jaar
- C - 100 jaar
- B - 50 jaar
- A - 0 jaar

Versterking [m]

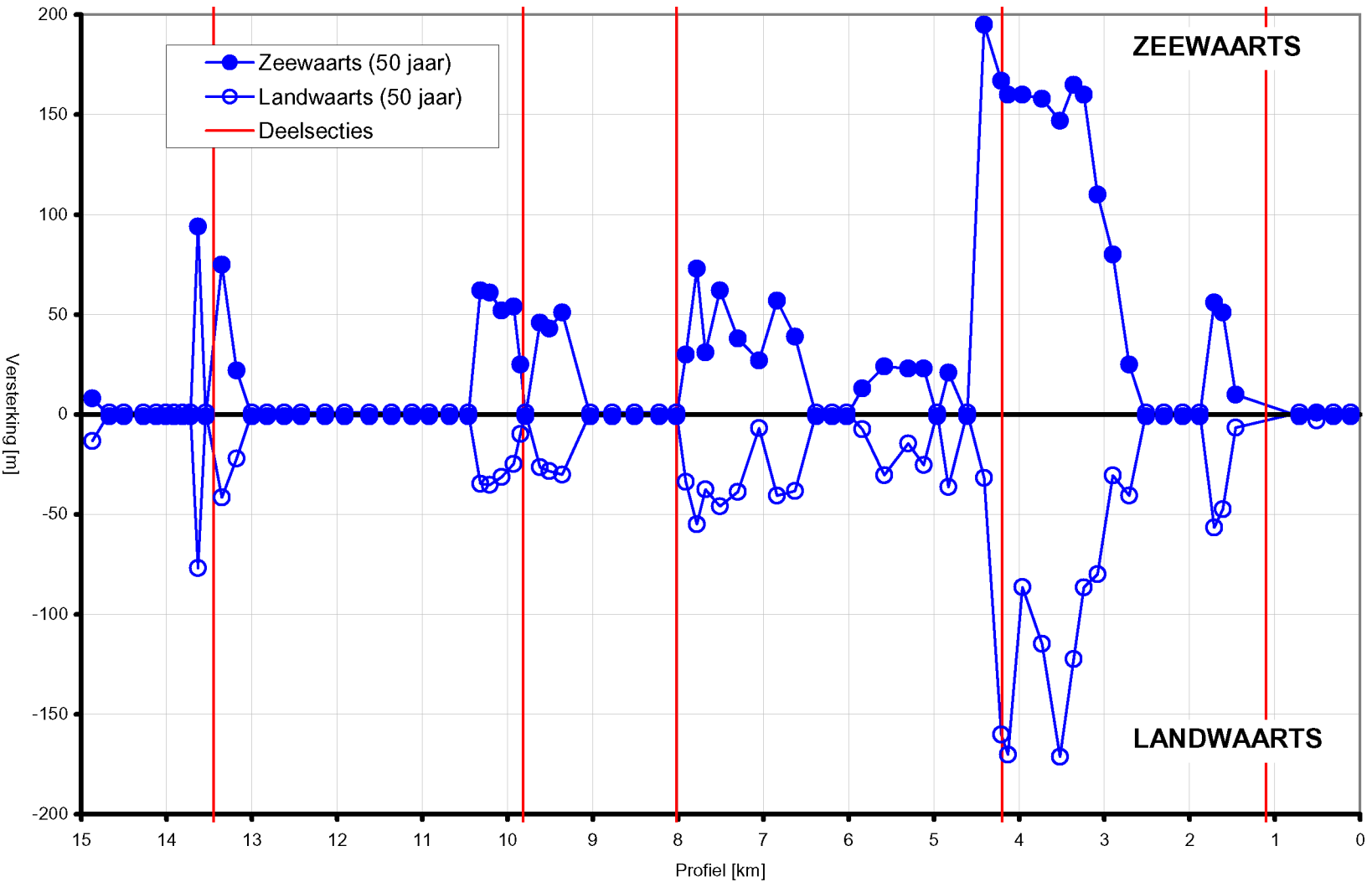
Profil [km]

Overzicht omvang zeewaartse versterking
Huidige situatie en na 50, 100 en 200 jaar
Met bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.6b



ZEEWAARTS

LANDWAARTS

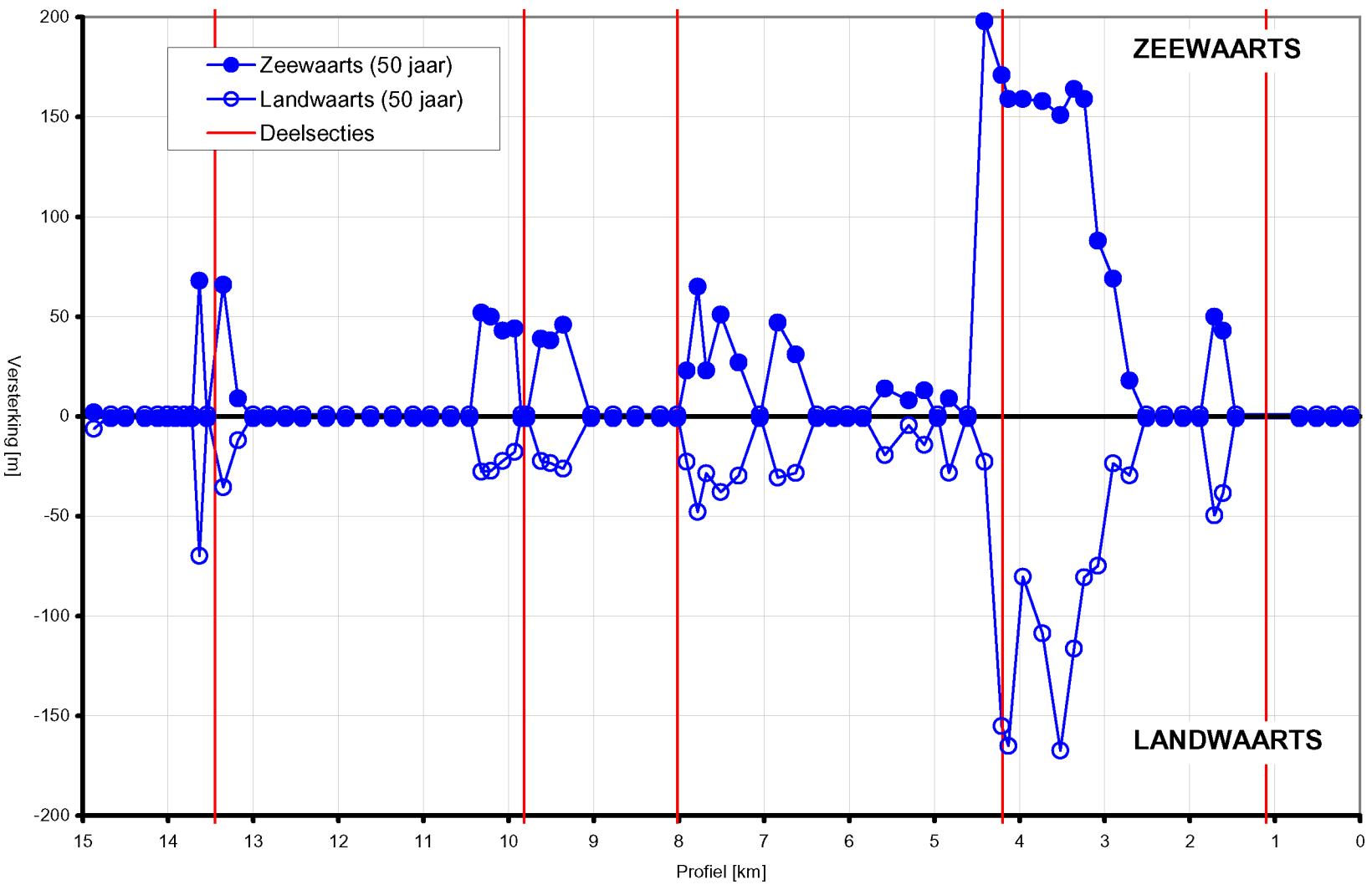
- Zeewaarts (50 jaar)
- Landwaarts (50 jaar)
- Deelsecties

Overzicht zeewaartse versterking (50 jaar) en landwaartse versterking (50 jaar) en Zonder bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 3.7a



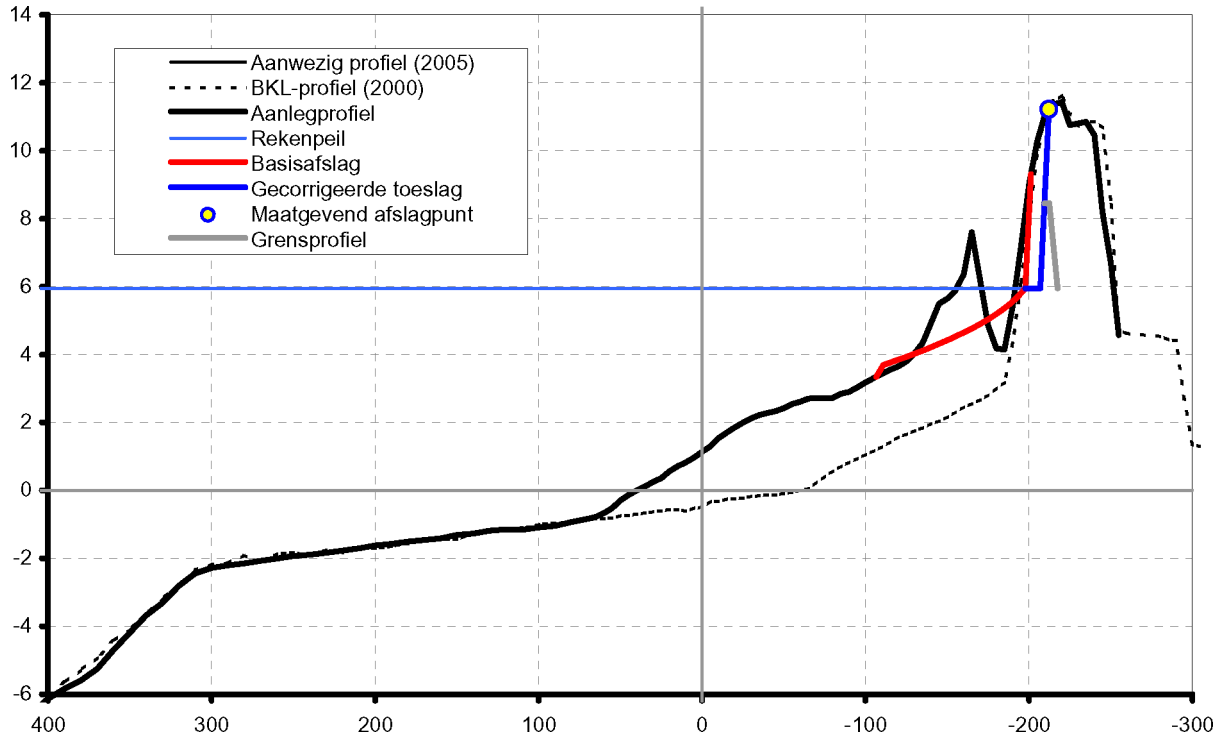
Overzicht zeewaartse versterking (50 jaar) en landwaartse versterking (50 jaar) met bodemstijging

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642

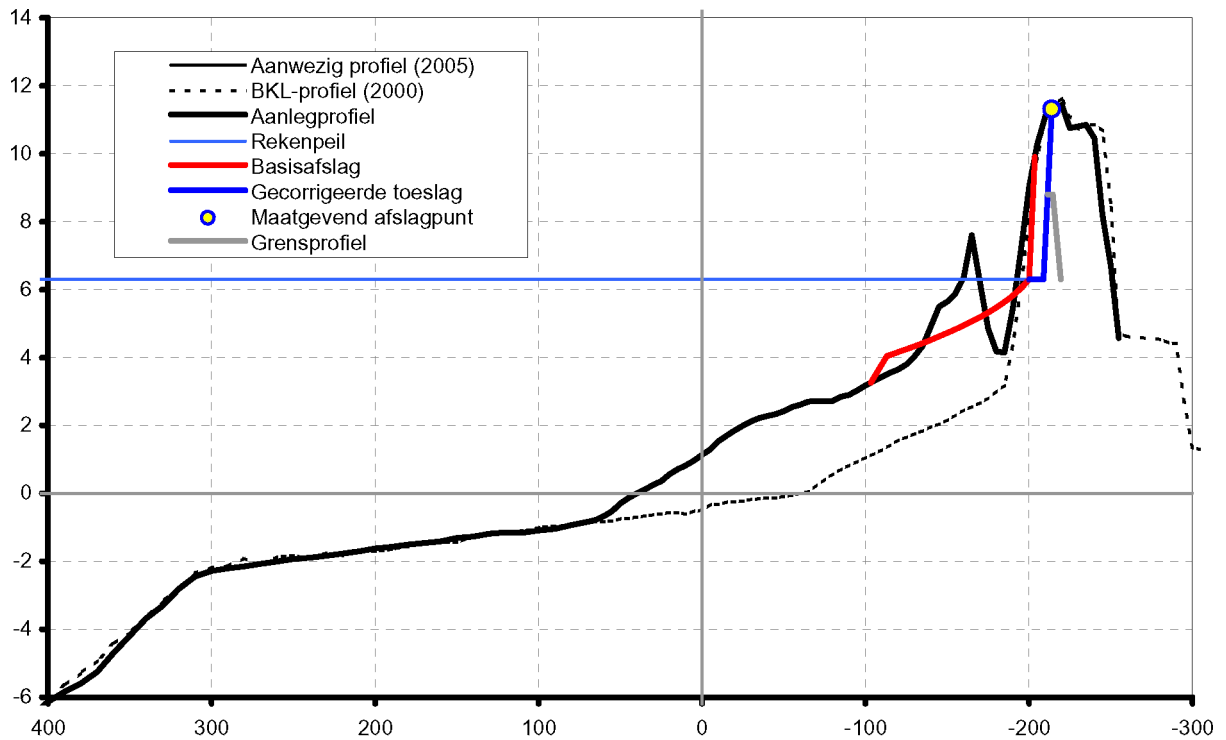


Fig. 3.7b

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

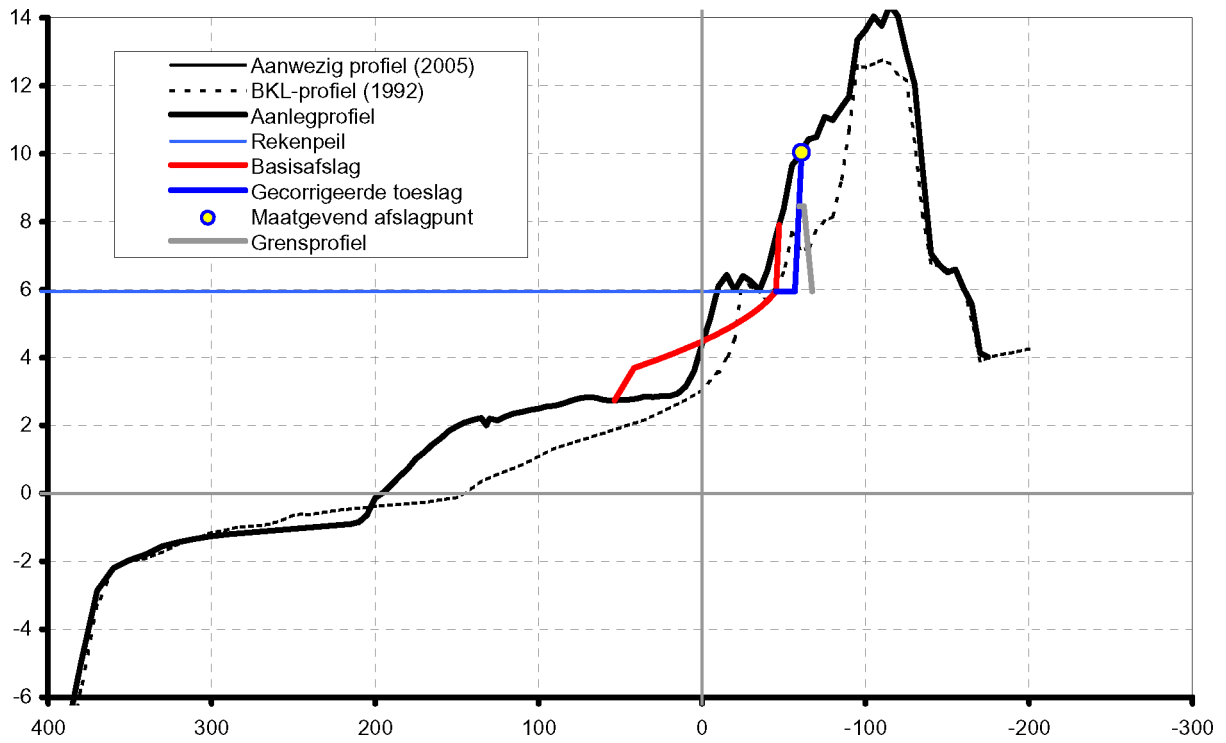


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Breskens-Oost
 Situatie voor 50 en 100 jaar

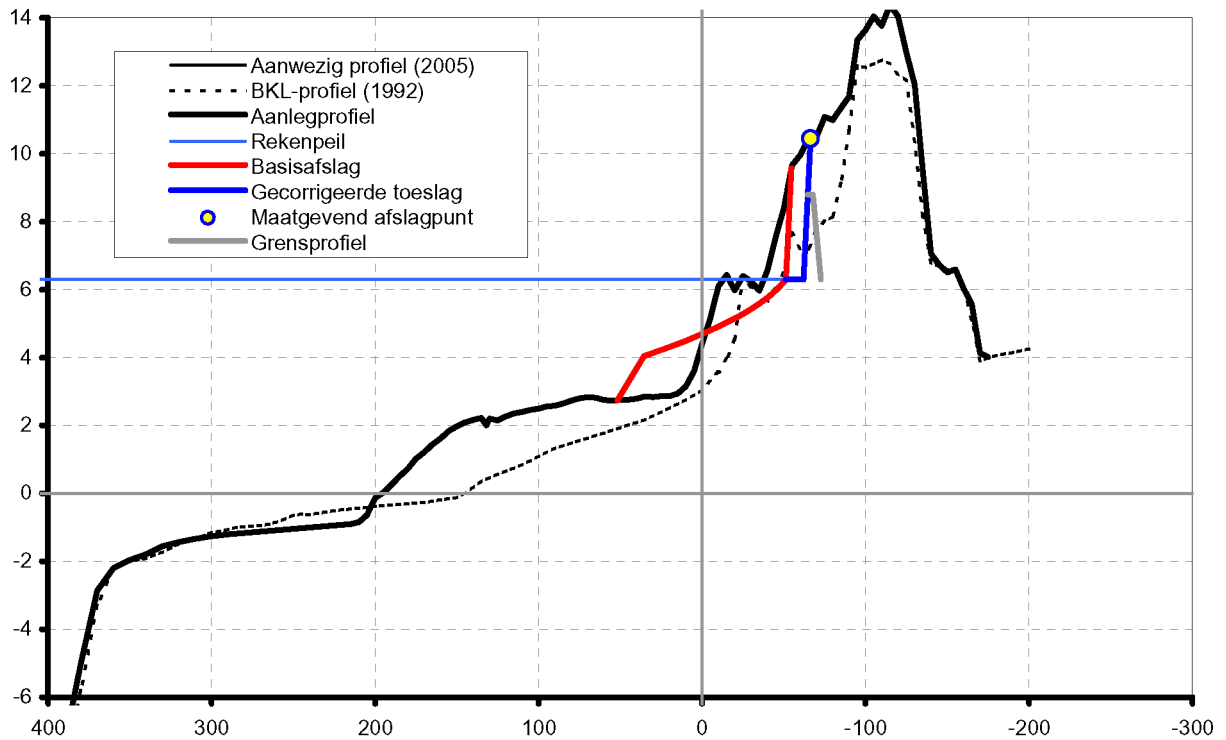
Nr. 3

Km raai 0.51

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

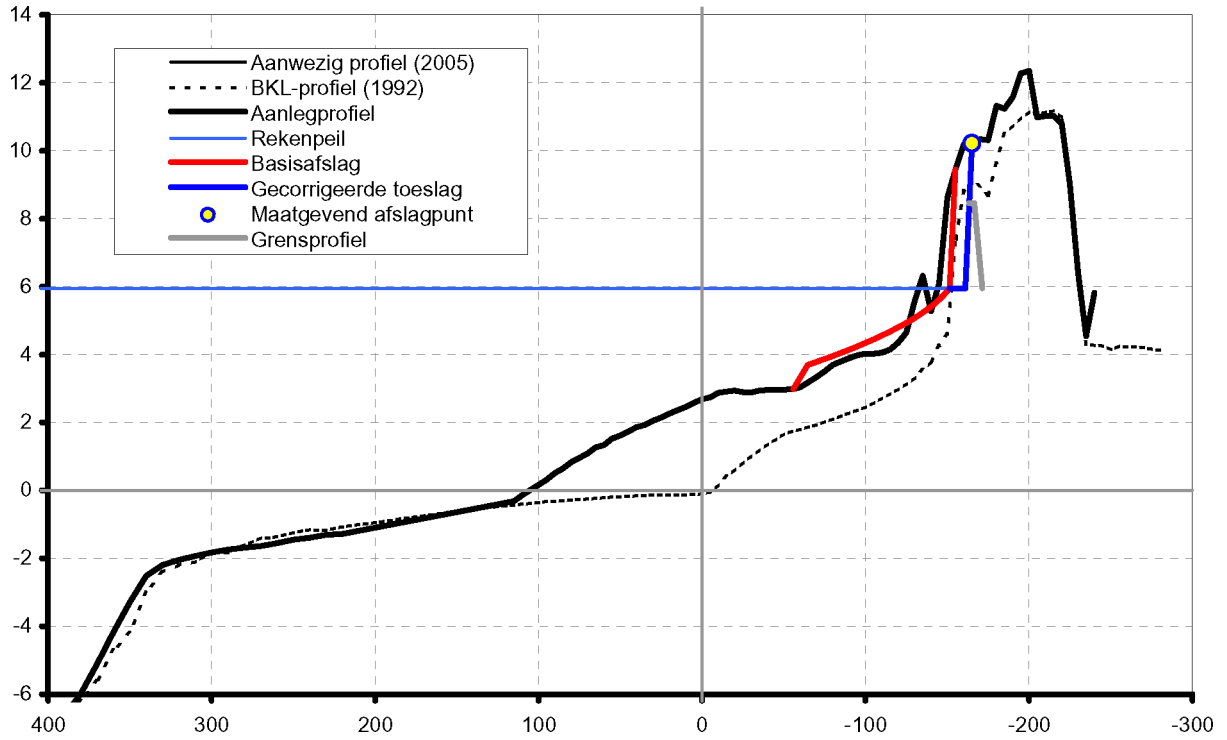


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Breskens-Oost
 Situatie voor 50 en 100 jaar

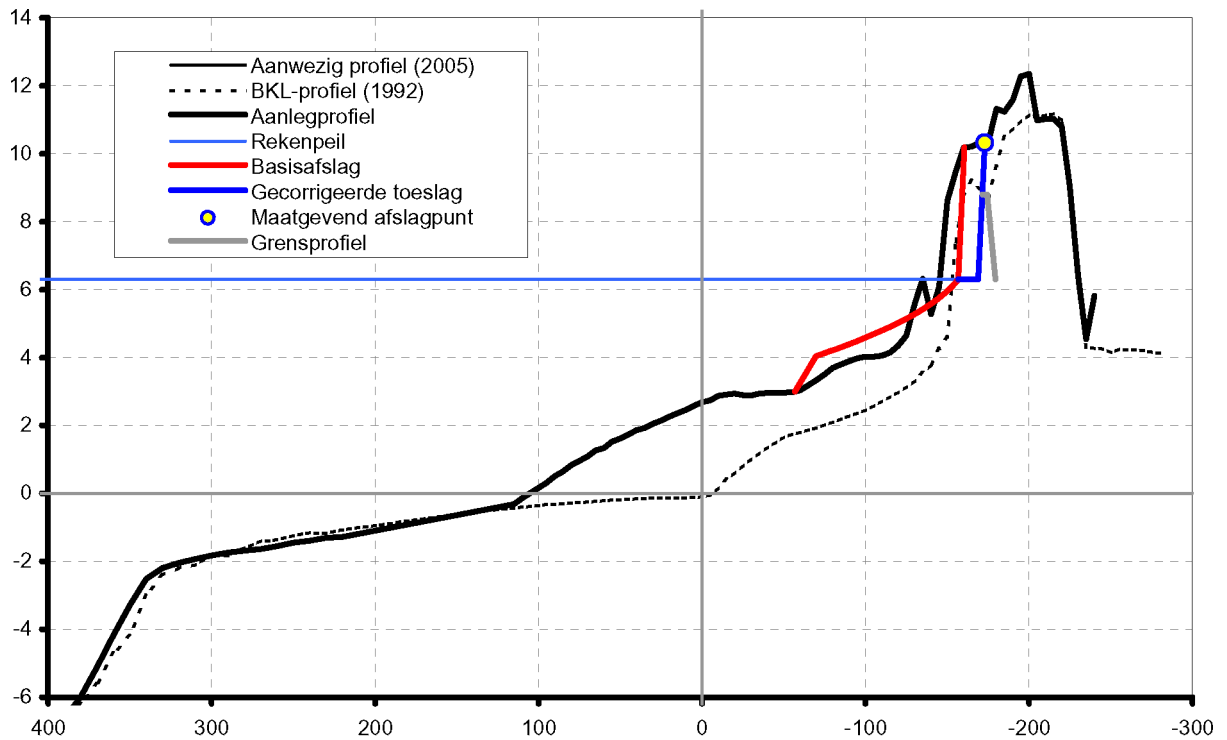
Nr. 1

Km raai 0.11

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

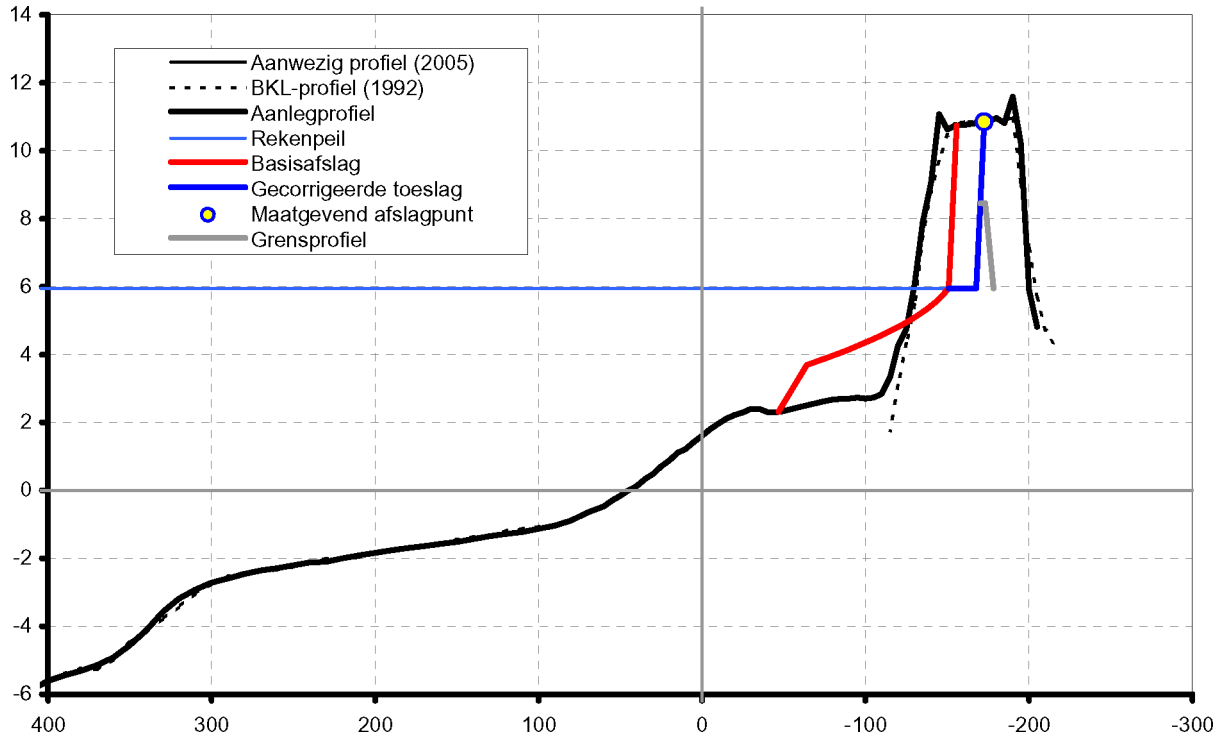


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Breskens-Oost
 Situatie voor 50 en 100 jaar

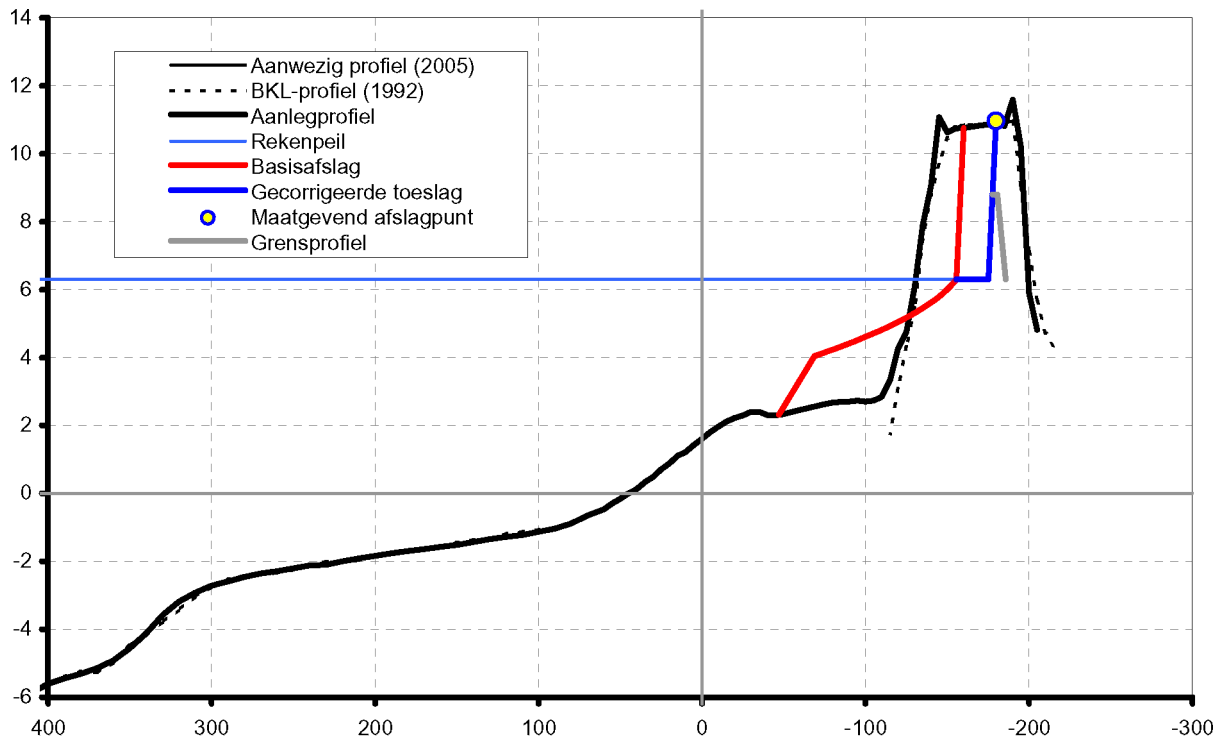
Nr. 2

Km raai 0.31

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

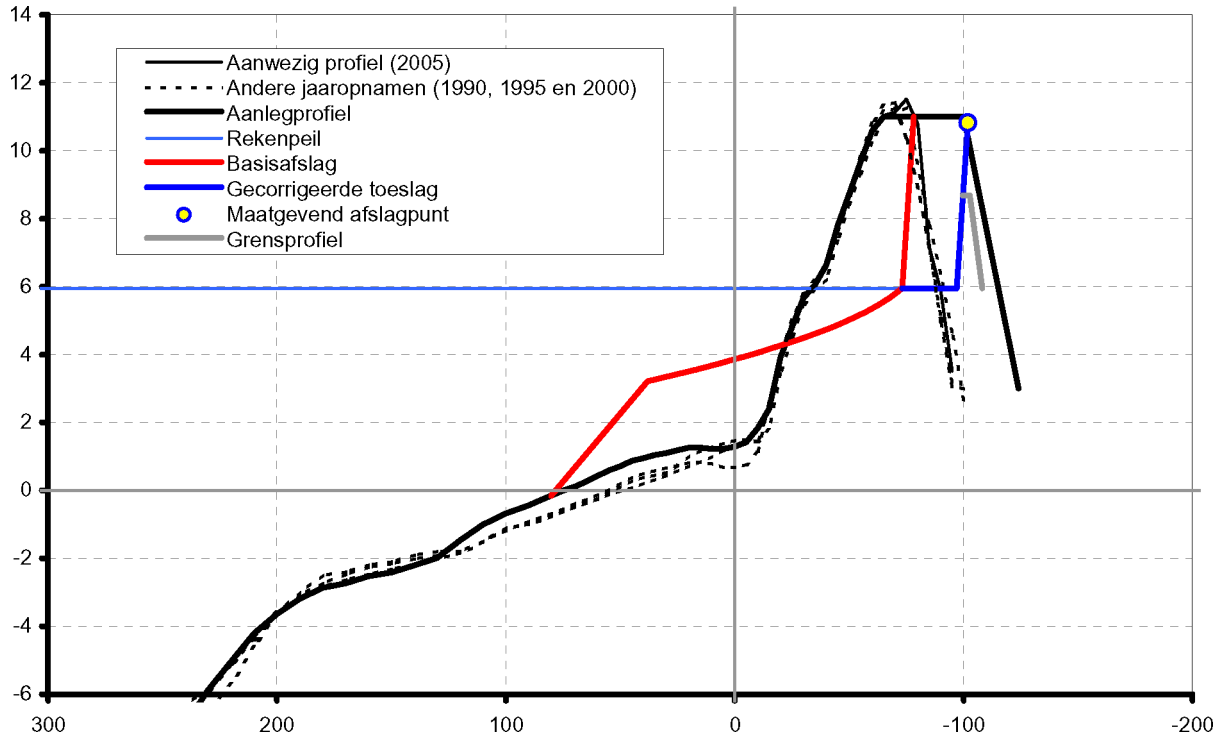


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Breskens-Oost
 Situatie voor 50 en 100 jaar

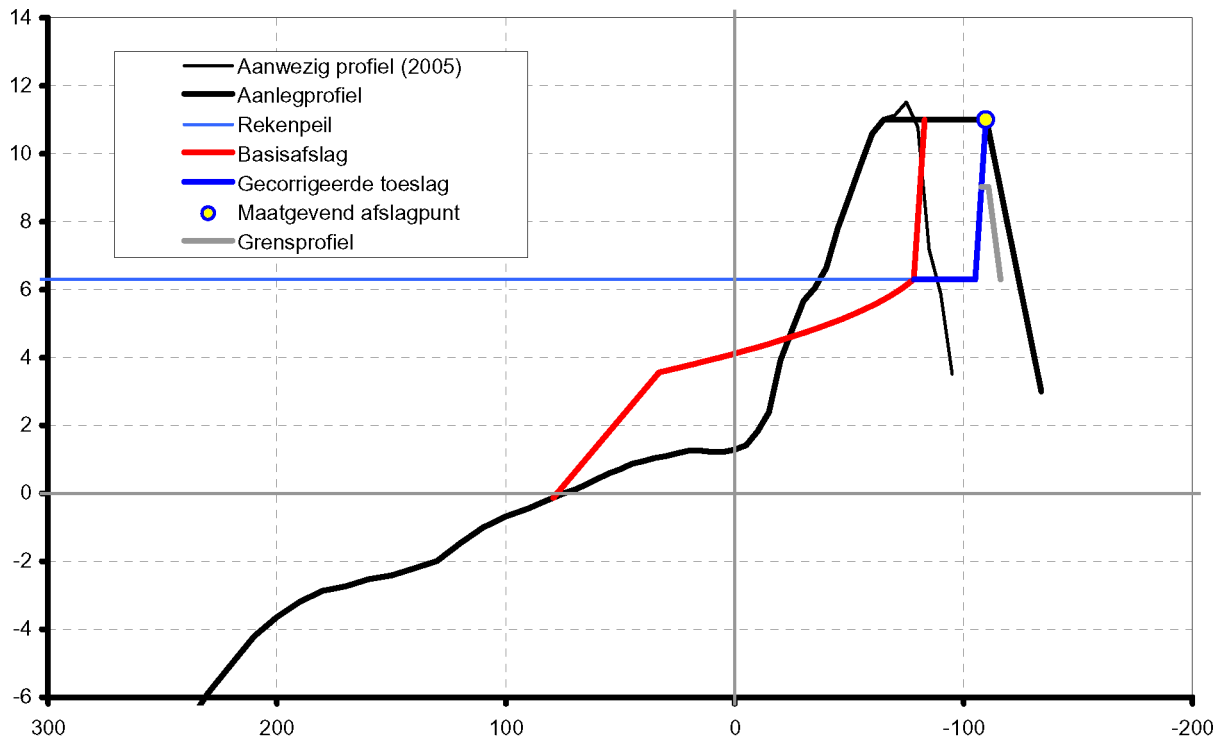
Nr. 4

Km raai 0.71

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

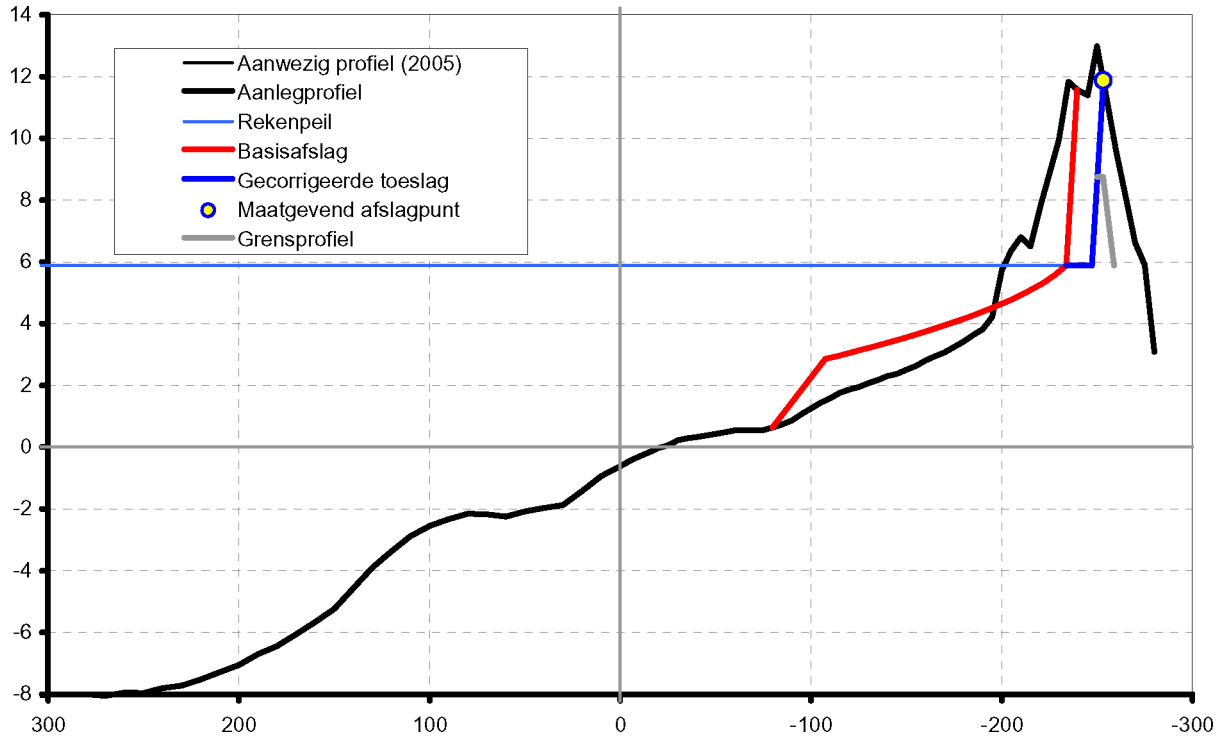


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Scheldeveste
 Situatie voor 50 en 100 jaar

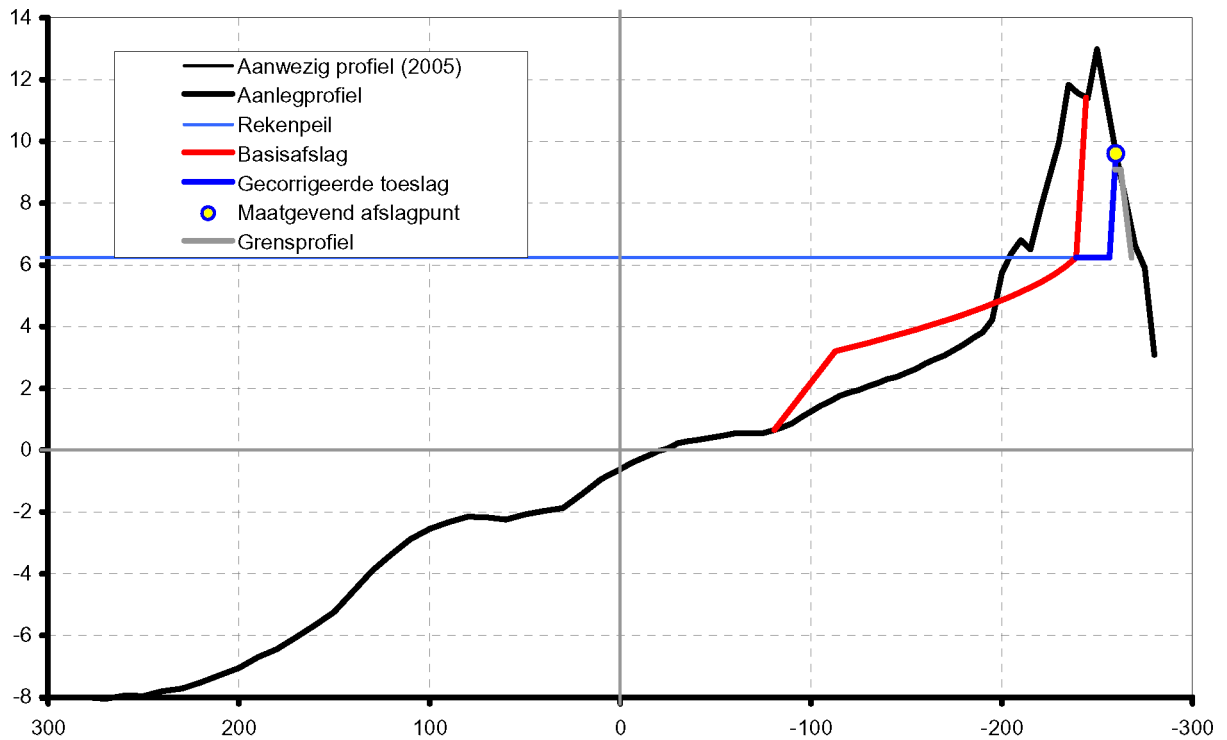
Nr. 7

km raai 1.71

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

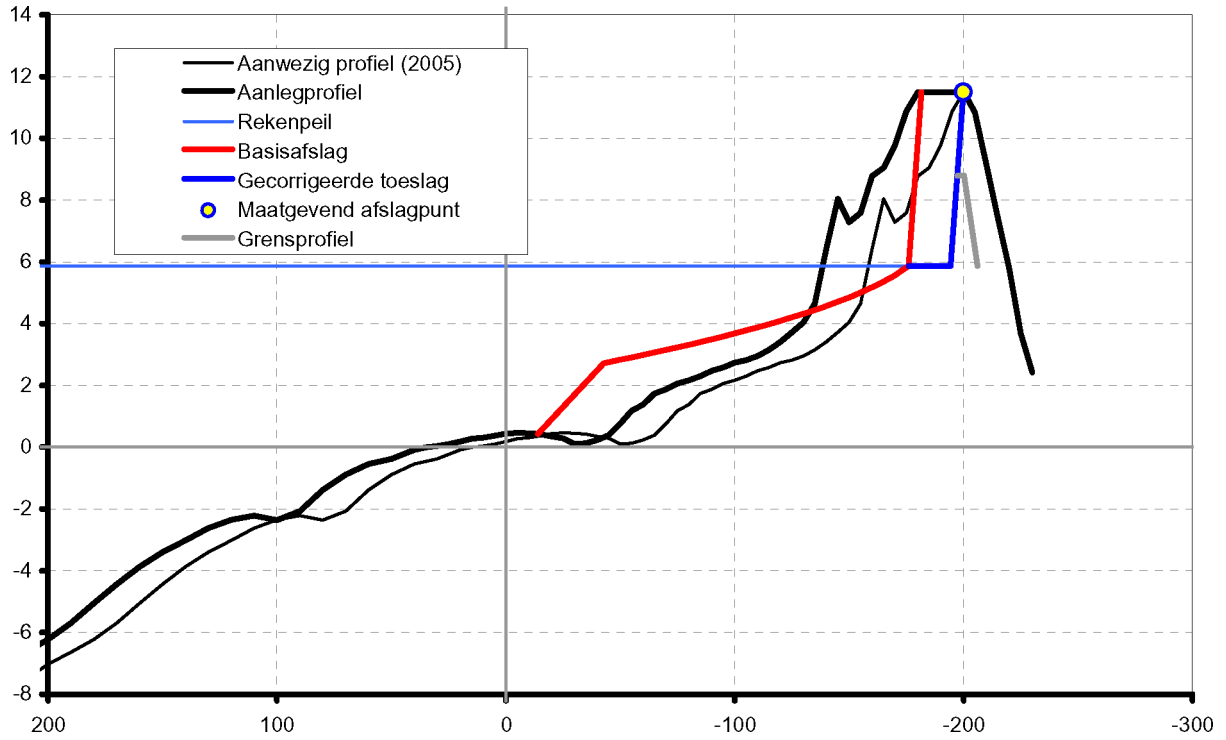


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Nieuwvliet-Bad - Groede
 Situatie voor 50 en 100 jaar

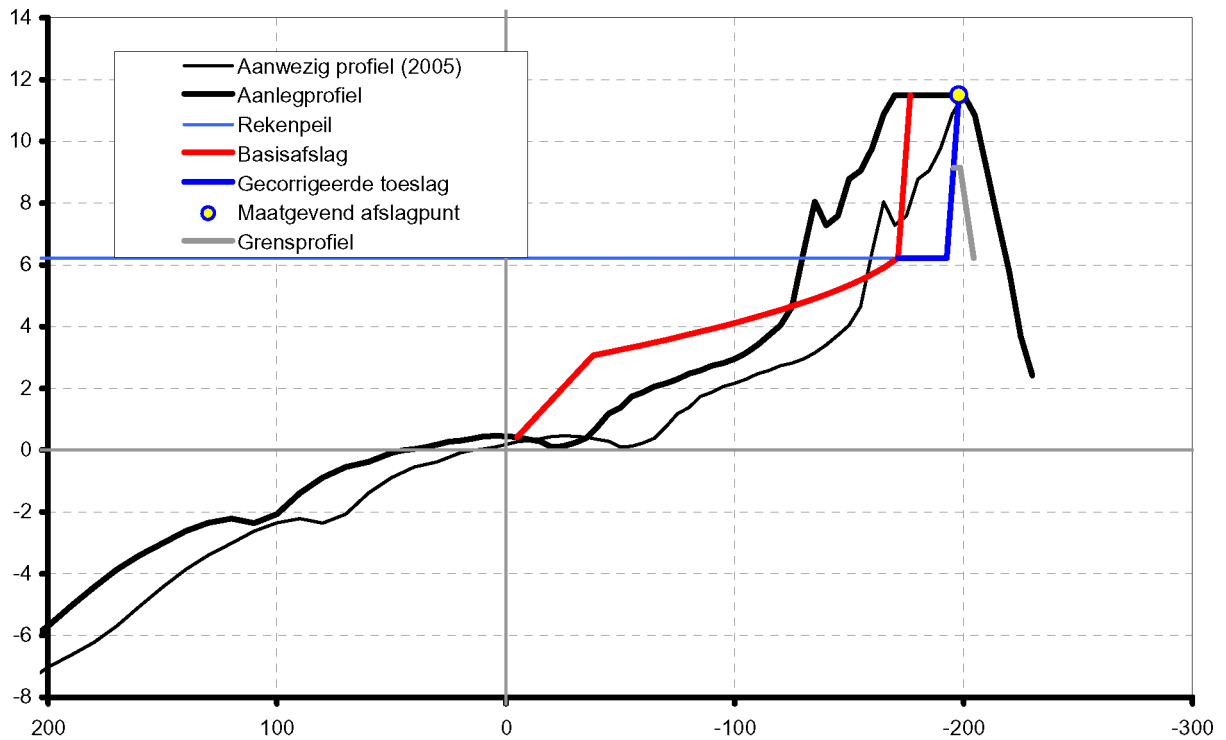
Nr. 29

km raai 5.84

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

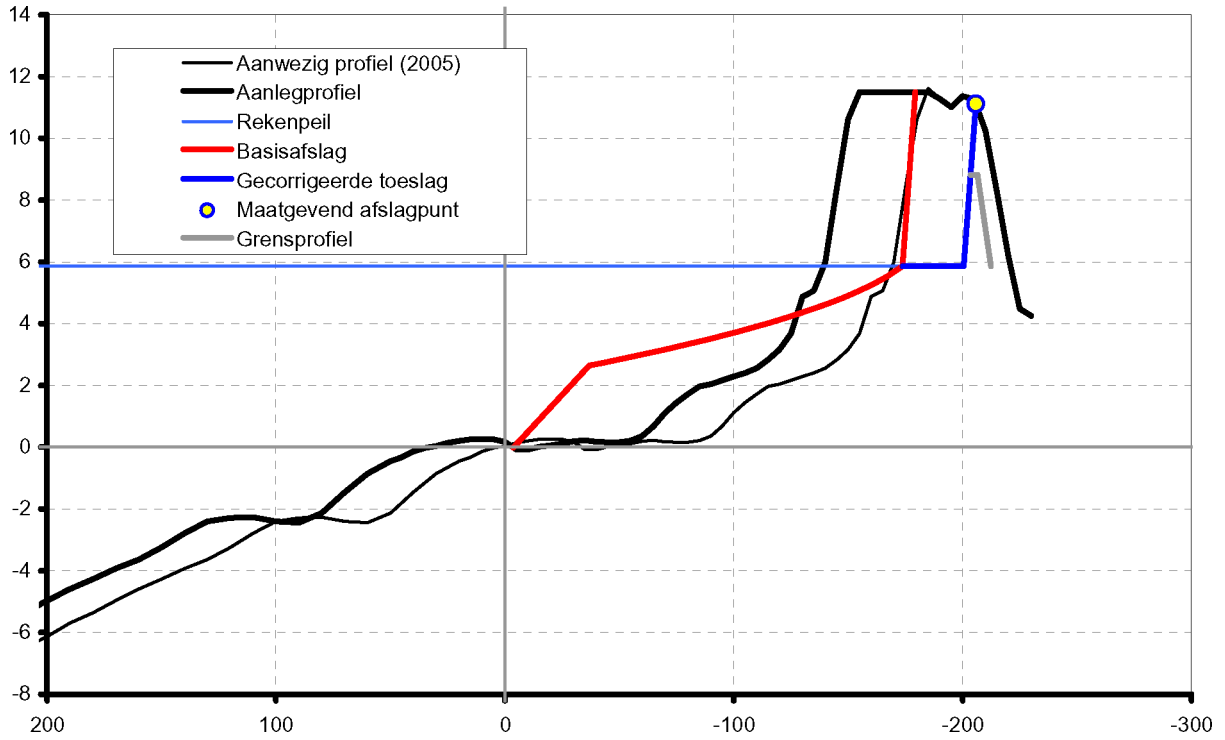


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Nieuwvliet-Bad - Groede
 Situatie voor 50 en 100 jaar

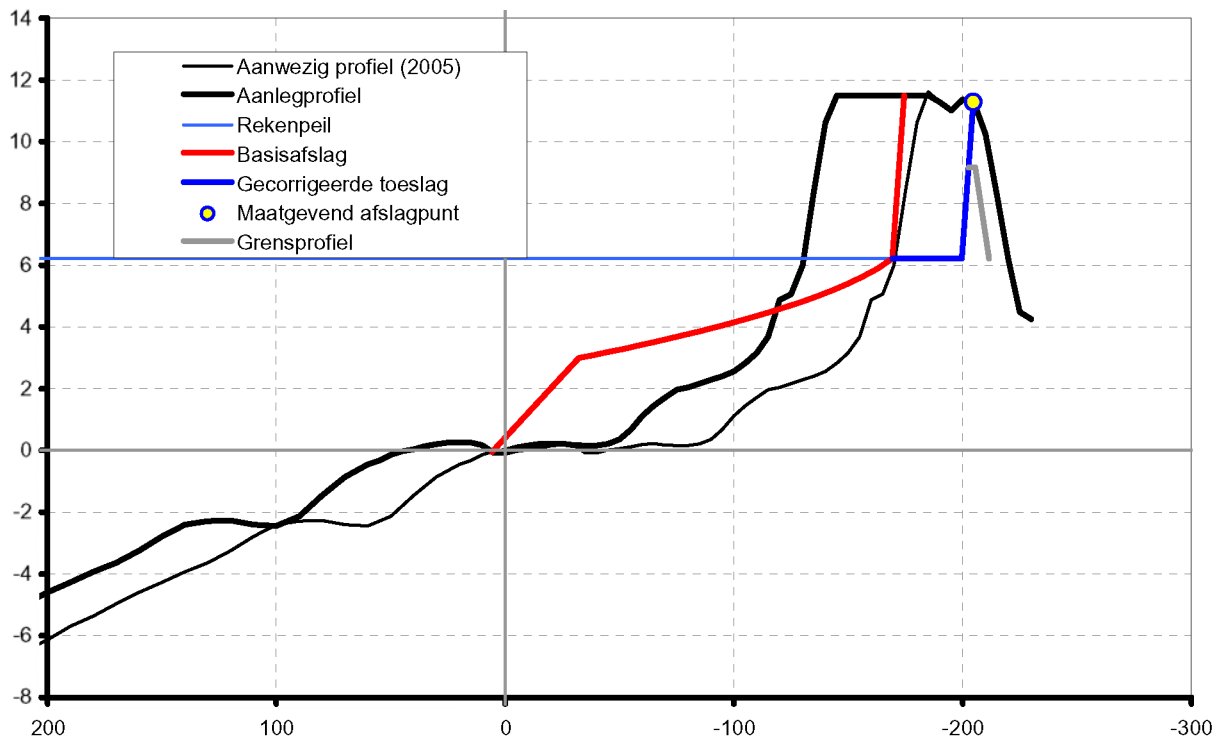
Nr. 34

km raai 6.84

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

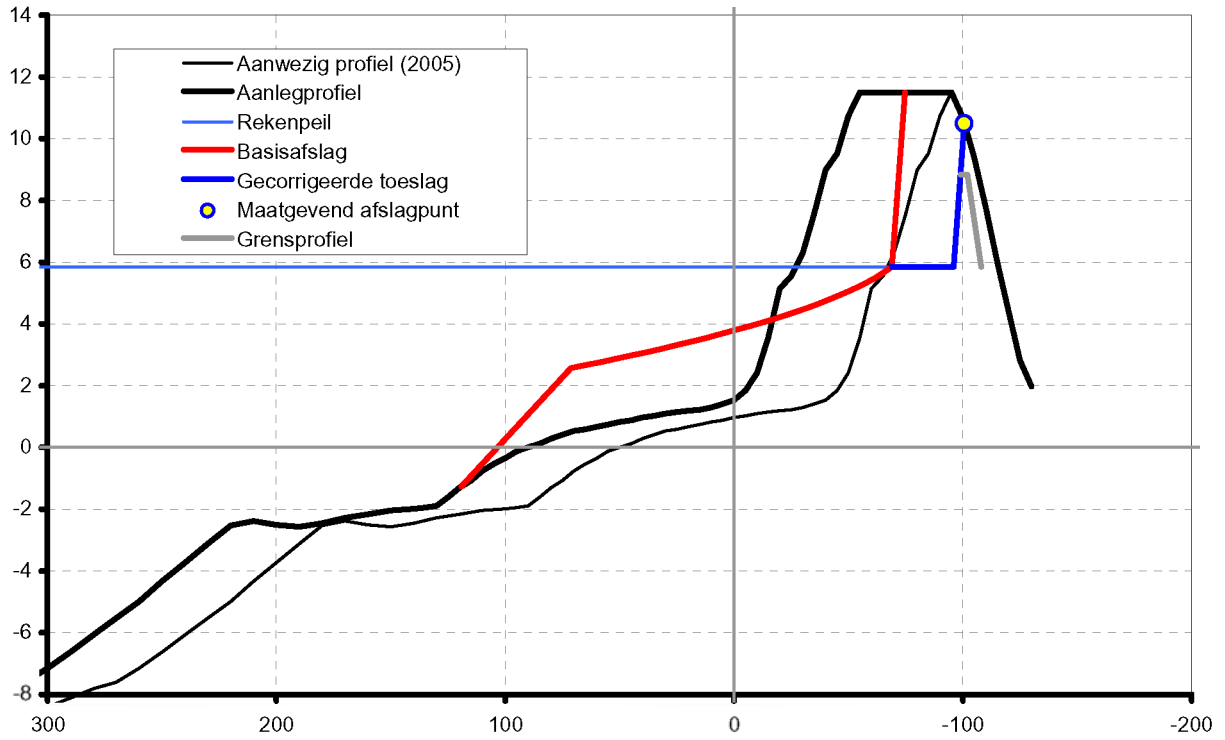


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Nieuwvliet-Bad - Groede
 Situatie voor 50 en 100 jaar

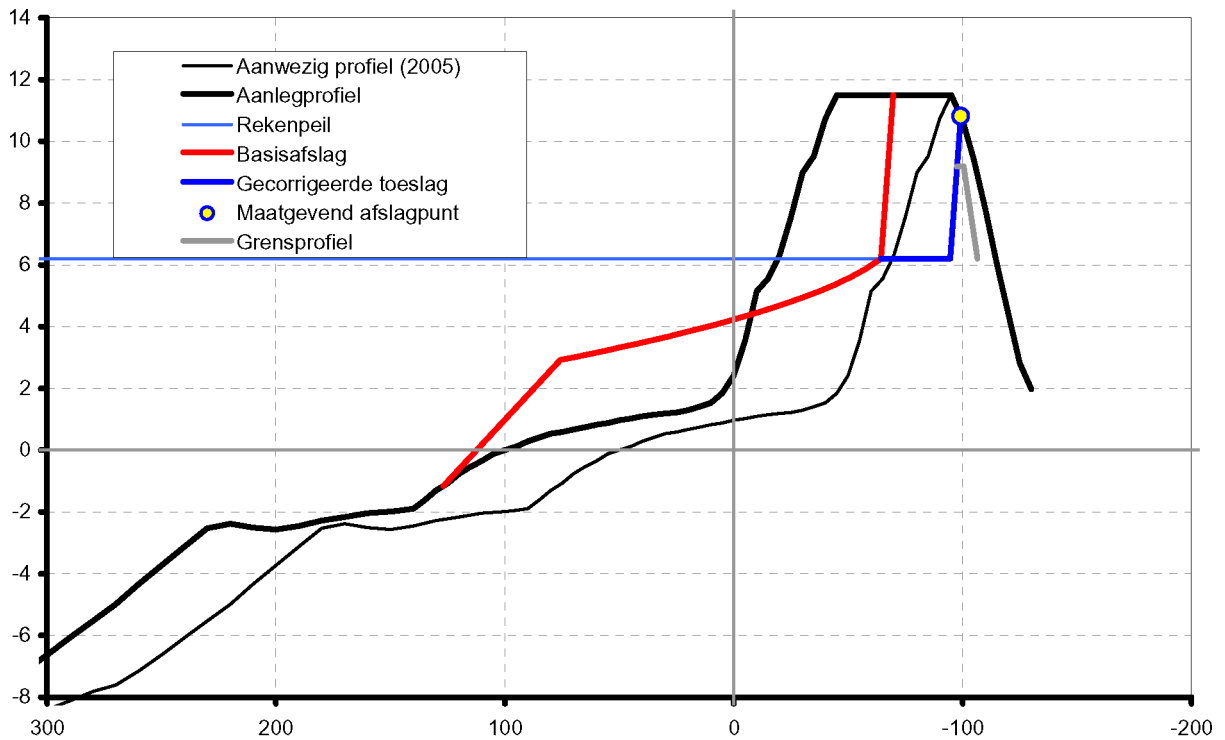
Nr. 36

km raai 7.30

Zichtperiode 50 jaar



Zichtperiode 100 jaar

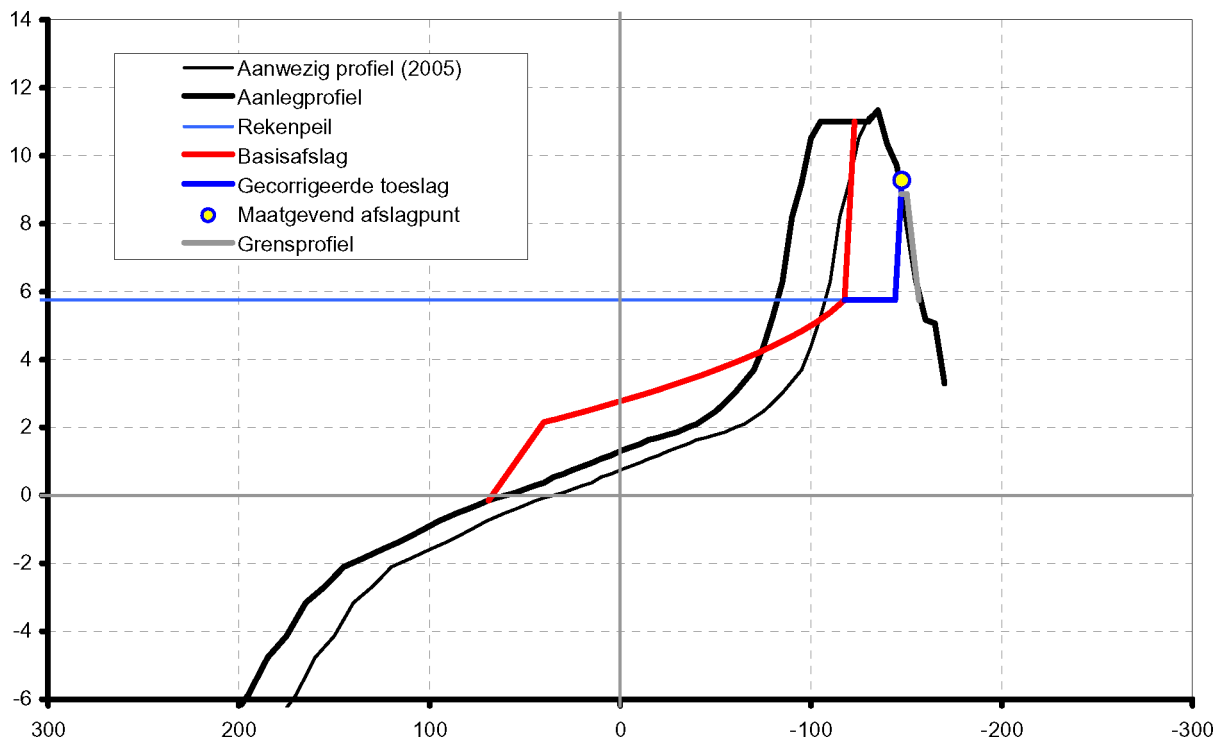


Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Nieuwvliet-Bad - Groede
 Situatie voor 50 en 100 jaar

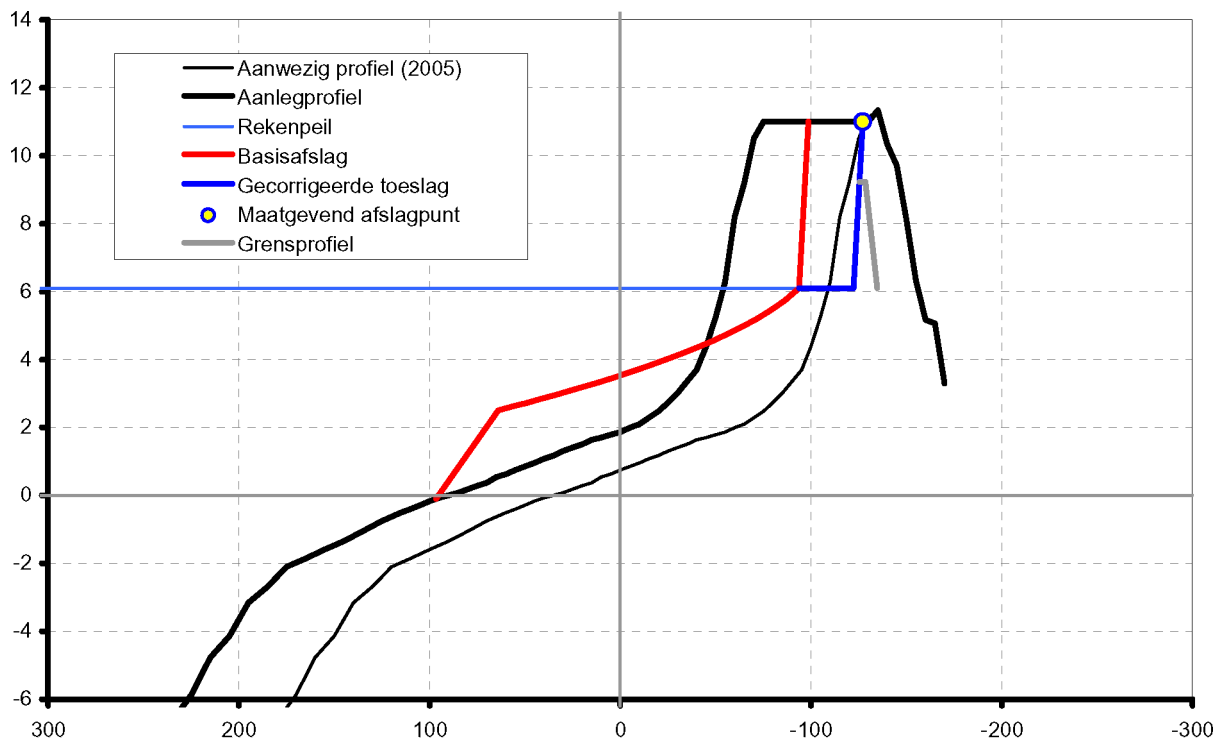
Nr. 39

km raai 7.78

Zichtperiode 50 jaar



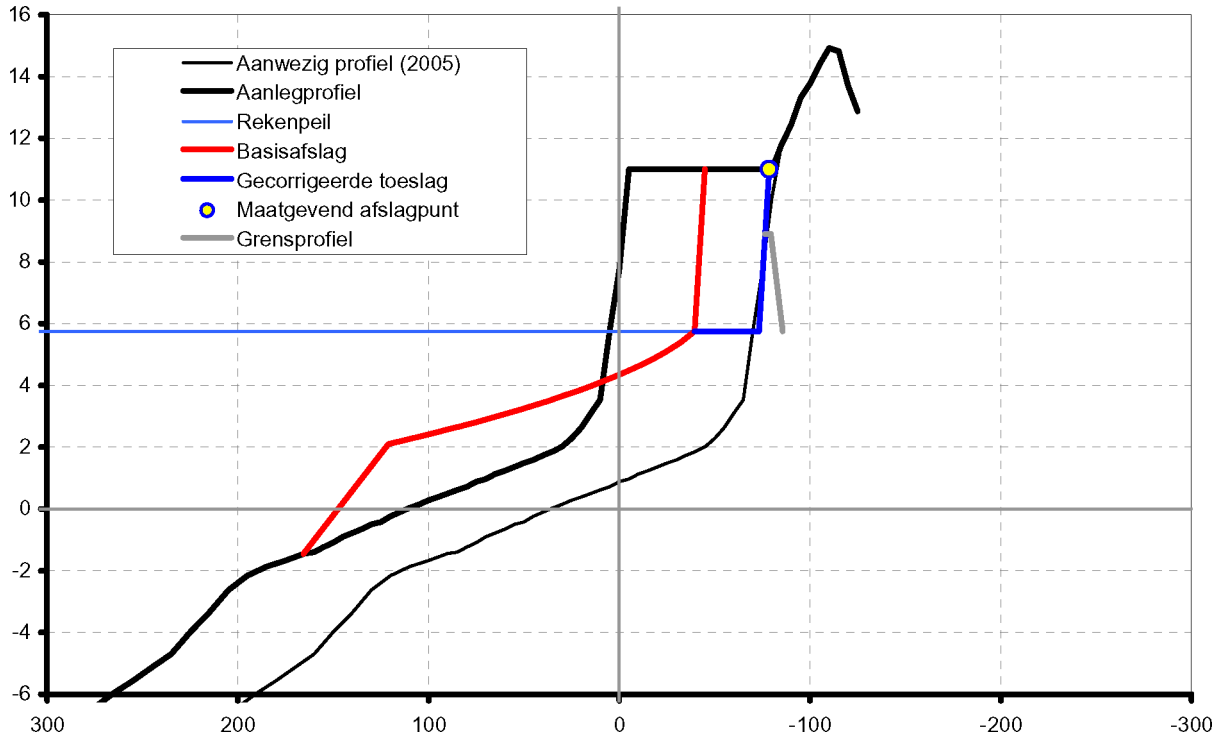
Zichtperiode 100 jaar



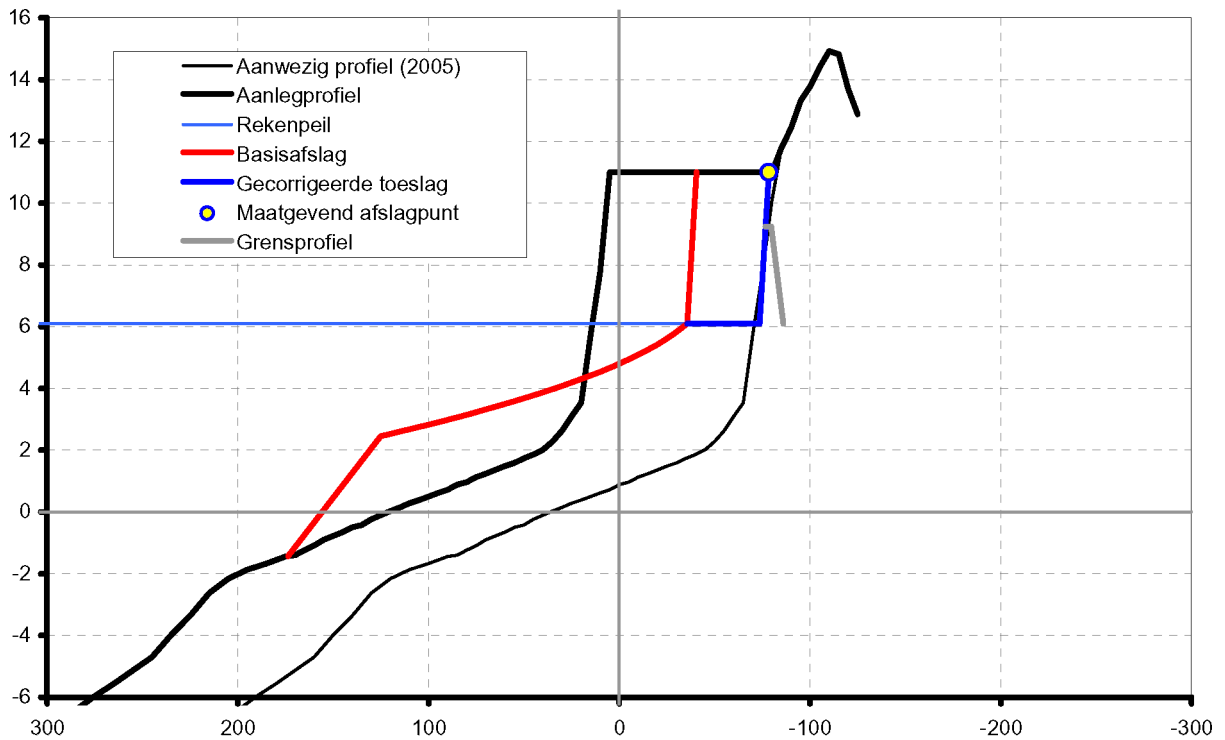
Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Cadzand-Bad
 Situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 53
 km raai 10.21

Zichtperiode 50 jaar



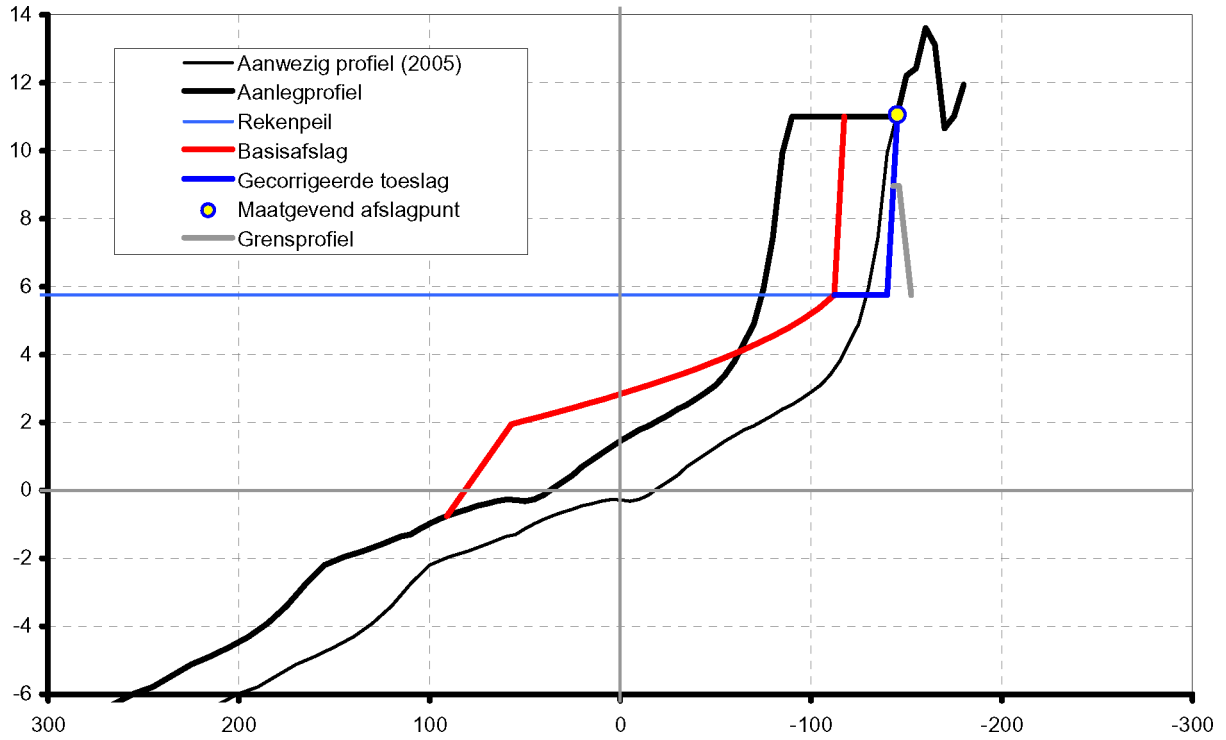
Zichtperiode 100 jaar



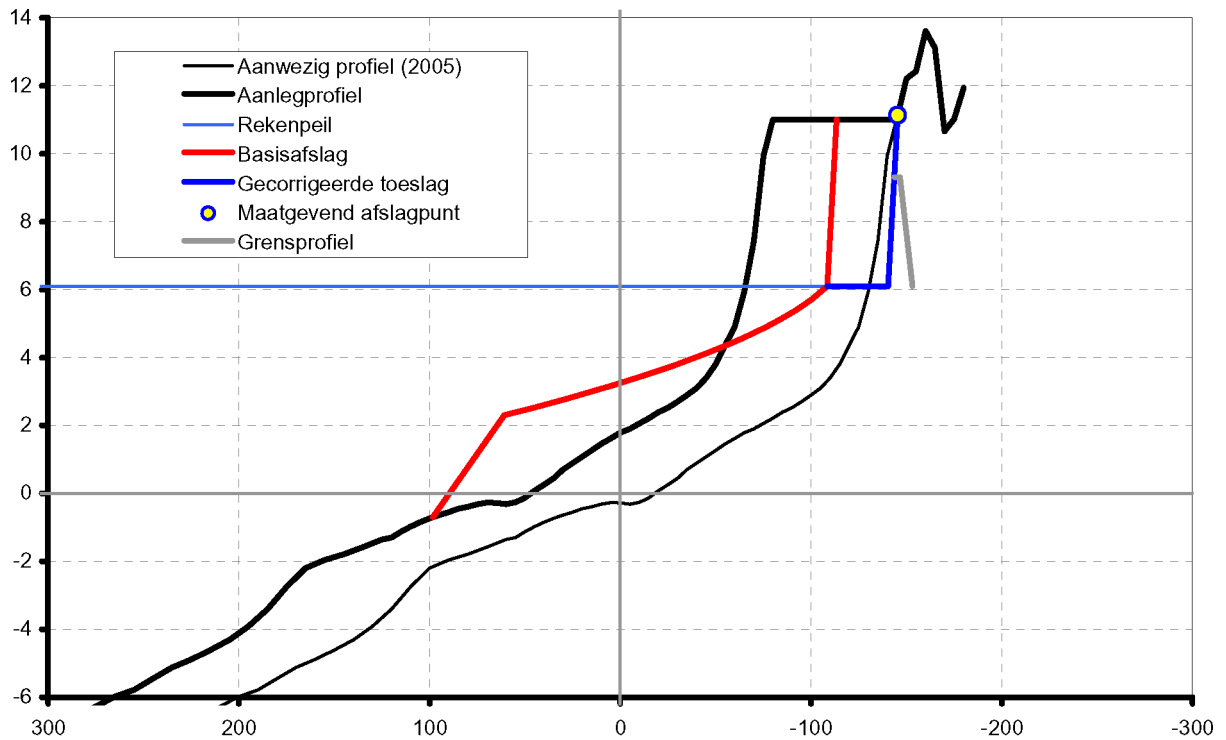
Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Cadzand-Bad
 Situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 56
 km raai 10.68

Zichtperiode 50 jaar



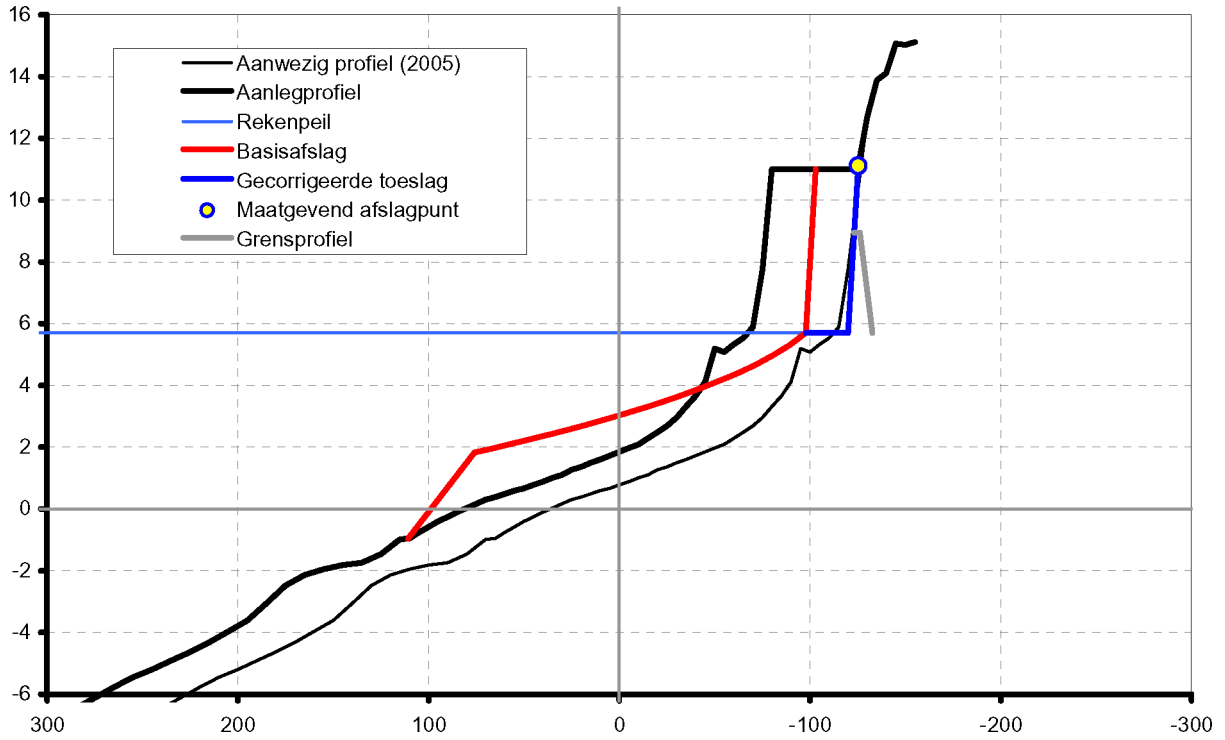
Zichtperiode 100 jaar



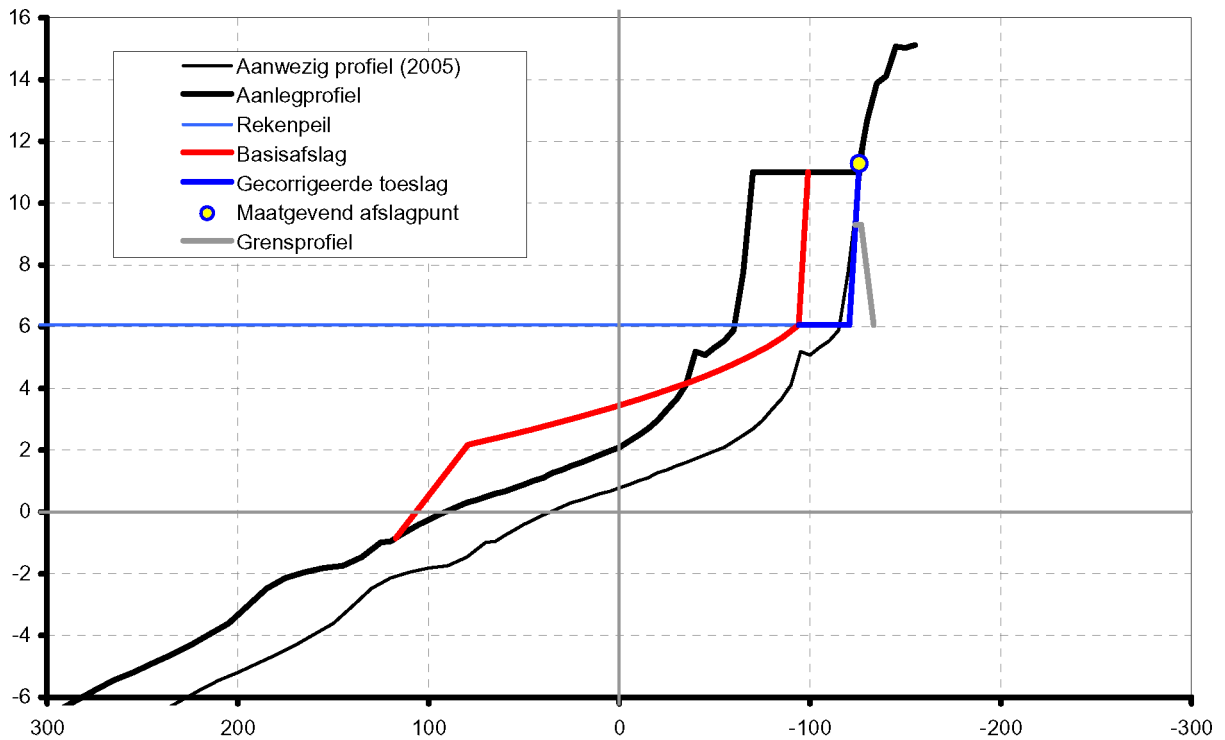
Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Cadzand-Bad
 Situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 60
 km raai 11.62

Zichtperiode 50 jaar



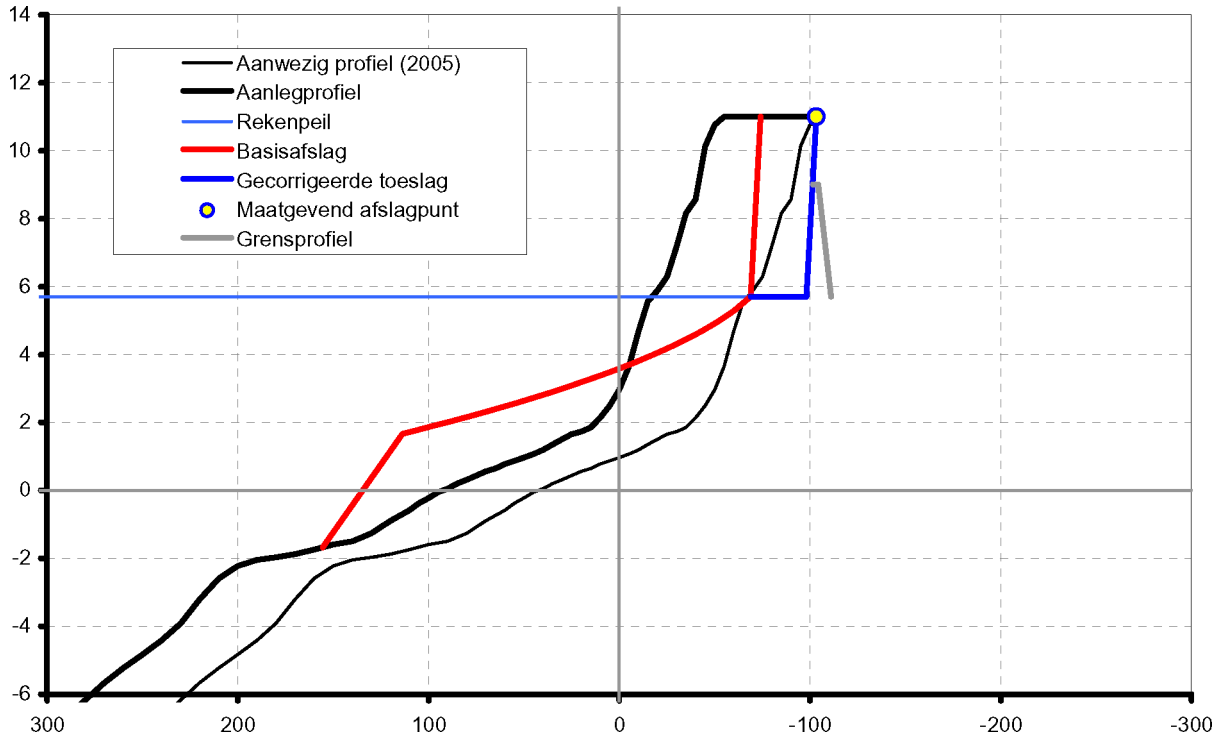
Zichtperiode 100 jaar



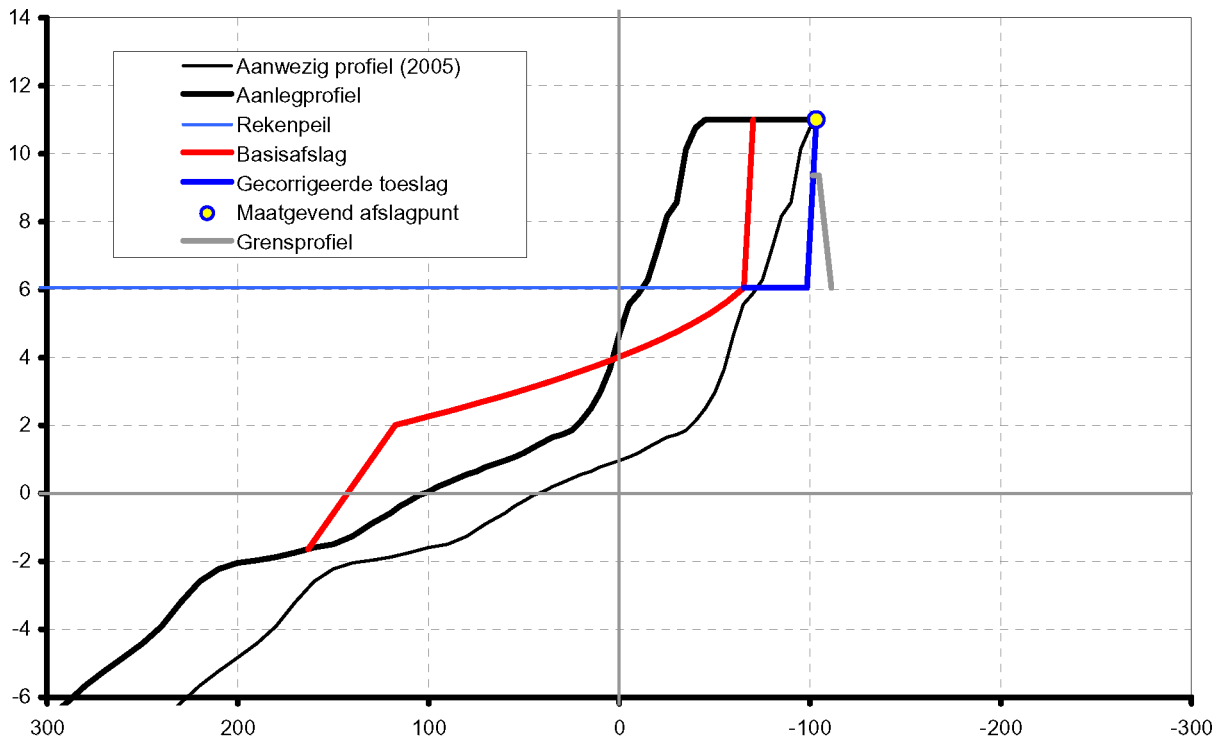
Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Cadzand-Bad
 Situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 62
 km raai 12.14

Zichtperiode 50 jaar

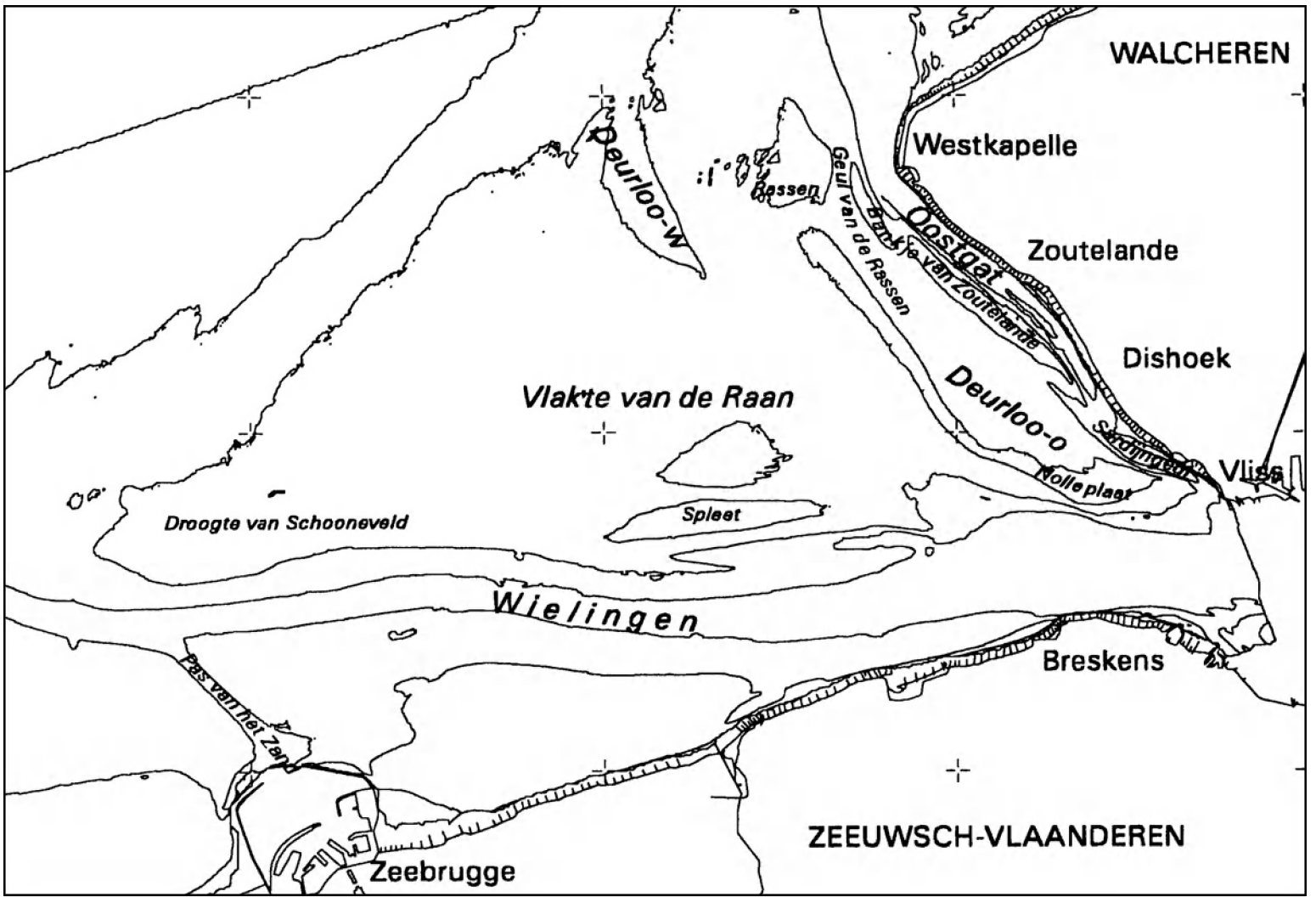


Zichtperiode 100 jaar



Resultaat duinafslagberekeningen versterkte waterkering
 Traject Cadzand-Bad
 Situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 68
 km raai 13.35



Overzichtsk kaart Westerscheldemonding met plaatsaanduidingen

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 5.1a



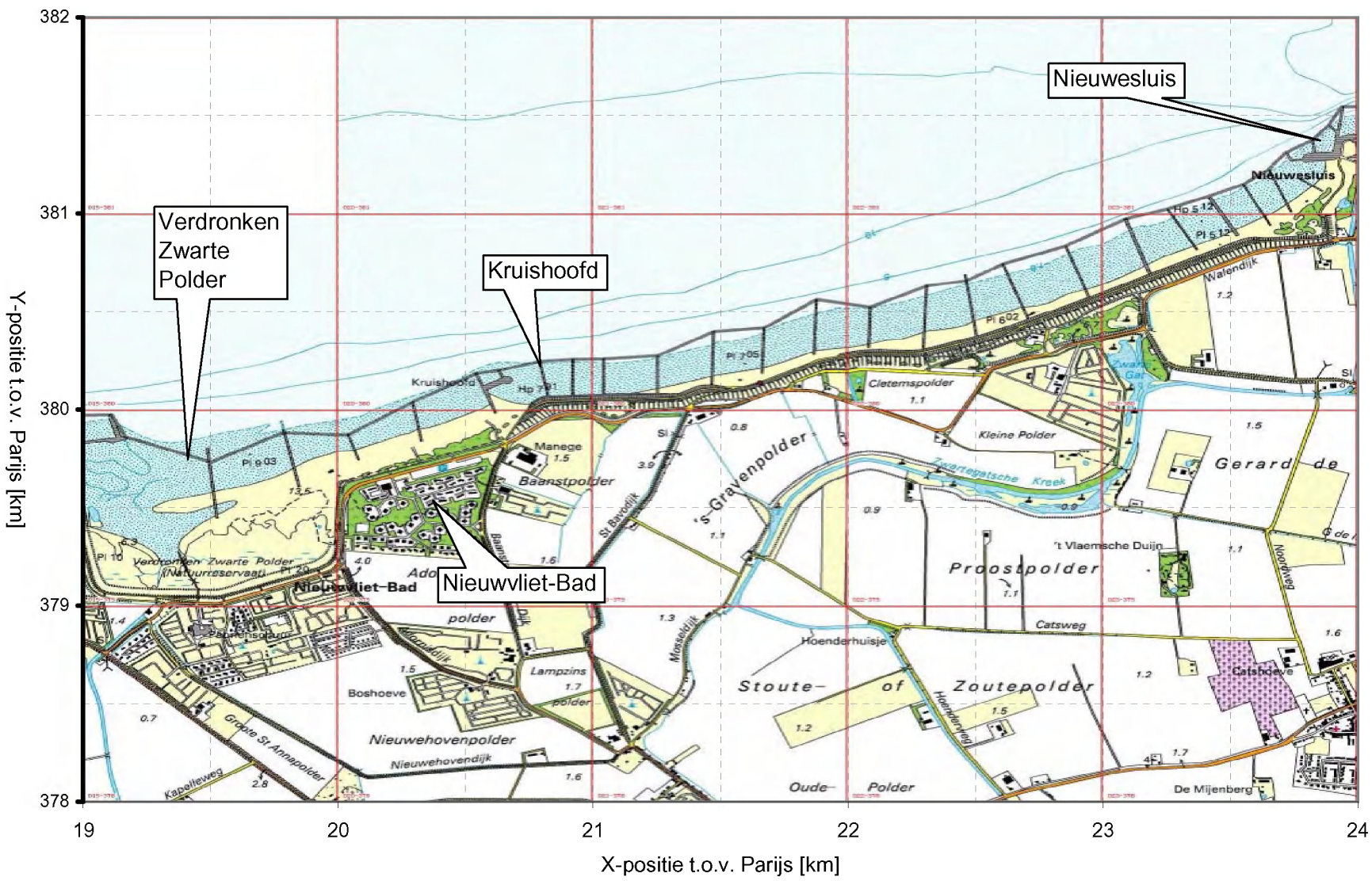
Overzichtskartaat Breskens met locaties oostelijke en westelijke opsluitdam

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 5.2a



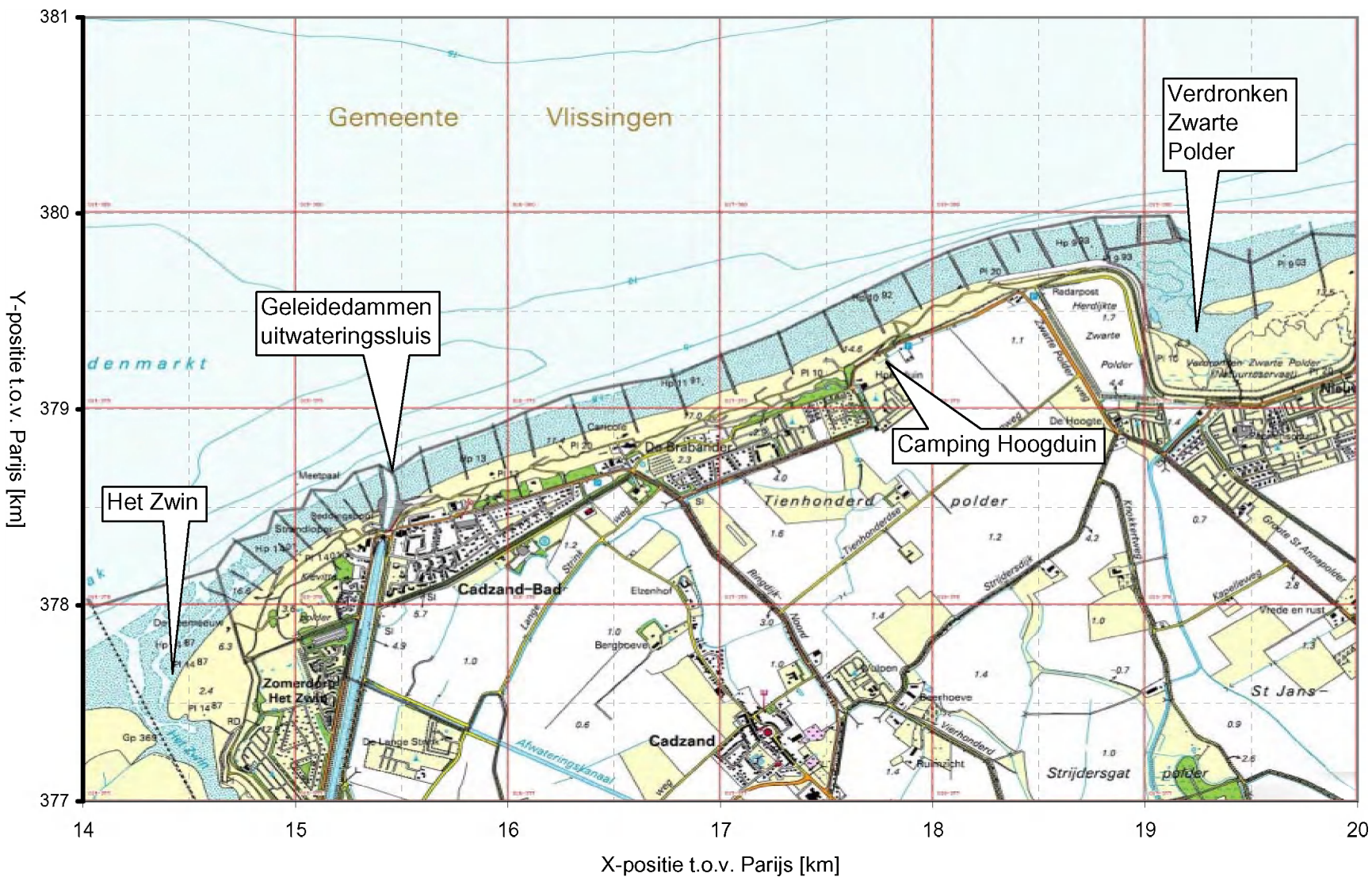
Overzichtskaart kustdeel Nieuwesluis met relevante locaties

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 5.2b



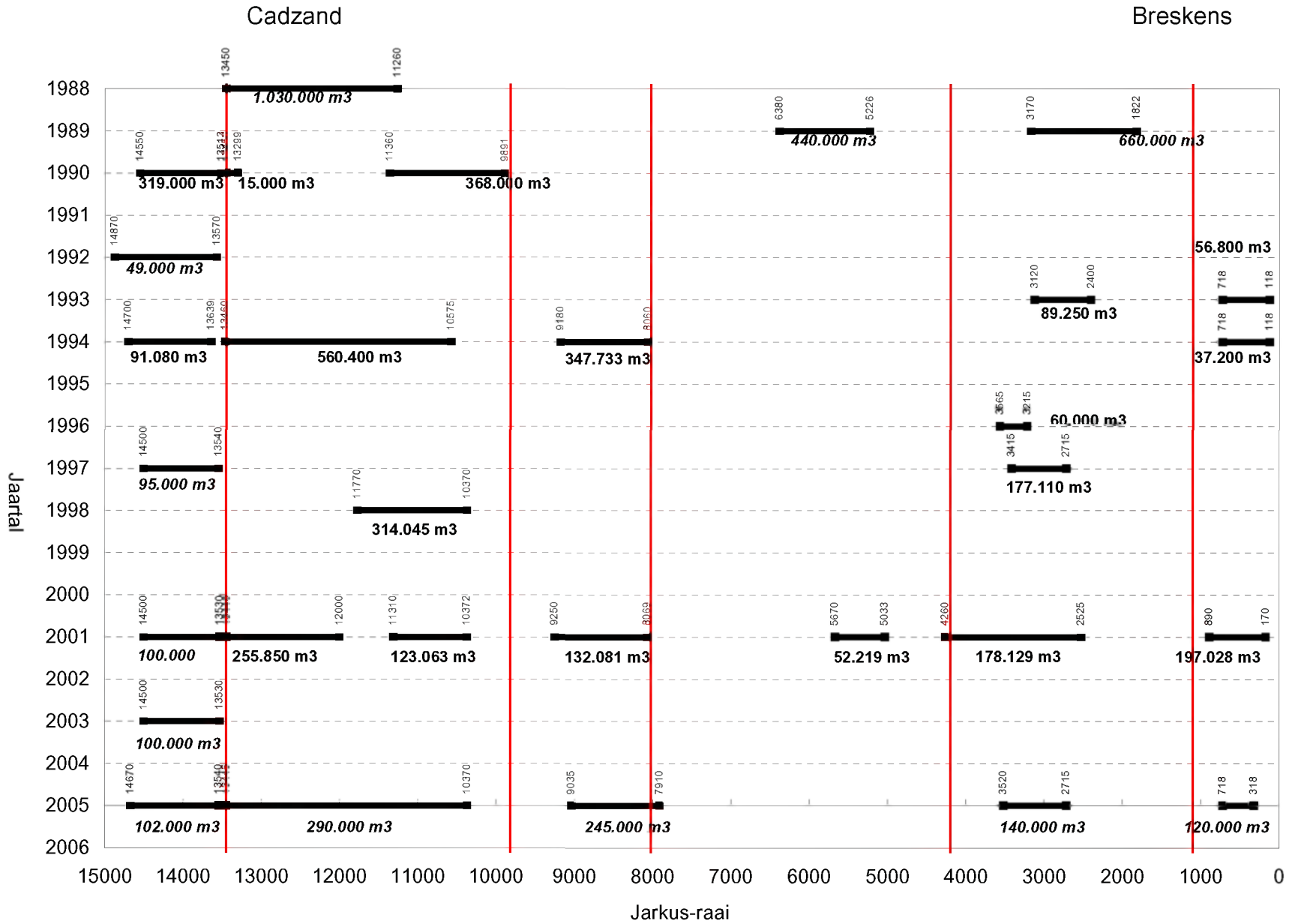
Overzichtsk kaart kustdeel Cadzand met relevante locaties

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



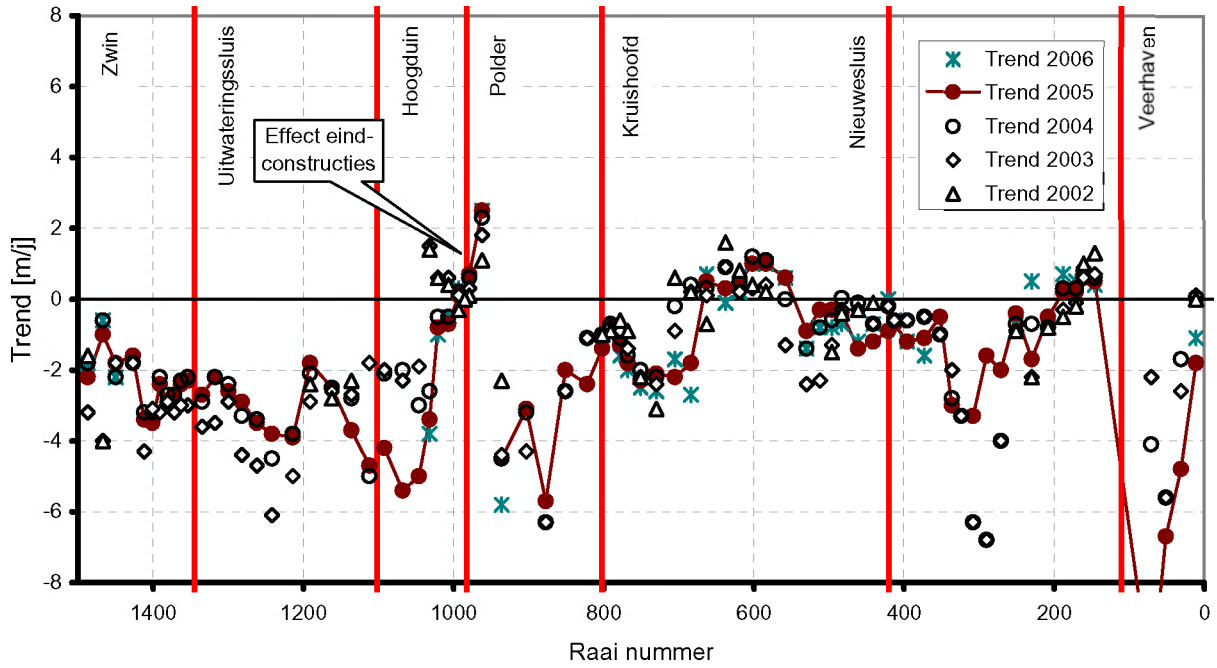
Fig. 5.2c



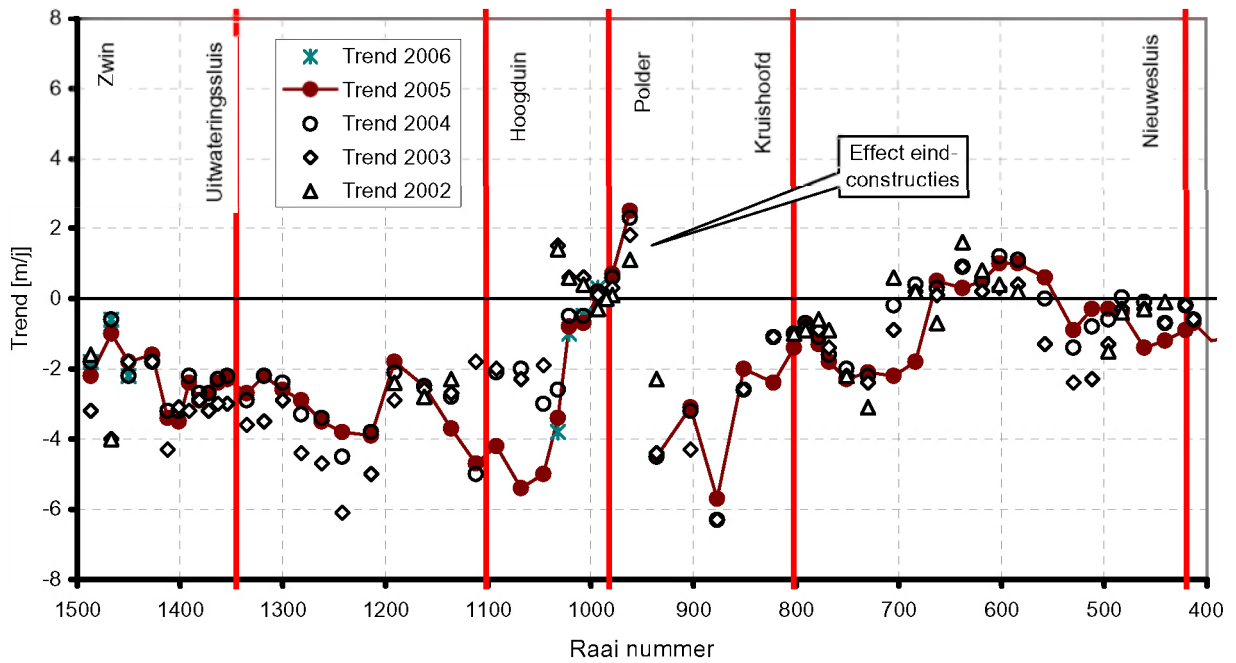
Overzicht uitgevoerde suppleties
als functie van tijd en kilometering

[WSZV, 2005]

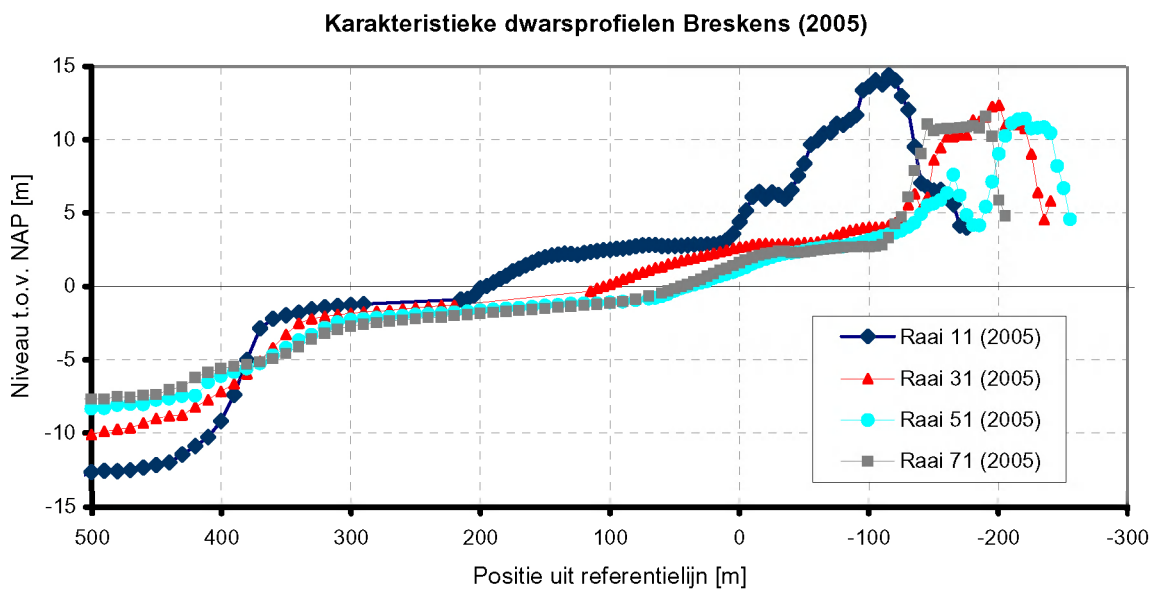
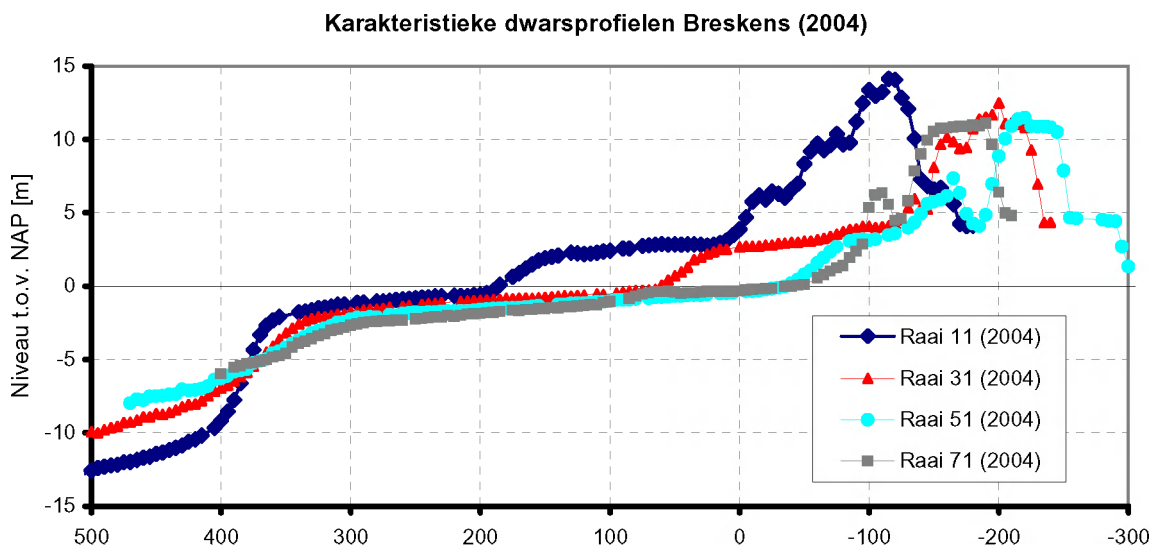
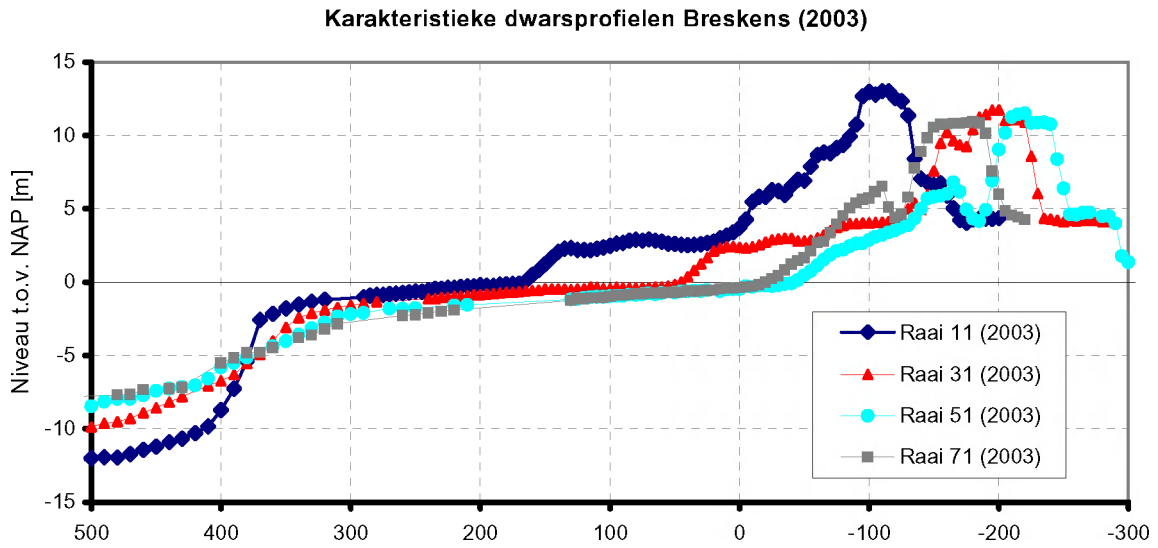
Overzicht trends Noordzeekust Zeeuwsch-Vlaanderen



Detail trends traject Zwin - Nieuwesluis

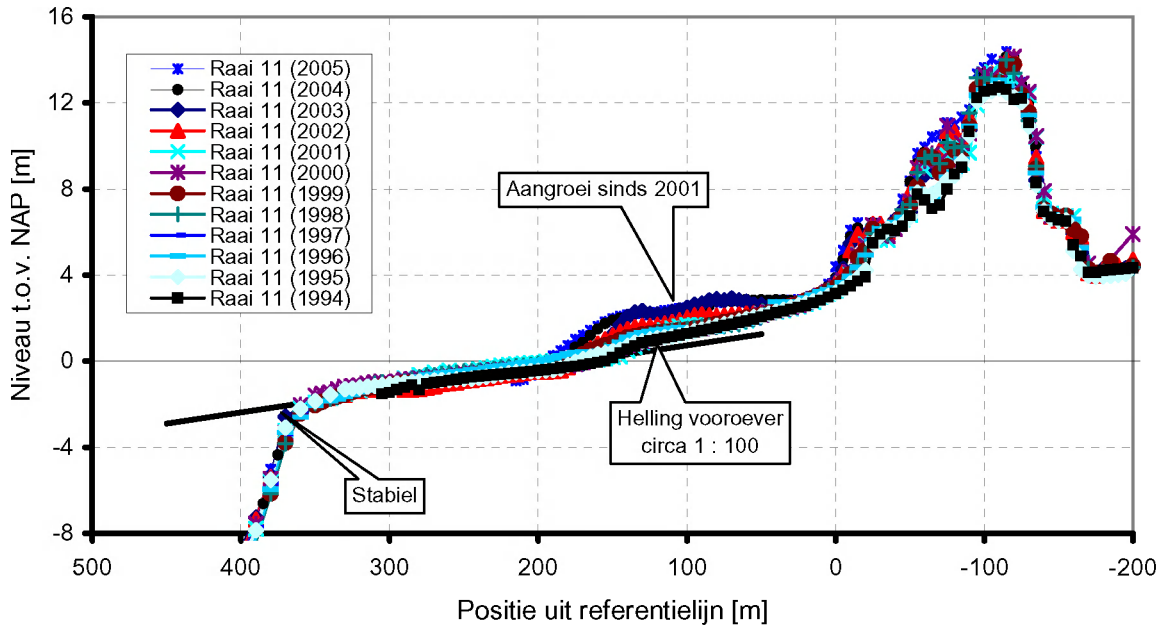


Overzicht trend in kustlijnontwikkeling voor de Noordzeekust van het kustvak West Zeeuwsch-Vlaanderen
 Overzicht en detailgedeelte traject Cadzand-Bad tot Nieuwesluis

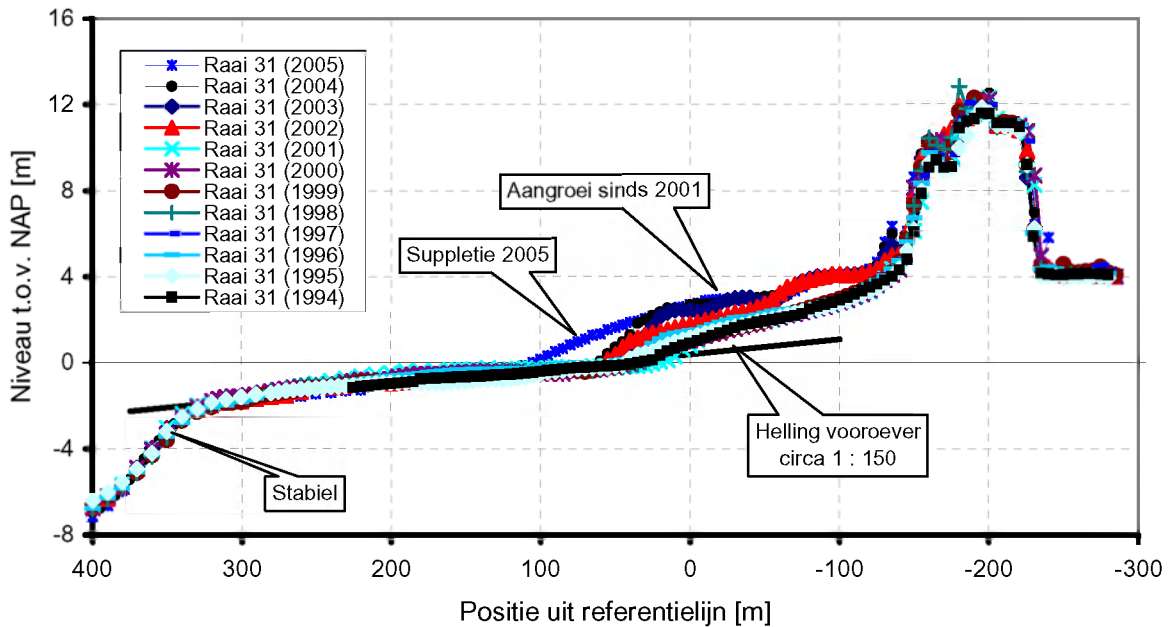


Overzicht dwarsprofielen Breskens
 Overzicht karakteristieke dwarsprofielen
 Raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)

Ontwikking dwarsprofielen raai 11 (oost)

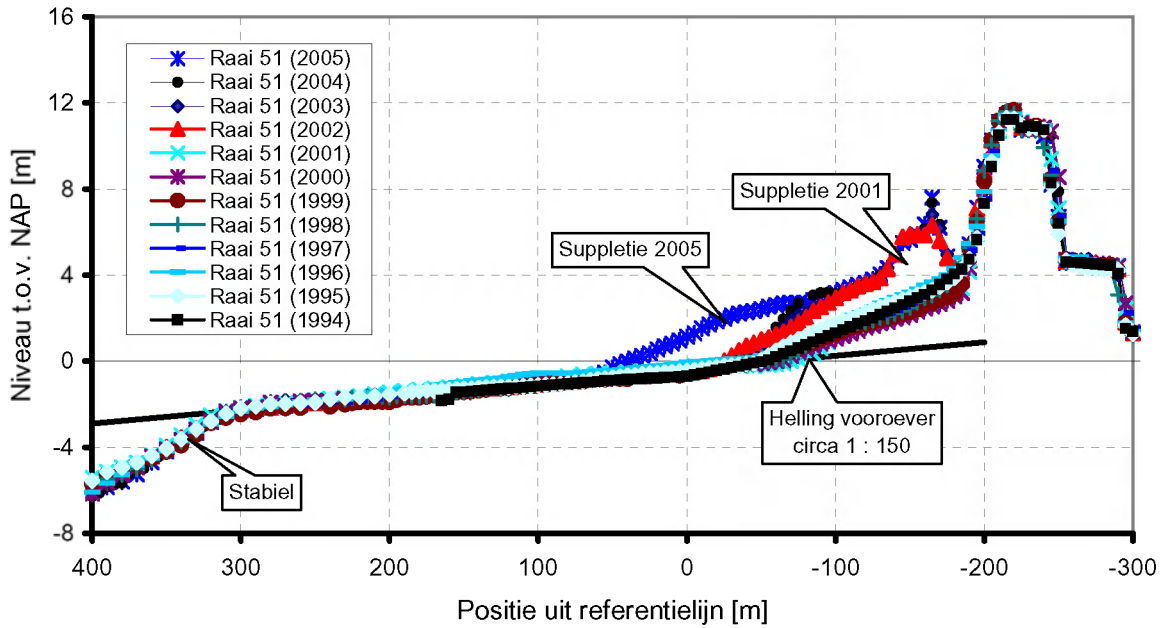


Ontwikking dwarsprofielen raai 31

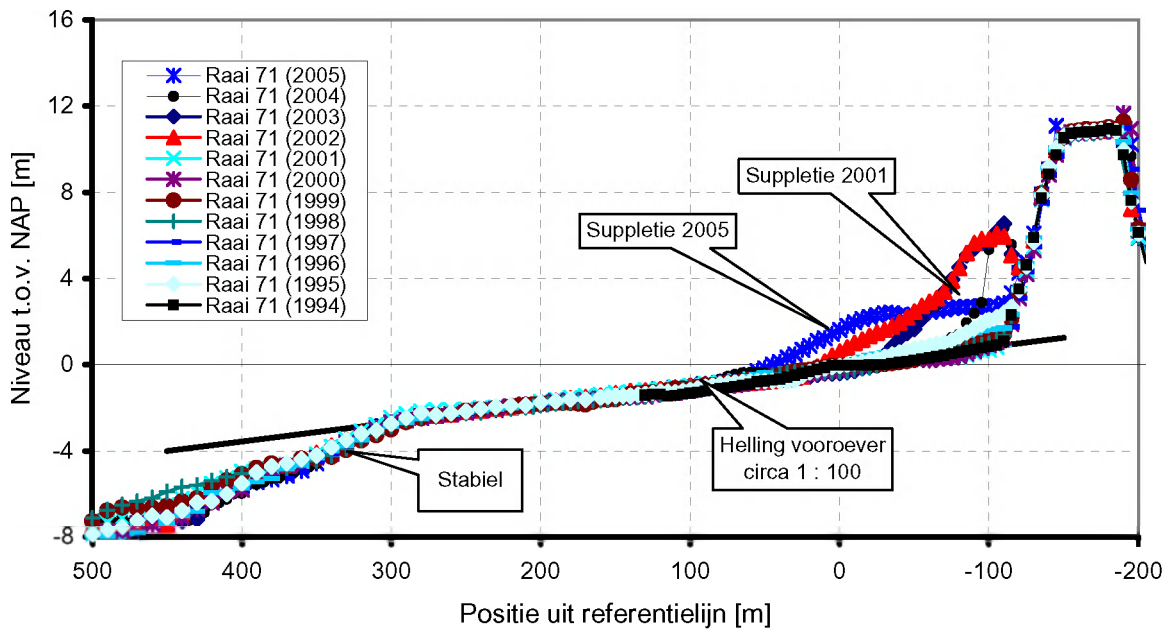


Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Breskens
voor raai 11 (oost) en 31
Dwarsprofielen 1994 t/m 2005

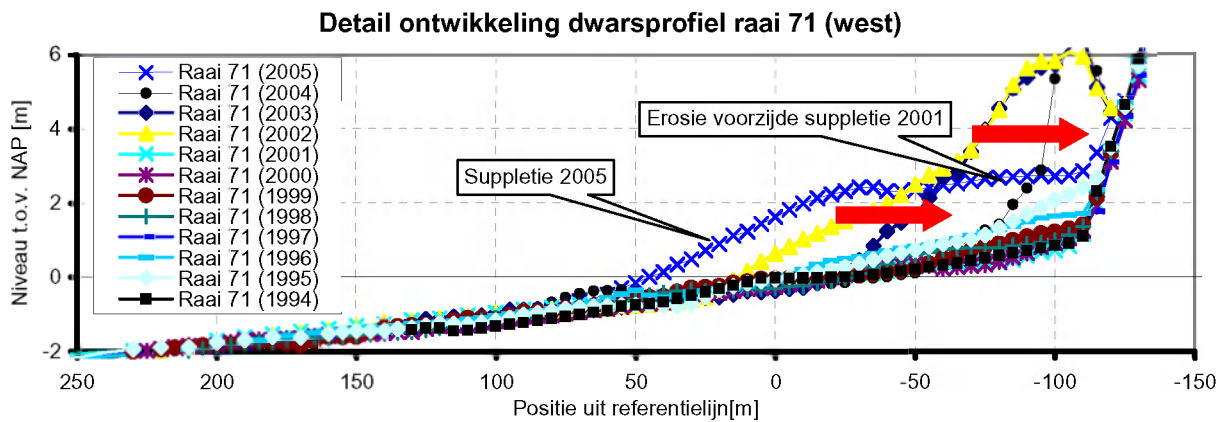
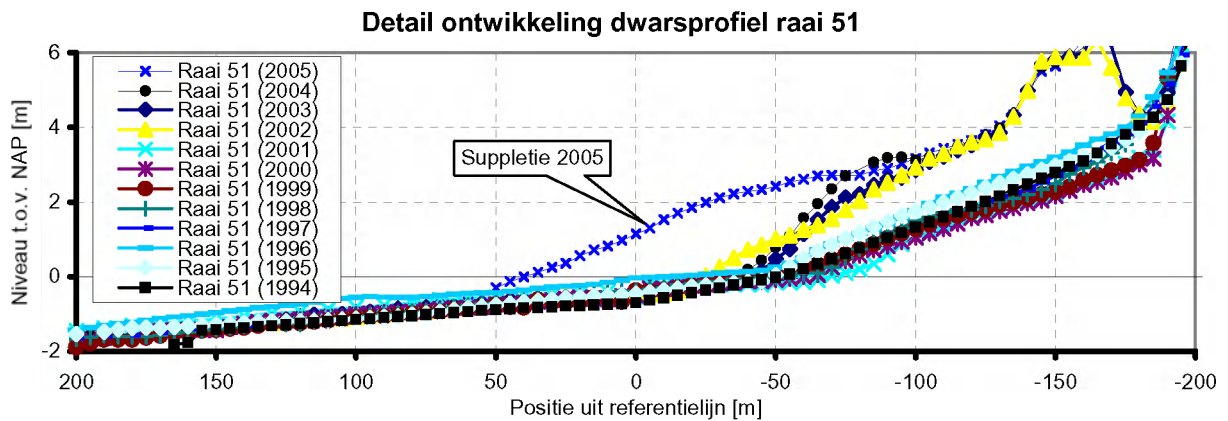
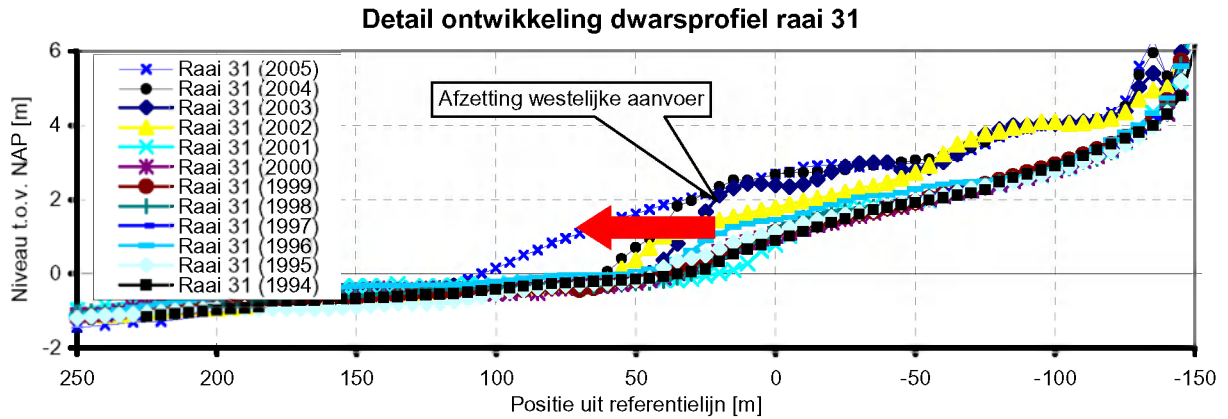
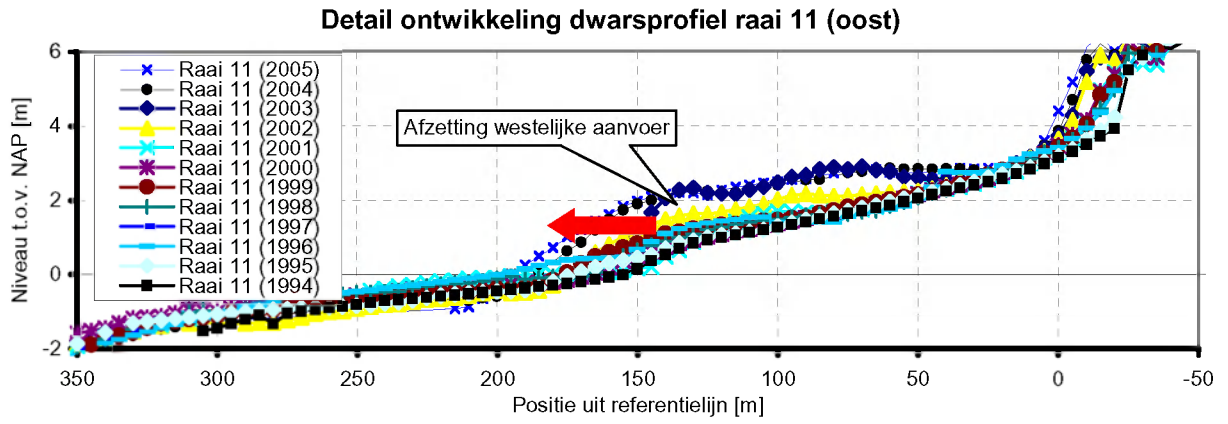
Ontwikkeling dwarsprofielen raai 51



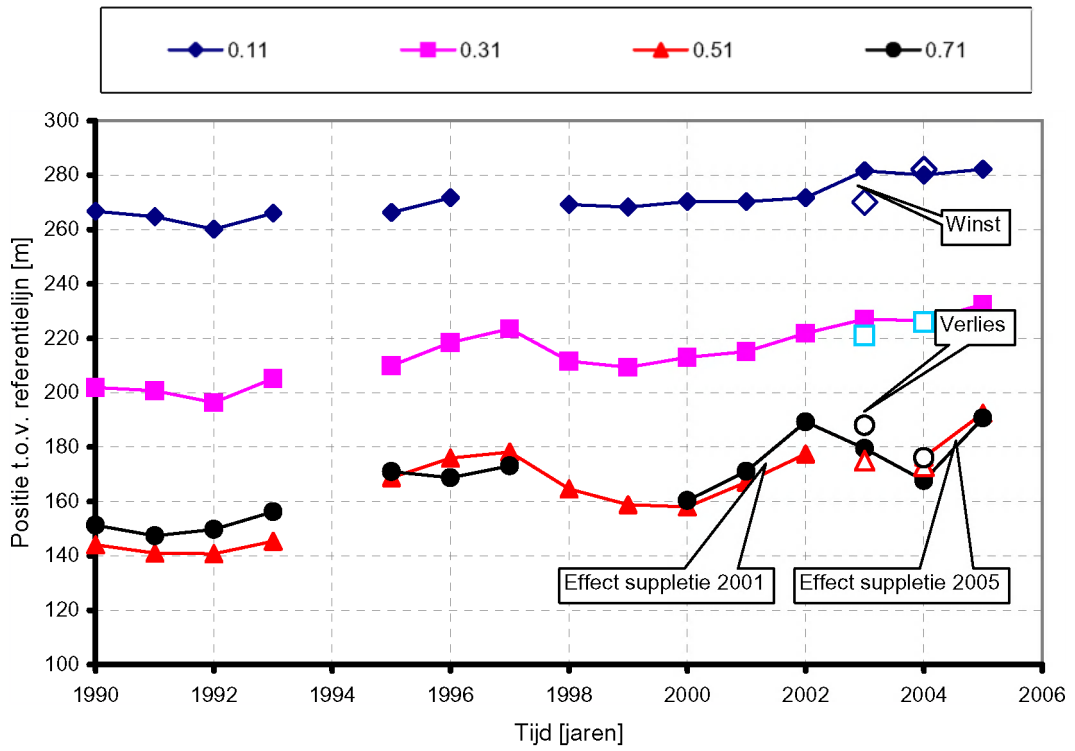
Ontwikkeling dwarsprofielen raai 71 (west)



Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Breskens
 voor raai 51 en 71 (west)
 Dwarsprofielen 1994 t/m 2005



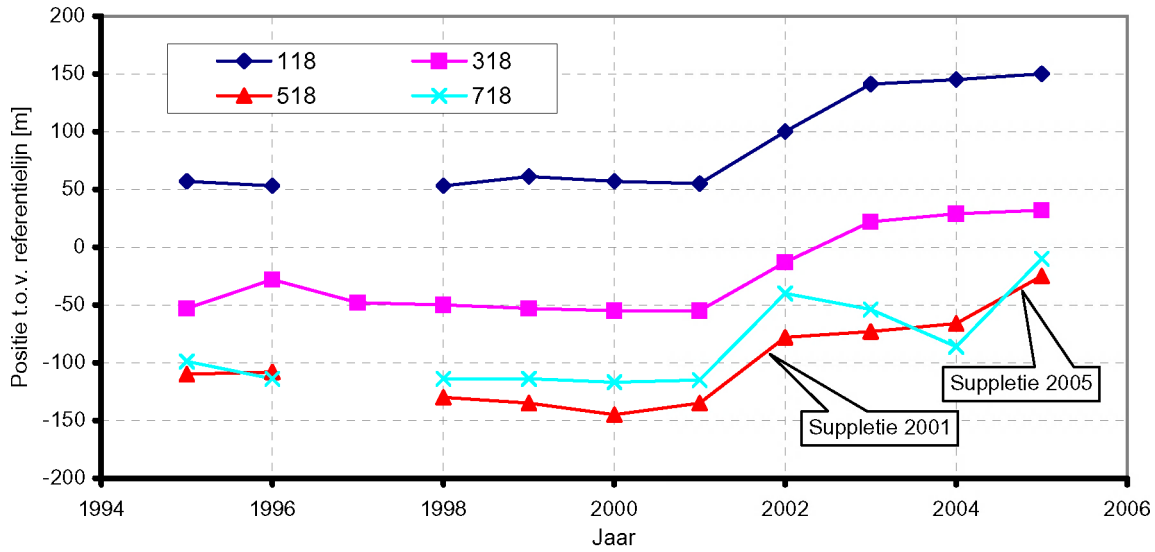
Detail ontwikkeling dwarsprofielen Breskens
 voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)
 Vervorming en herverdeling aangebrachte suppletie



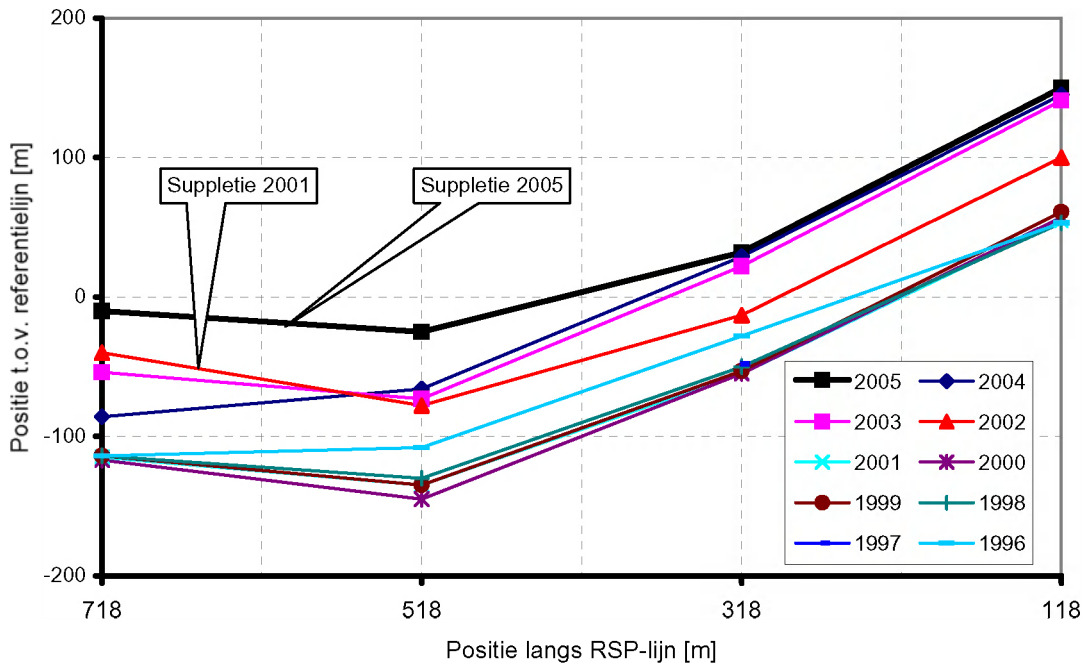
Legenda: Gesloten symbolen hebben betrekking op MKL-waarden
 Open symbolen hebben betrekking op TKL-waarden (MKL-trend over laatste 10 jaar)

Ontwikkeling positie MKL in kustvak Breskens
 voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)

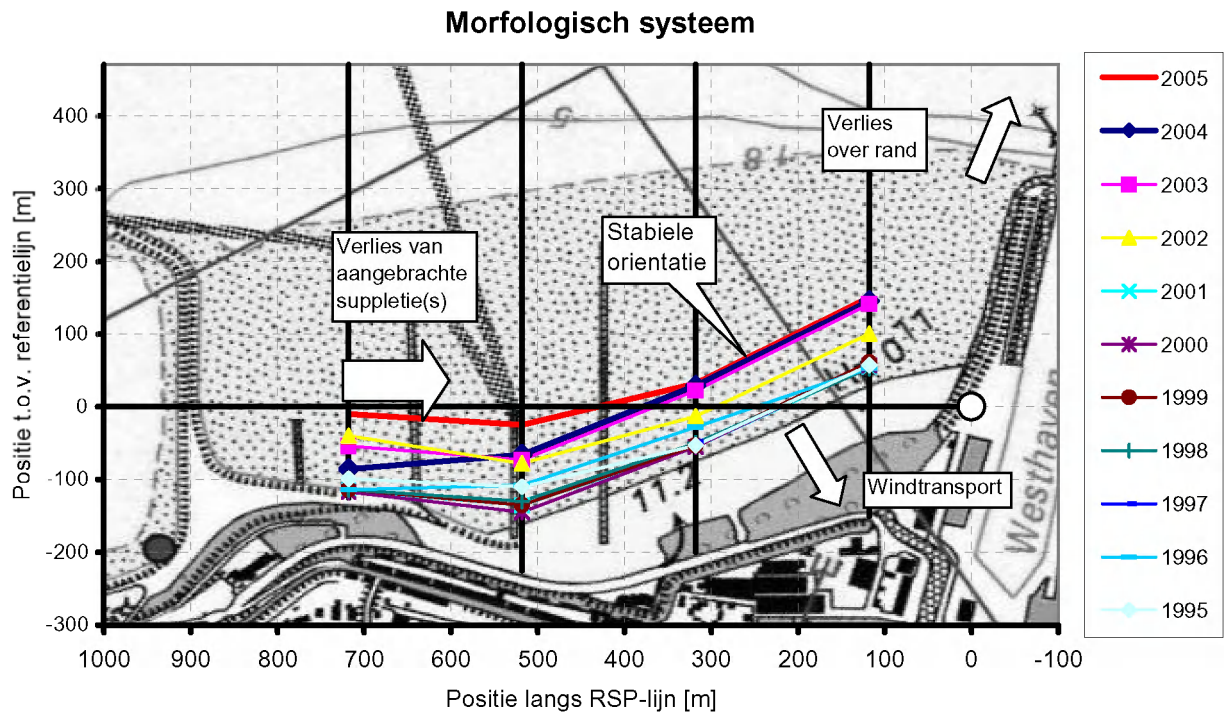
Ontwikkeling positie NAP+2m contour



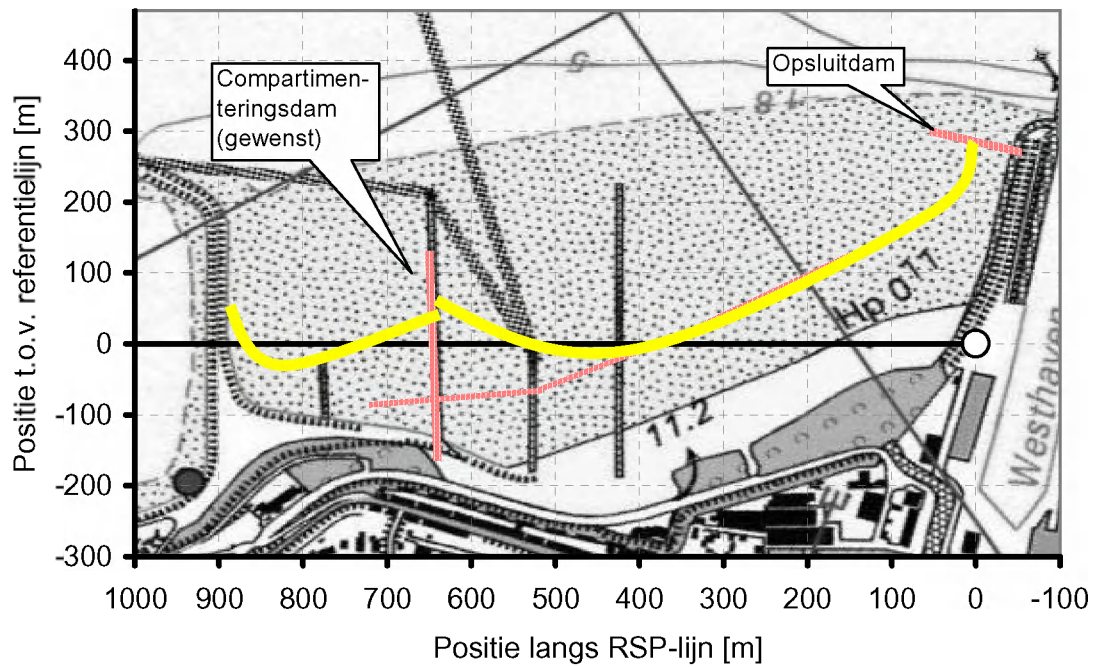
Ontwikkeling NAP+2m contour



Ontwikkeling positie NAP+2m contour in kustvak Breskens voor raaien 11 (oost), 31, 51 en 71 (west)

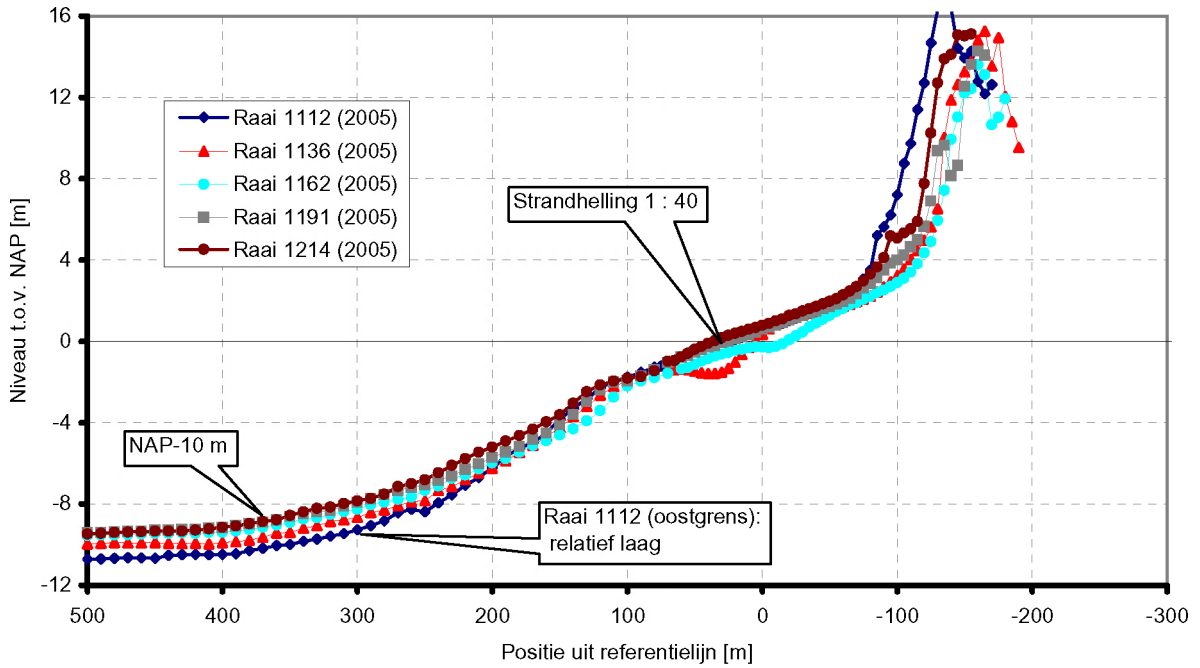


Morfologisch systeem Breskens

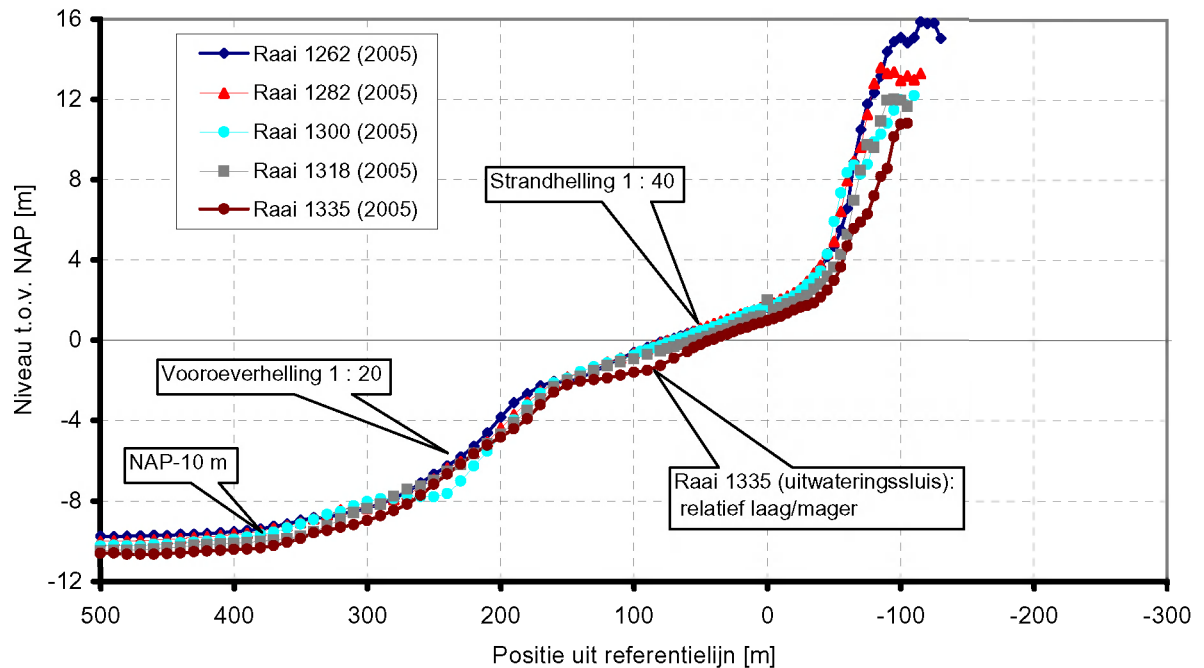


Overzicht versterkingswerken Breskens-Oost

Dwarsprofielen Cadzand-Bad; Centrale deel - oost; Raai 1112-1214



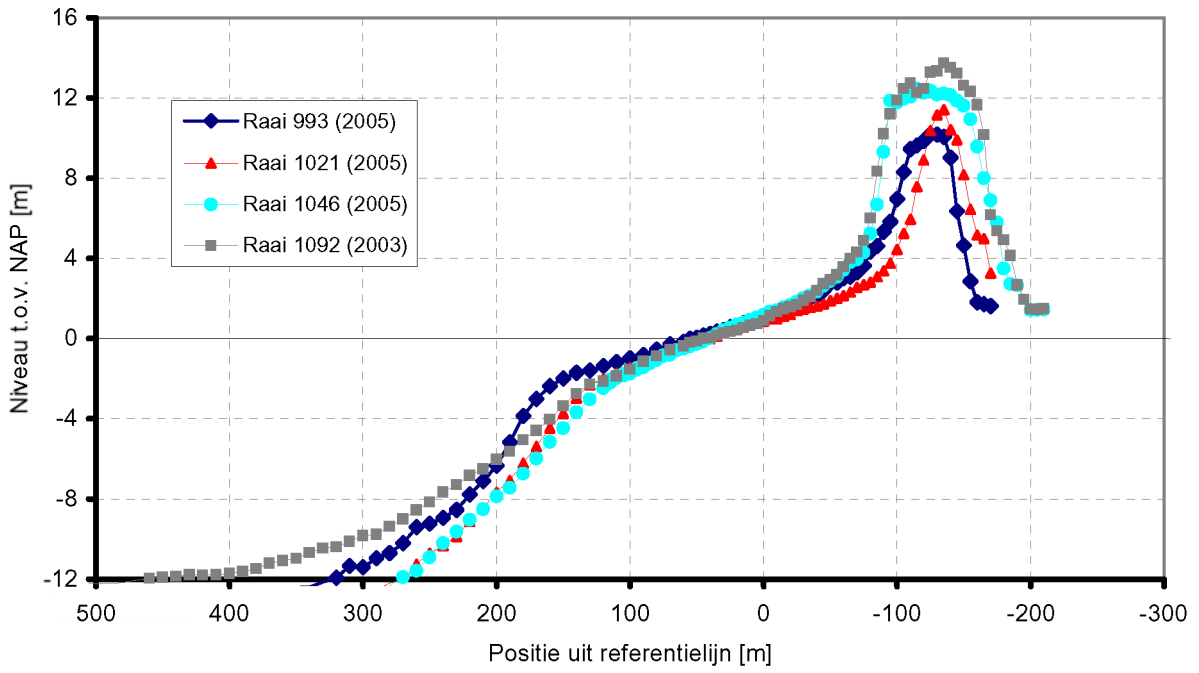
Dwarsprofielen Cadzand-Bad; Centrale deel - west; Raai 1262-1335



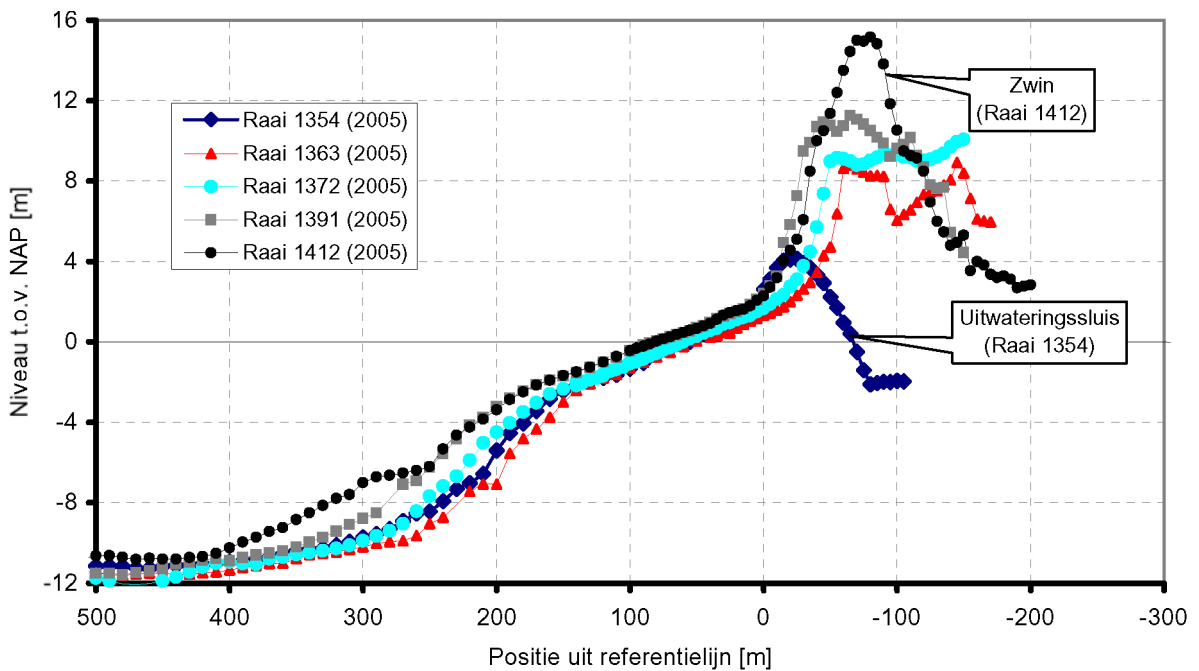
Overzicht relevante dwarsprofielen Cadzand-Bad
 Oostelijke sectie van centrale deel (raai 1112 - 1214) en
 westelijke sectie van centrale deel (raai 1262 - 1335)

2005

Dwarsprofielen Cadzand-Bad; Aanliggend deel - oost; Raai 993-1092



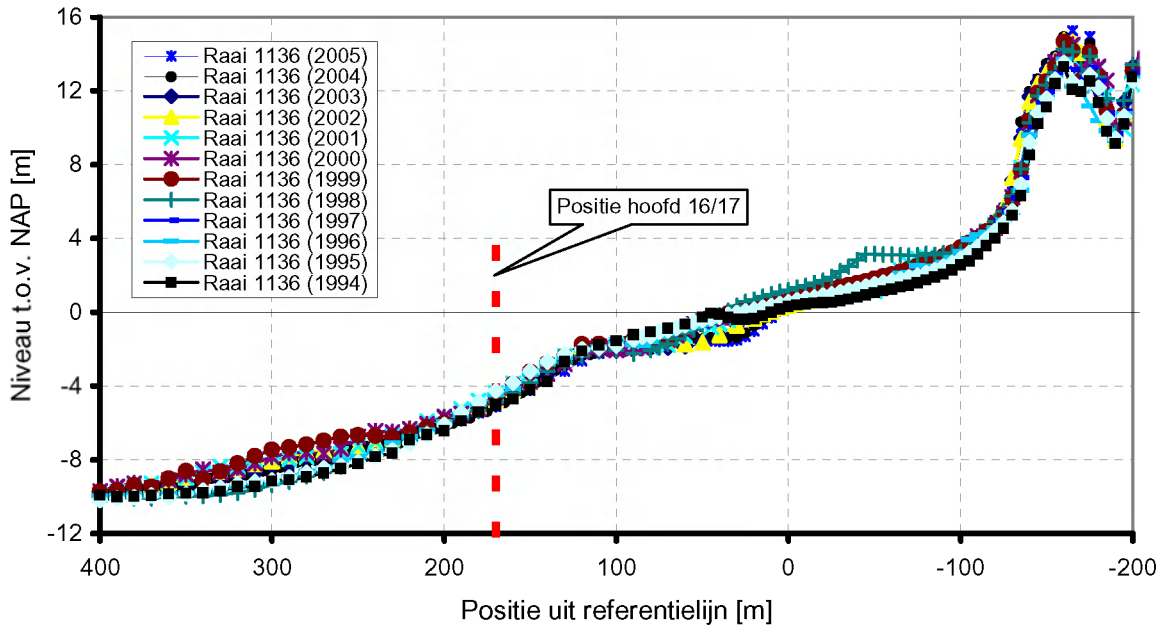
Dwarsprofielen Cadzand-Bad; Aanliggend deel - west; Raai 1354-1487



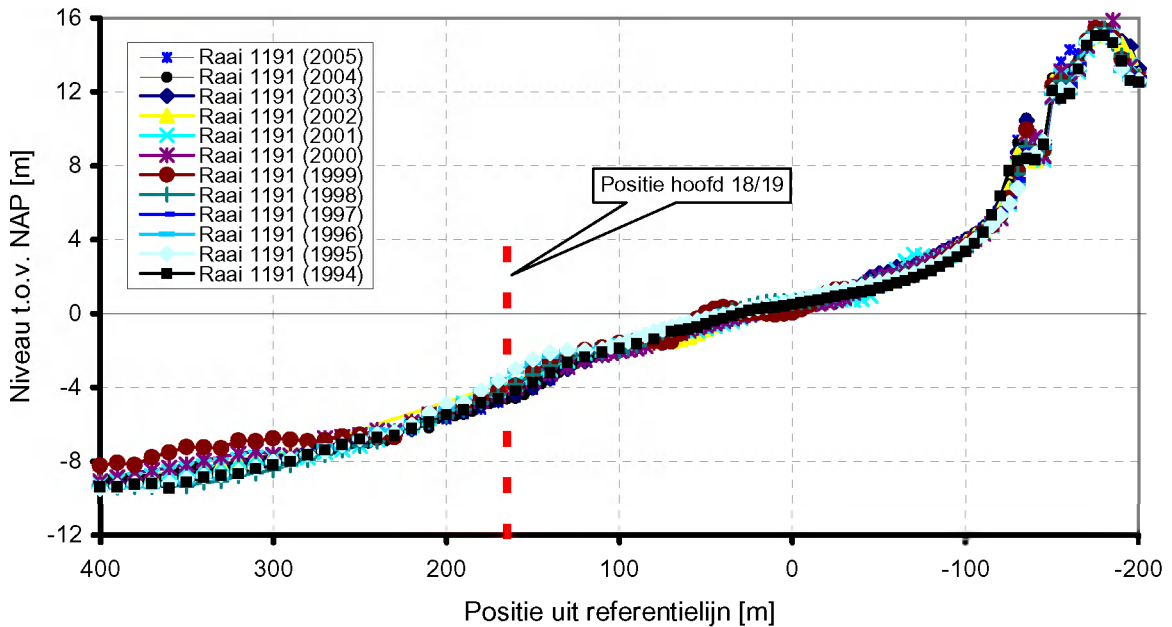
Overzicht naburige dwarsprofielen Cadzand-Bad
 Aanliggend oostelijk deel richting Polder (raai 993 - 1092) en
 aanliggend westelijk deel richting Zwin (raai 1354 - 1487)

2005

Ontwikkeling dwarsprofielen raai 1136

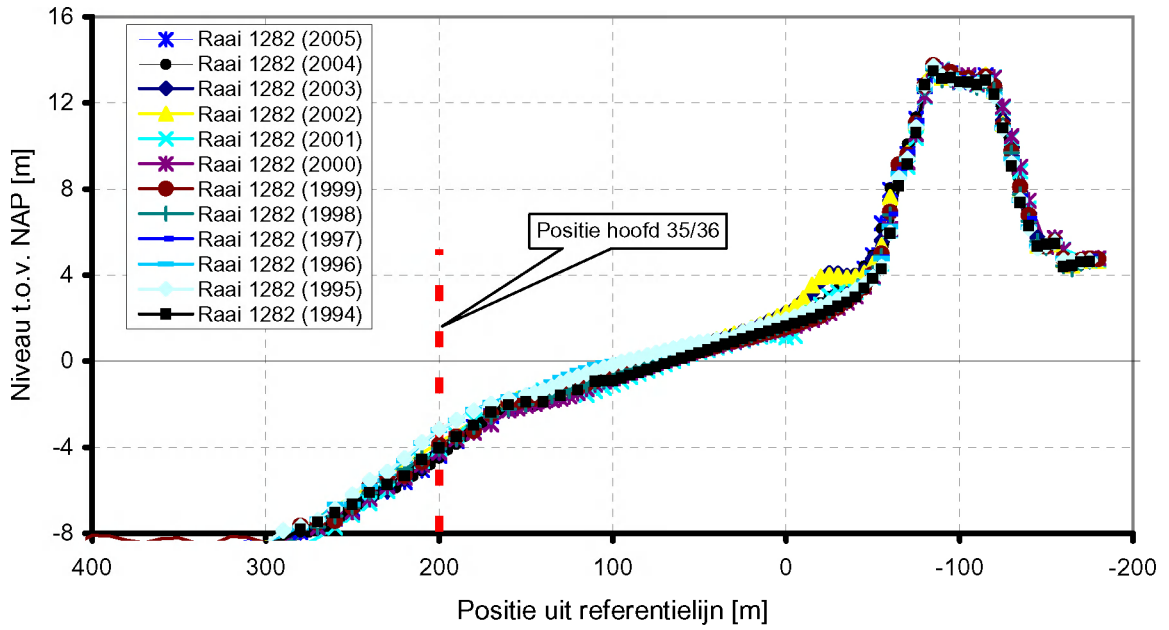


Ontwikkeling dwarsprofielen raai 1191

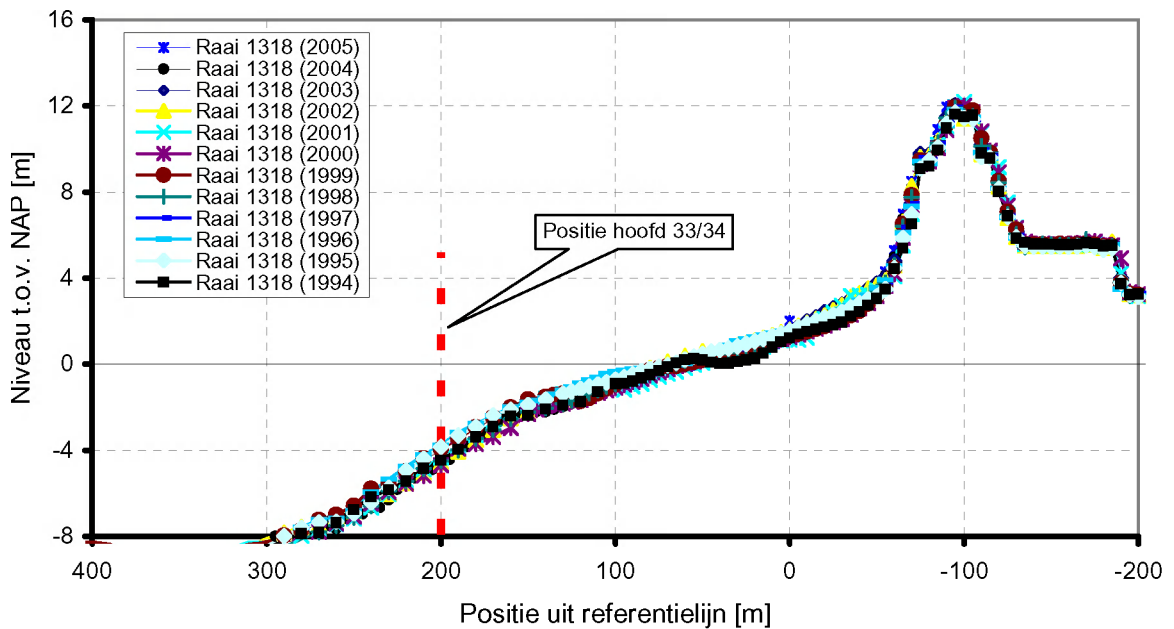


Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad
 voor oostelijke raaien 1136 en 1191
 Dwarsprofielen 1994 t/m 2004

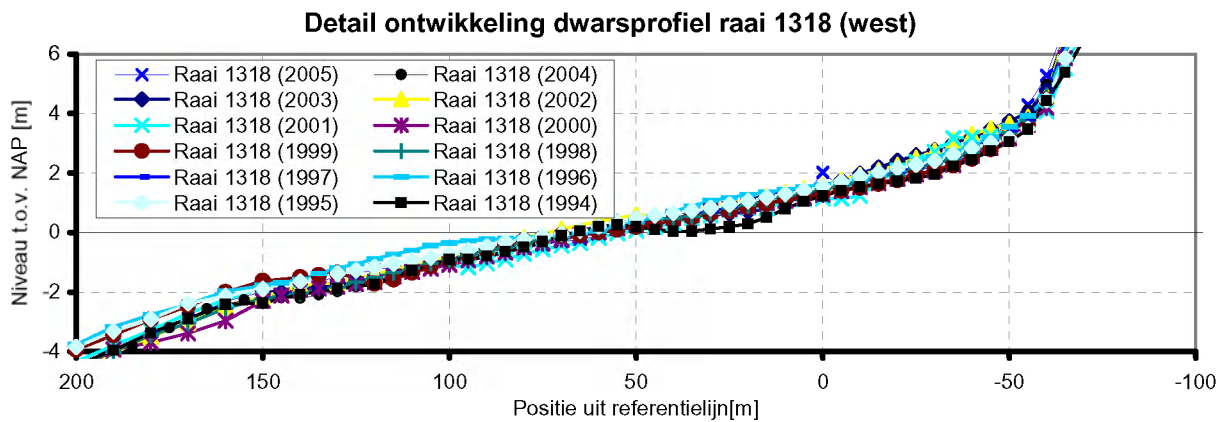
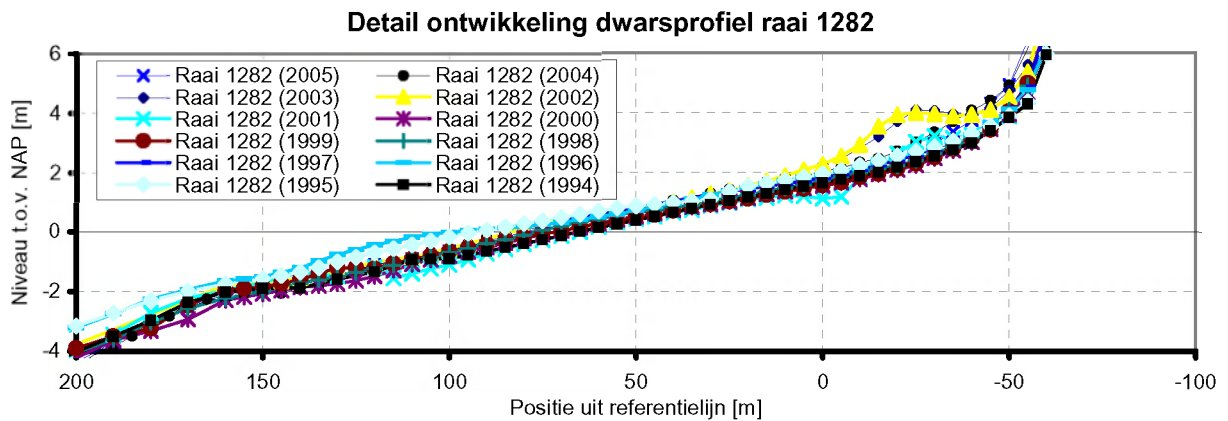
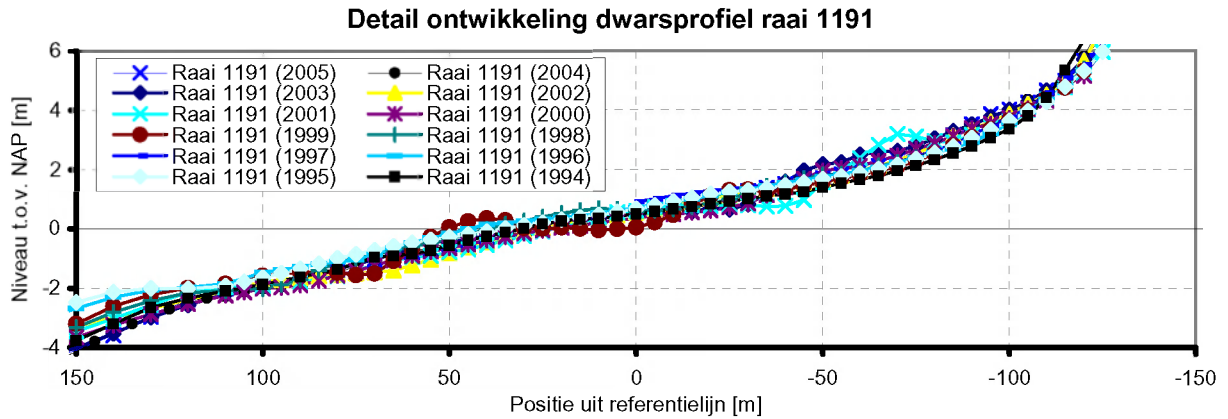
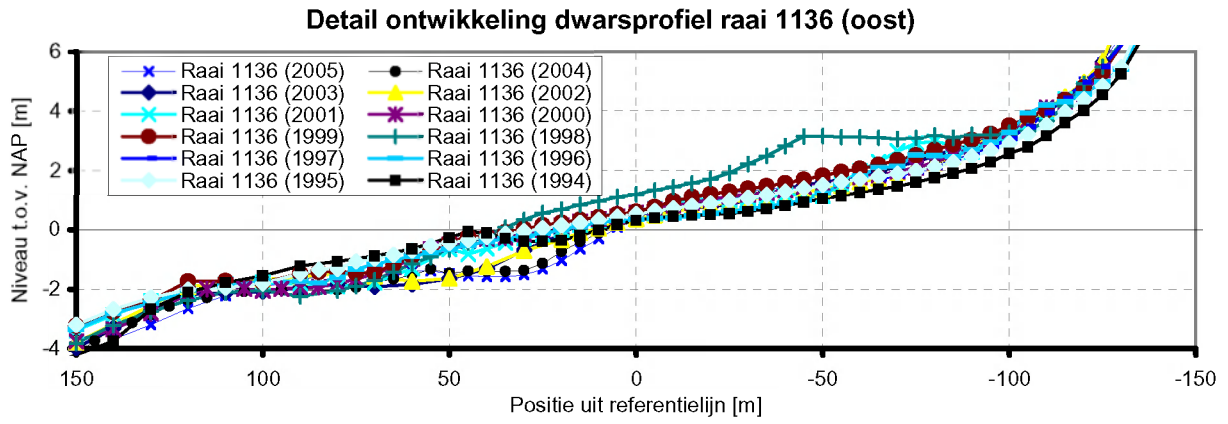
Ontwikkeling dwarsprofielen raai 1282



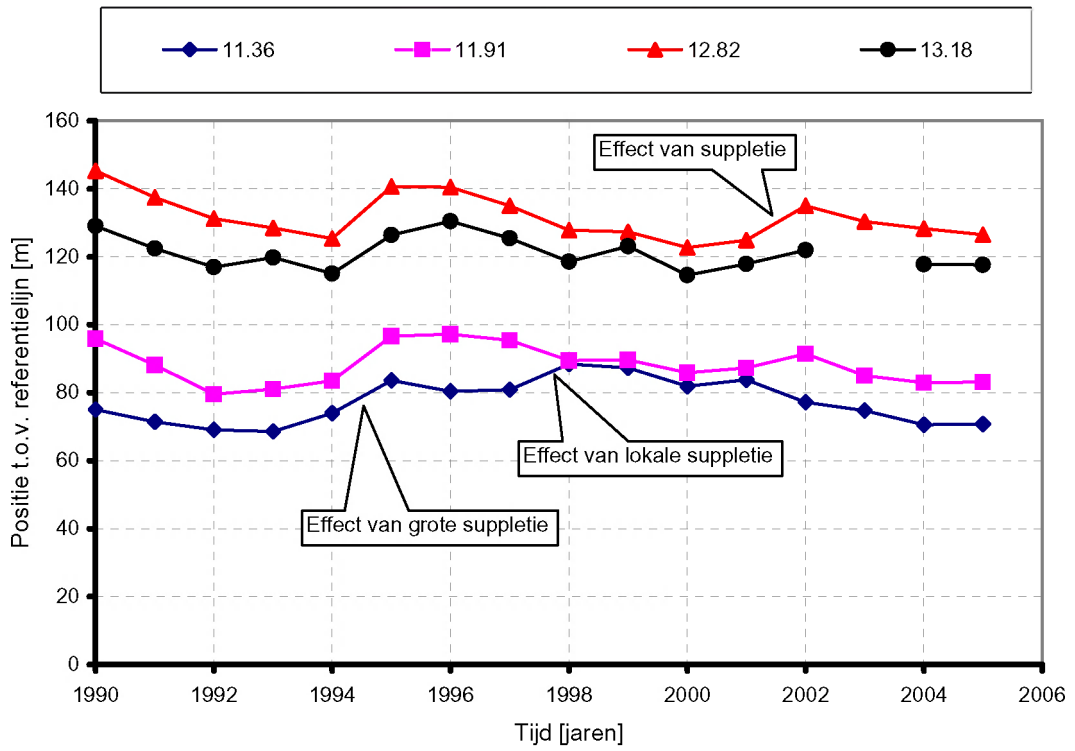
Ontwikkeling dwarsprofielen raai 1318



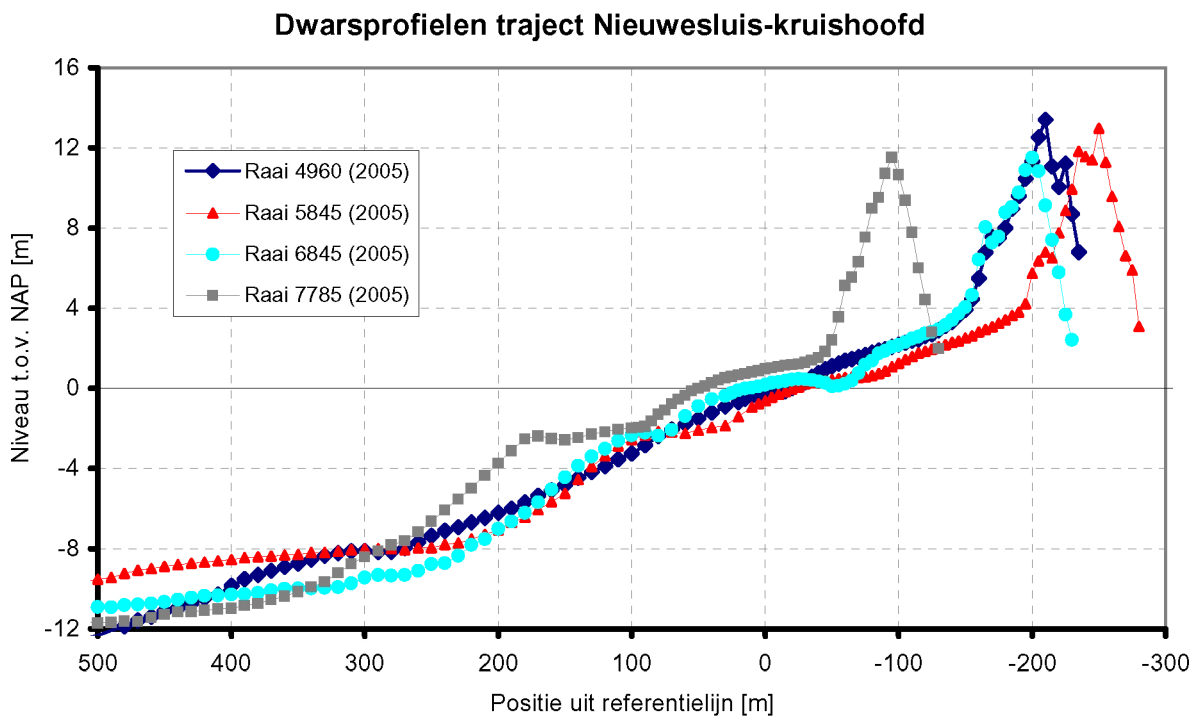
Overzicht tijdsontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad
 voor westelijke raaien 1282 en 1318
 Dwarsprofielen 1994 t/m 2004



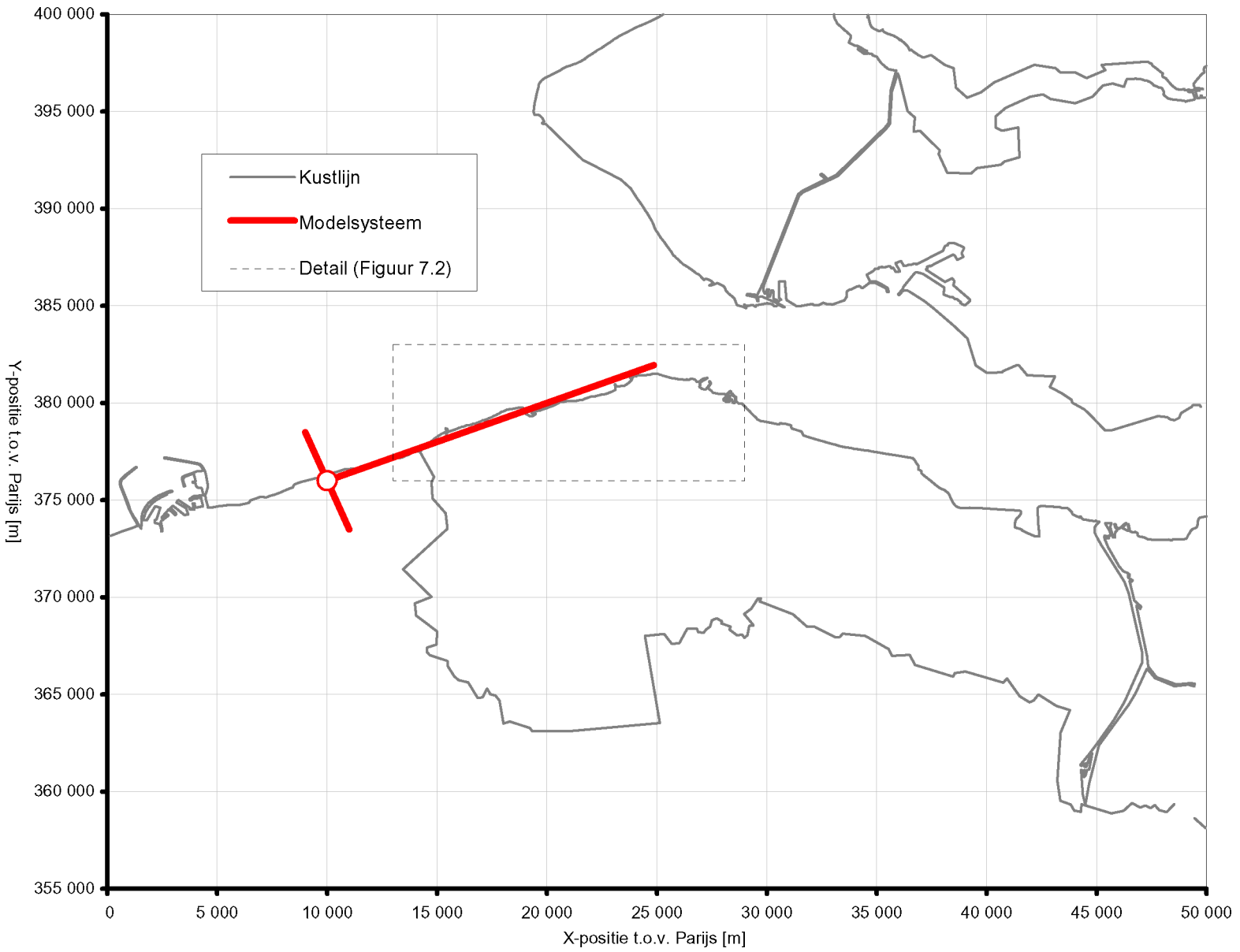
Detail ontwikkeling dwarsprofielen Cadzand-Bad
voor raaien 1136, 1191, 1282 en 1318



Ontwikkeling positie MKL in kustvak Cadzand-Bad voor raaien 1136, 1191, 1282 en 1318



Overzicht relevante dwarsprofielen Nieuwvliet-Kruishoofd

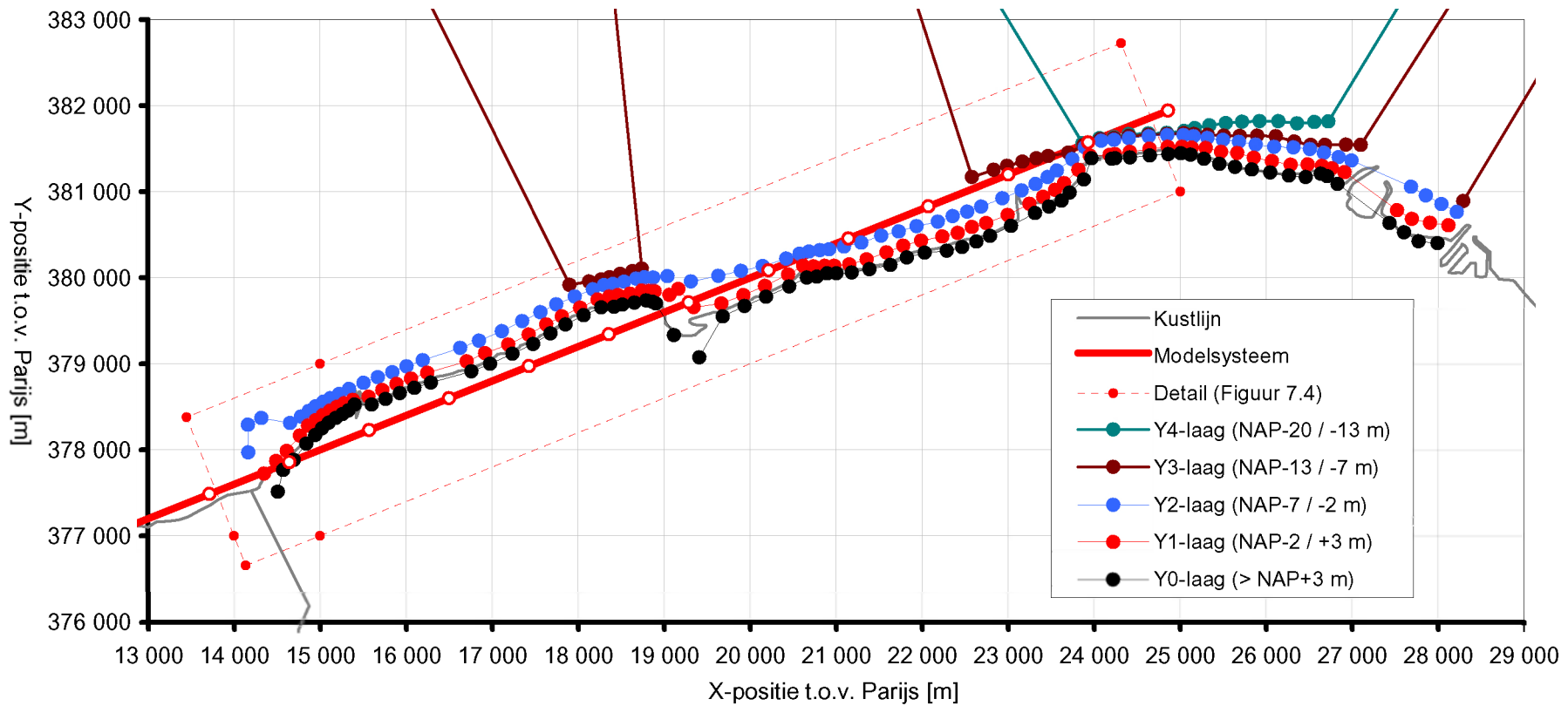


Overzicht opzet morfologisch model Pontos
Positie gehanteerd coördinatensysteem

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 7.1



Overzicht interessegebied

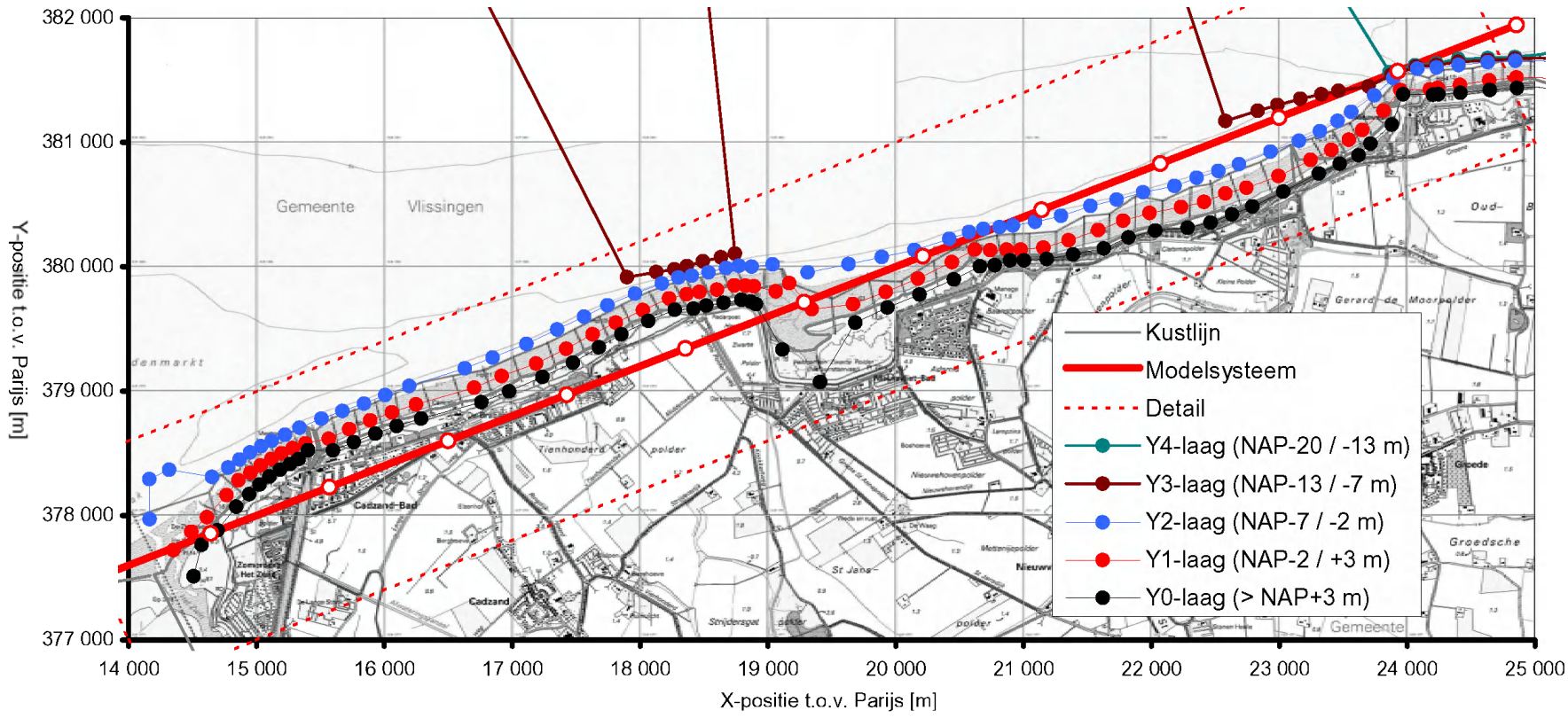
Lokaties modellagen per Jarkus-raai op basis van 2005

2005

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 7.2

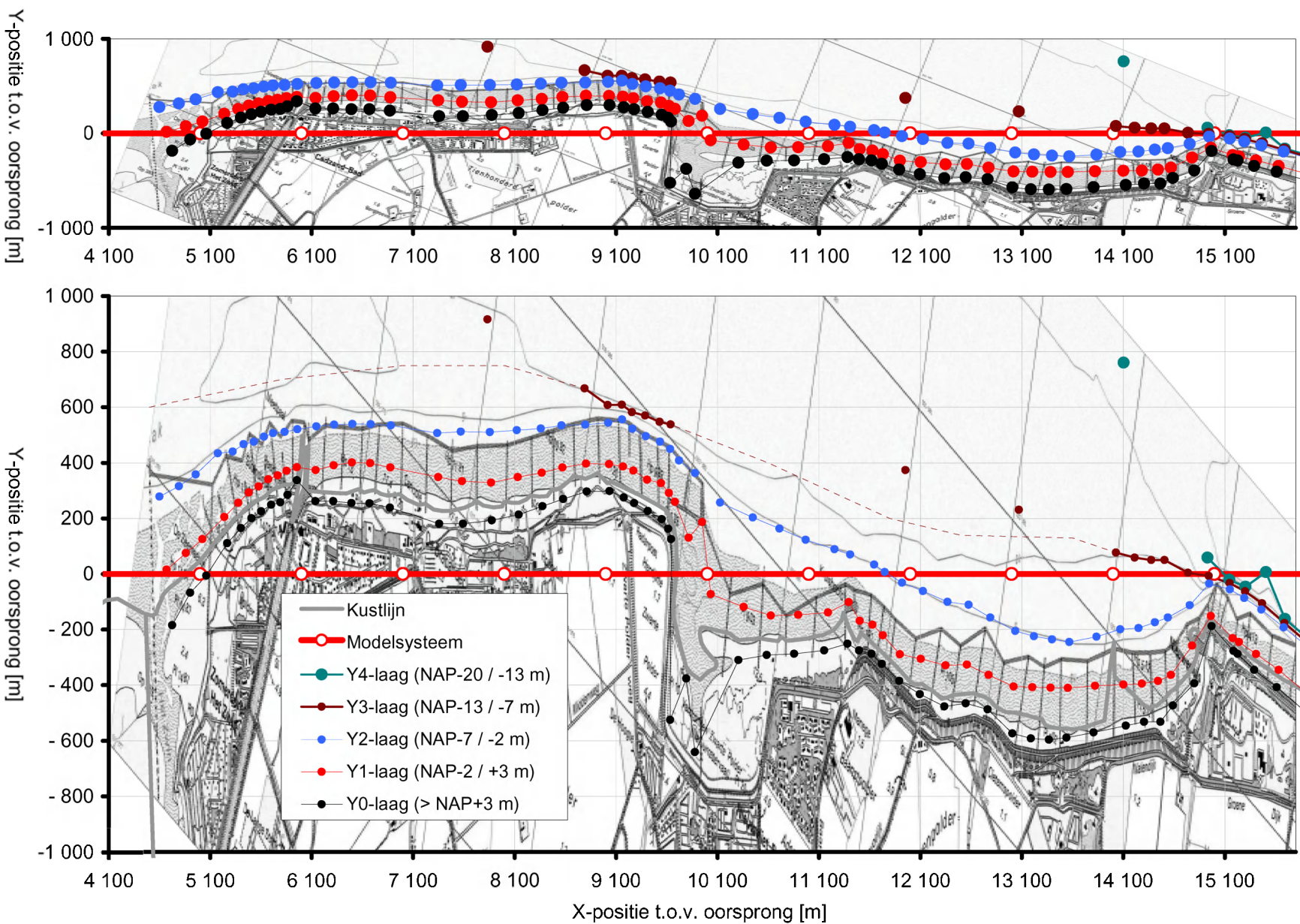


Detail interessegebied met achtergrond

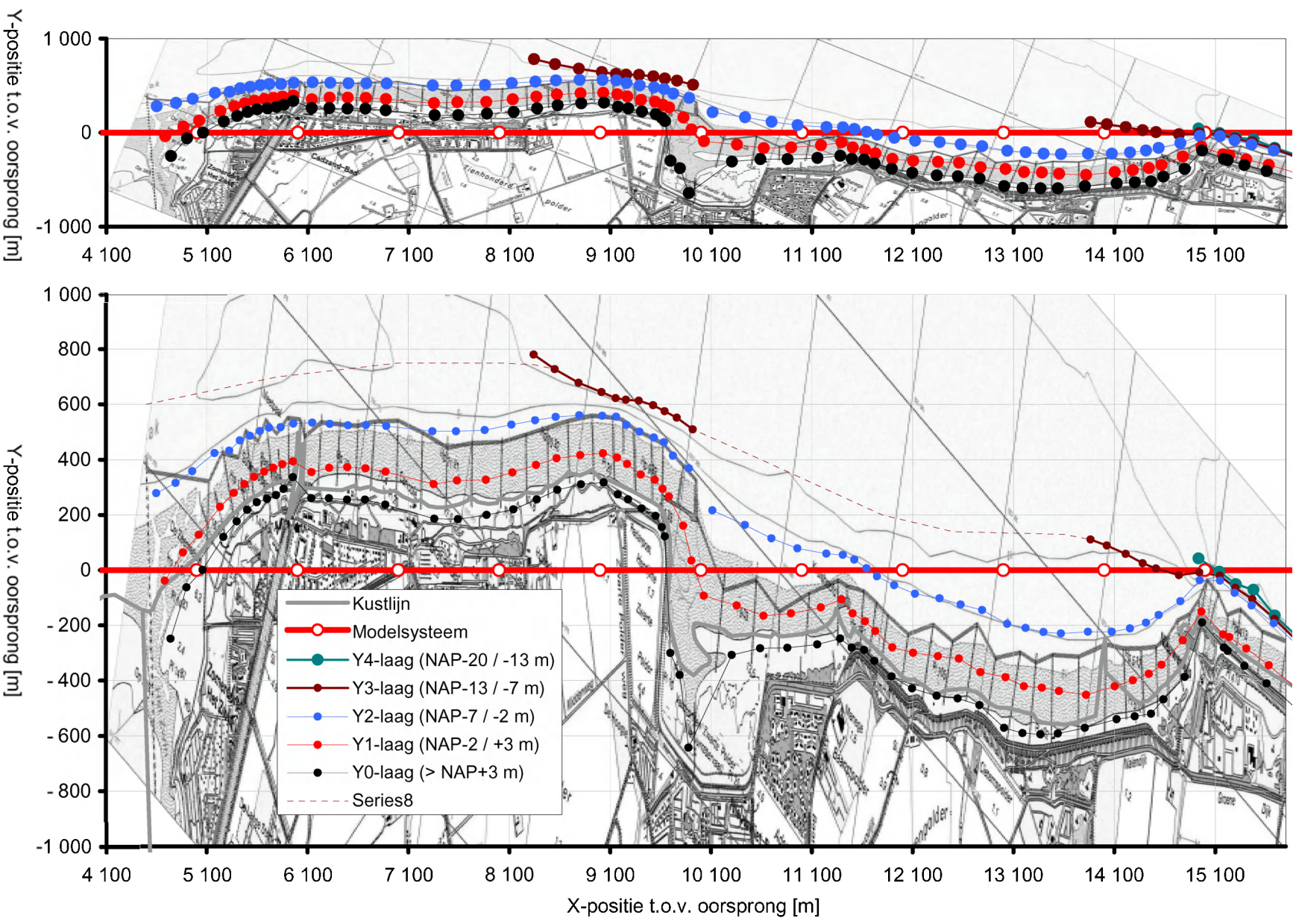
ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



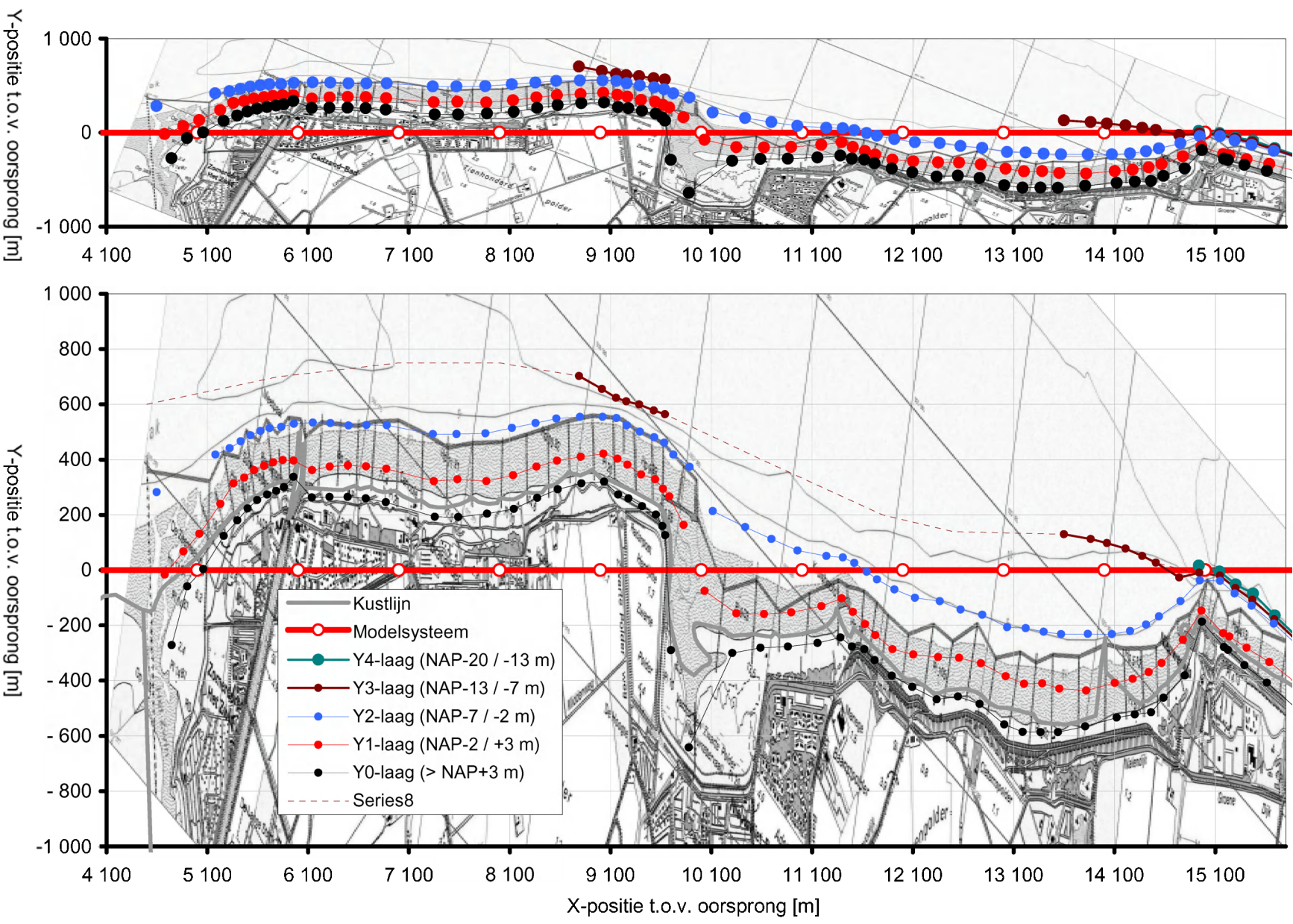
Fig. 7.3



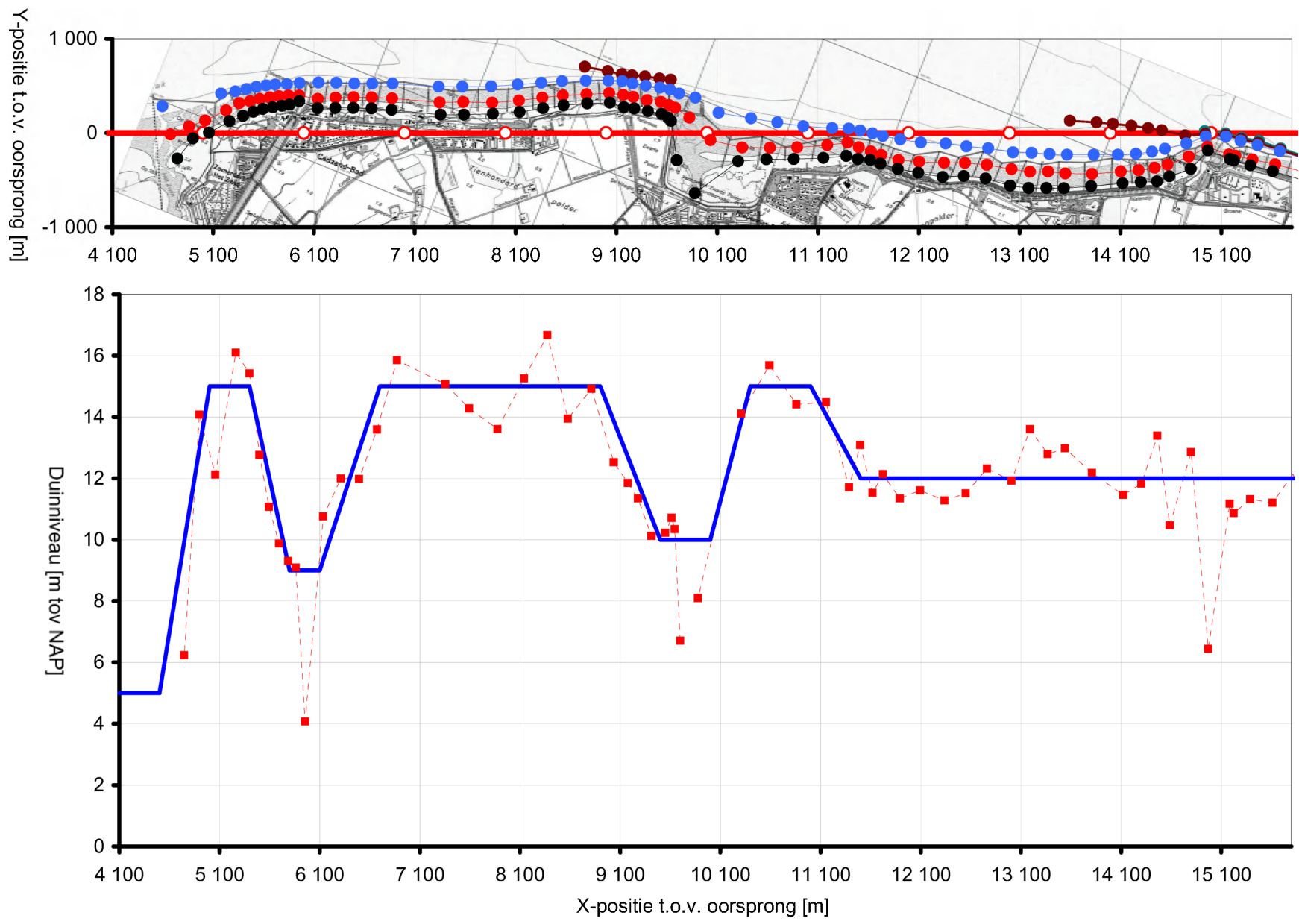
Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem
Situatie medio 1990 (1991)



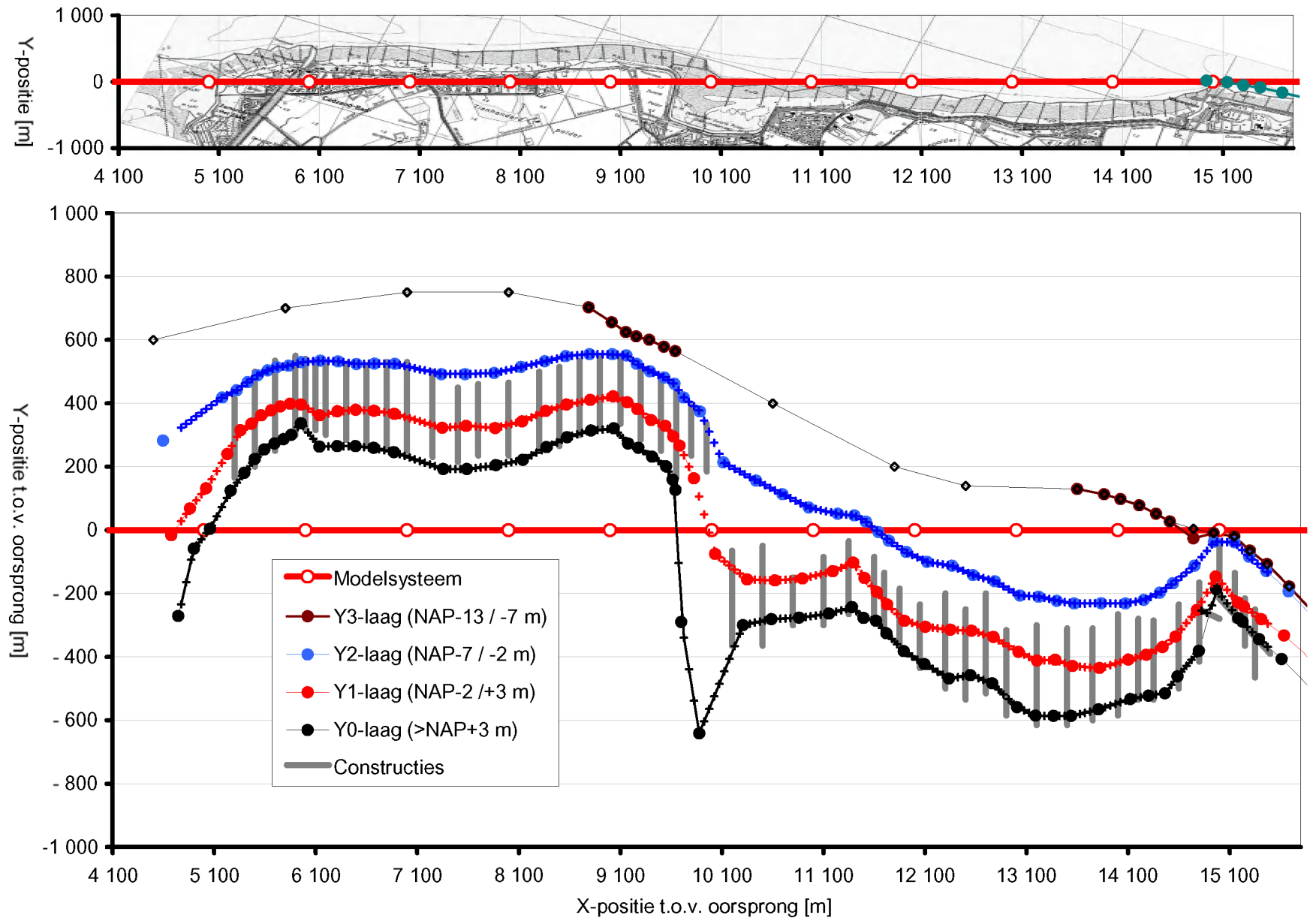
Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem
 Situatie medio 2000 (2001)



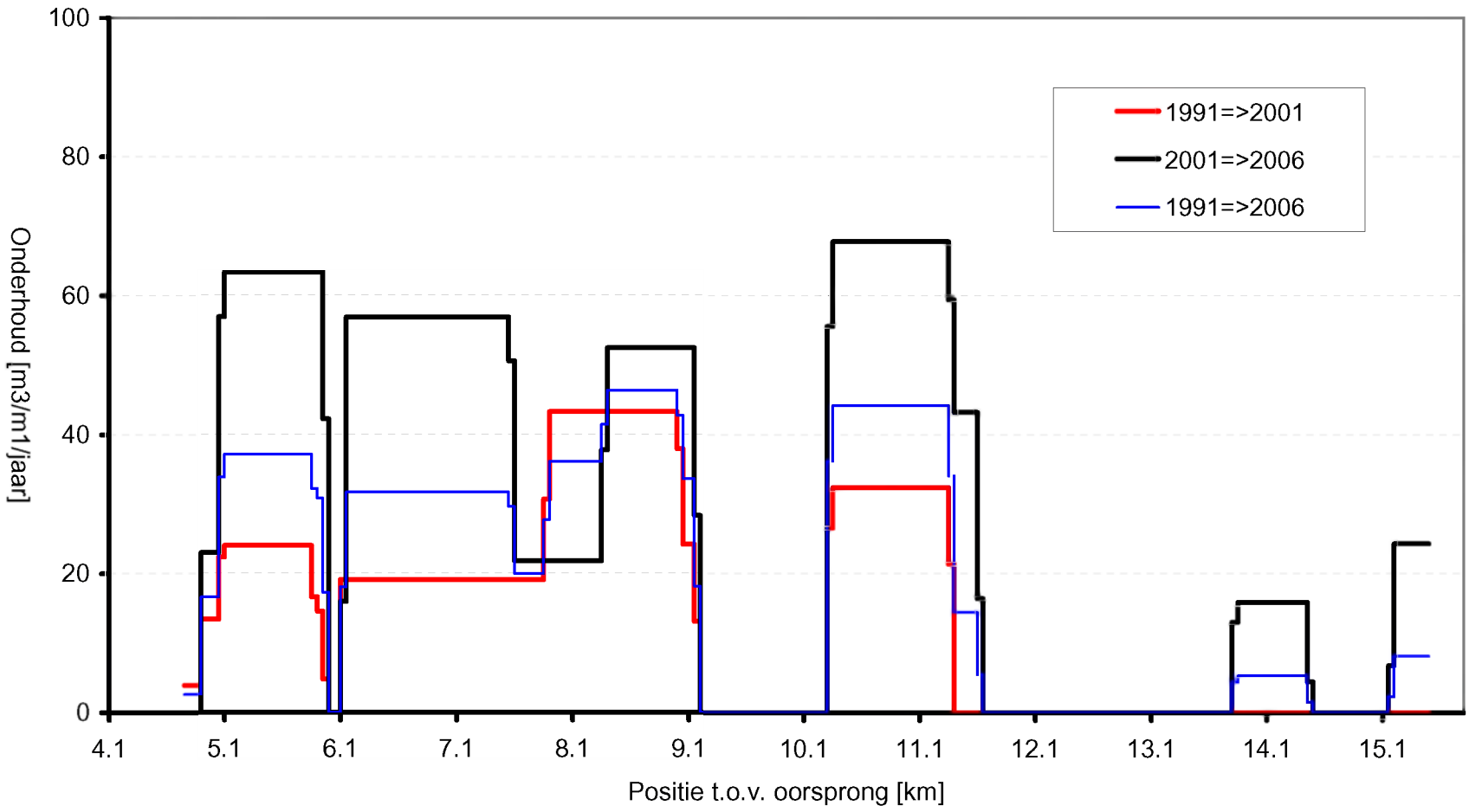
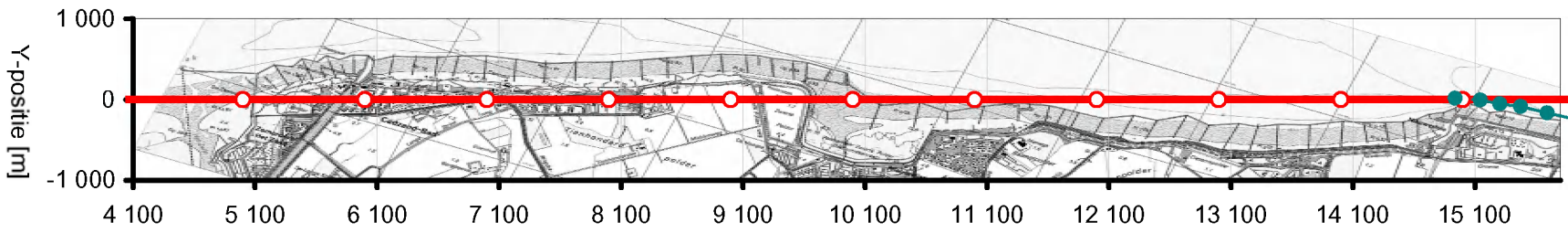
Overzicht en detail interessegebied in lokaal systeem
 Situatie medio 2005 (2006)



Gehanteerd duinniveau
Z0-niveau als functie van x-positie



Positie strekdammen en dijken

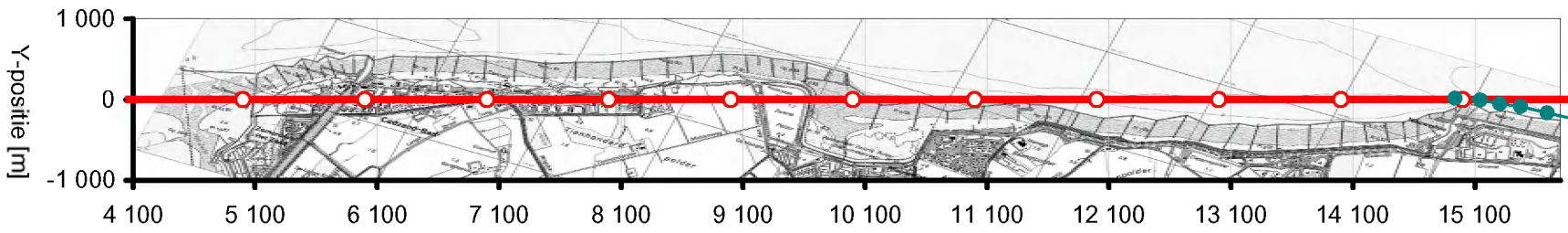


Overzicht van uitgevoerd kustlijnonderhoud
in de periode 1991 tot 2006

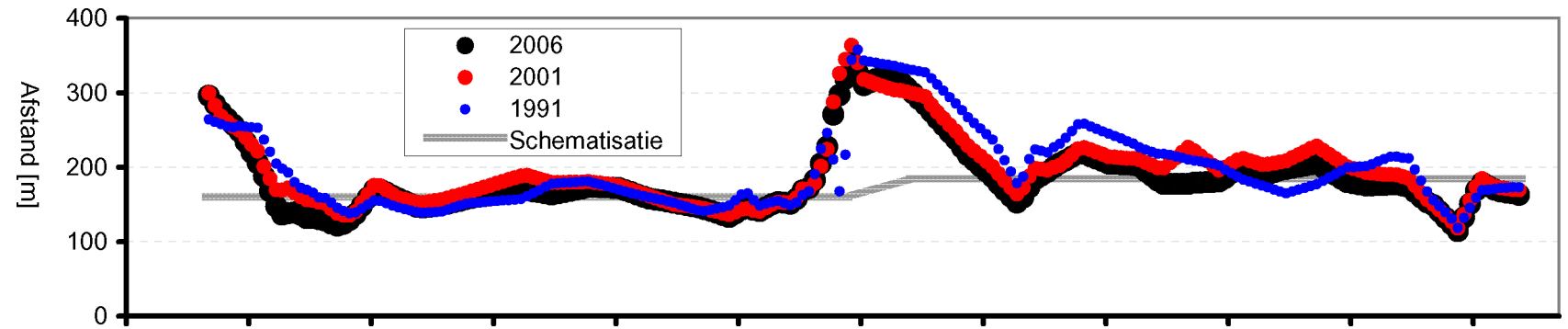
ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



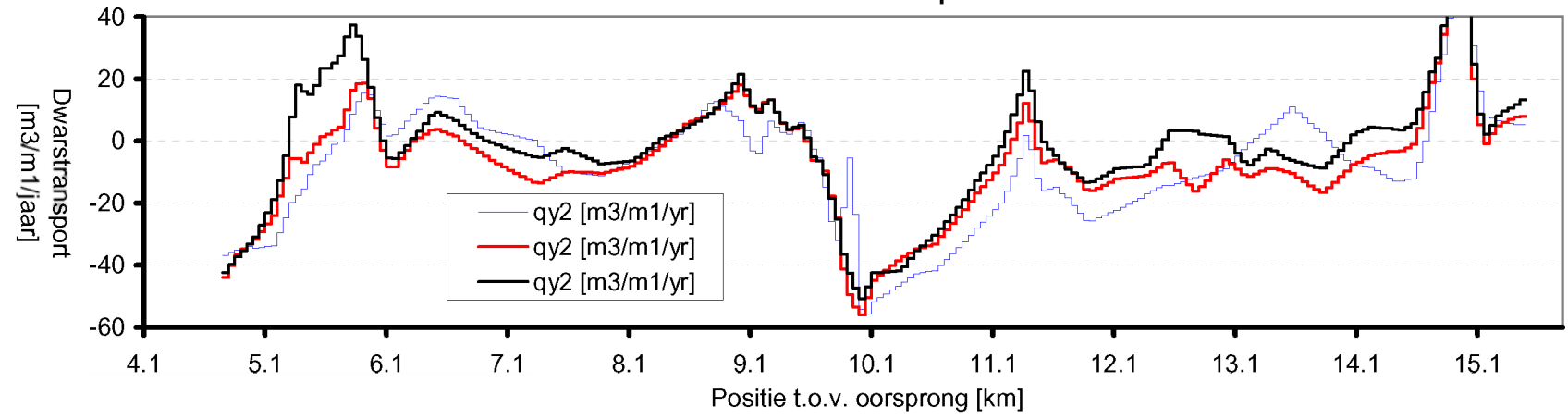
Fig. 7.7



Aanwezige laagafstand



Grootte initieel dwarstransport

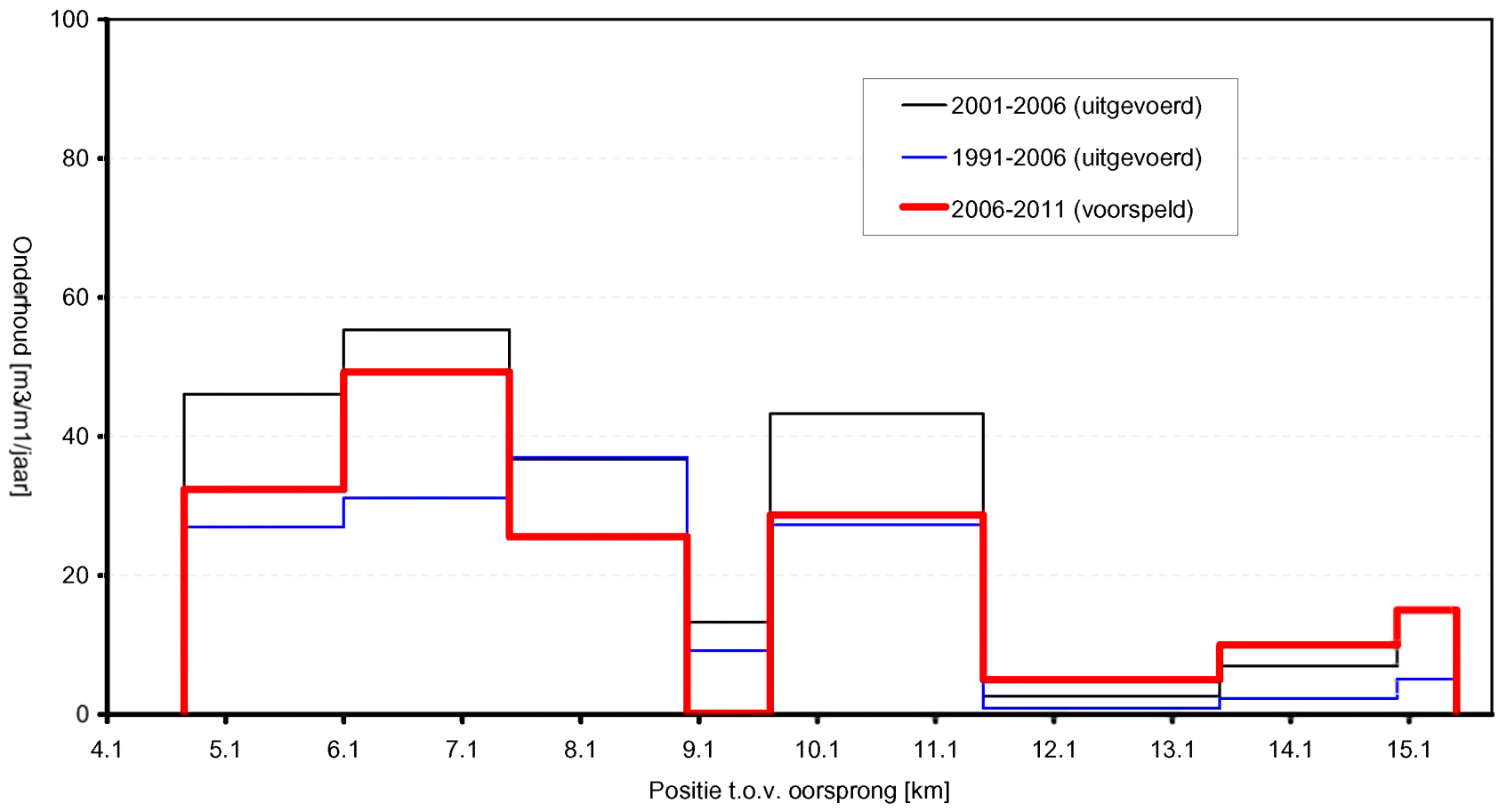
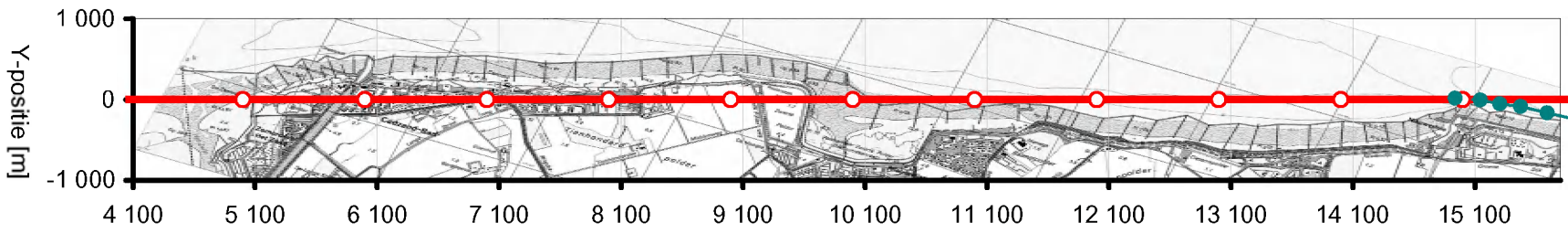


Voorbeeld atregeling dwarstransport over NAP-2 m dieptelij
Aanwezige afstand en schematisatie afstand Y2- en Y1-laag
Resultierend initieel dwarstransport door NAP-2m contour

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 7.8

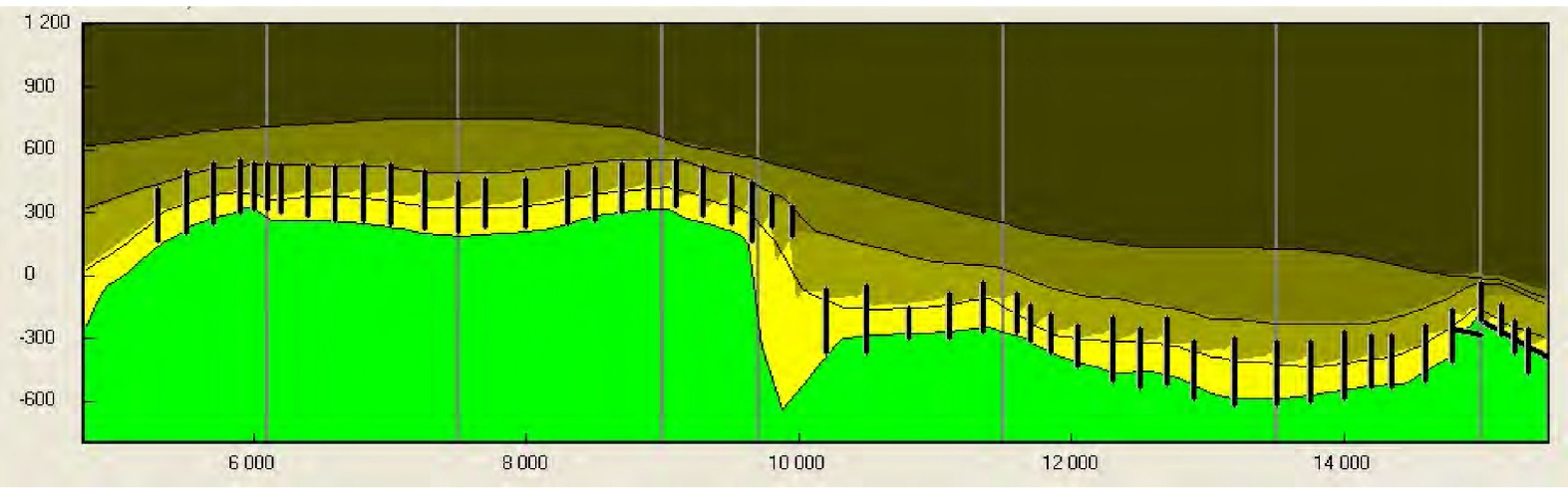
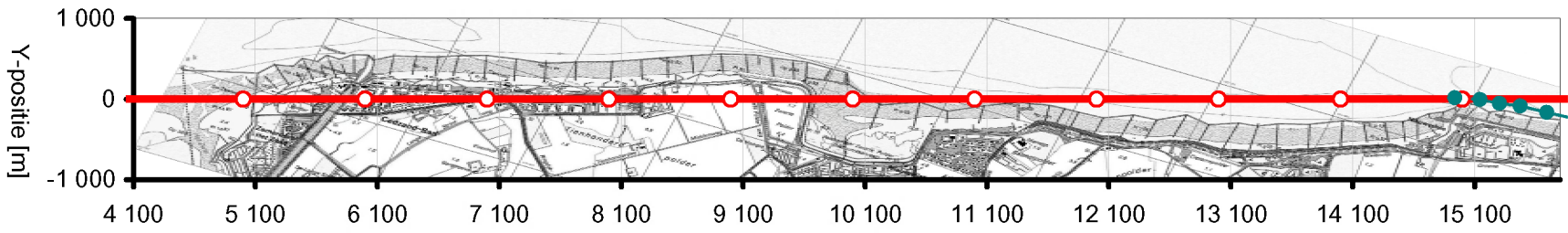


Vergelijking tussen uitgevoerd en voorspeld kustlijnonderhoud

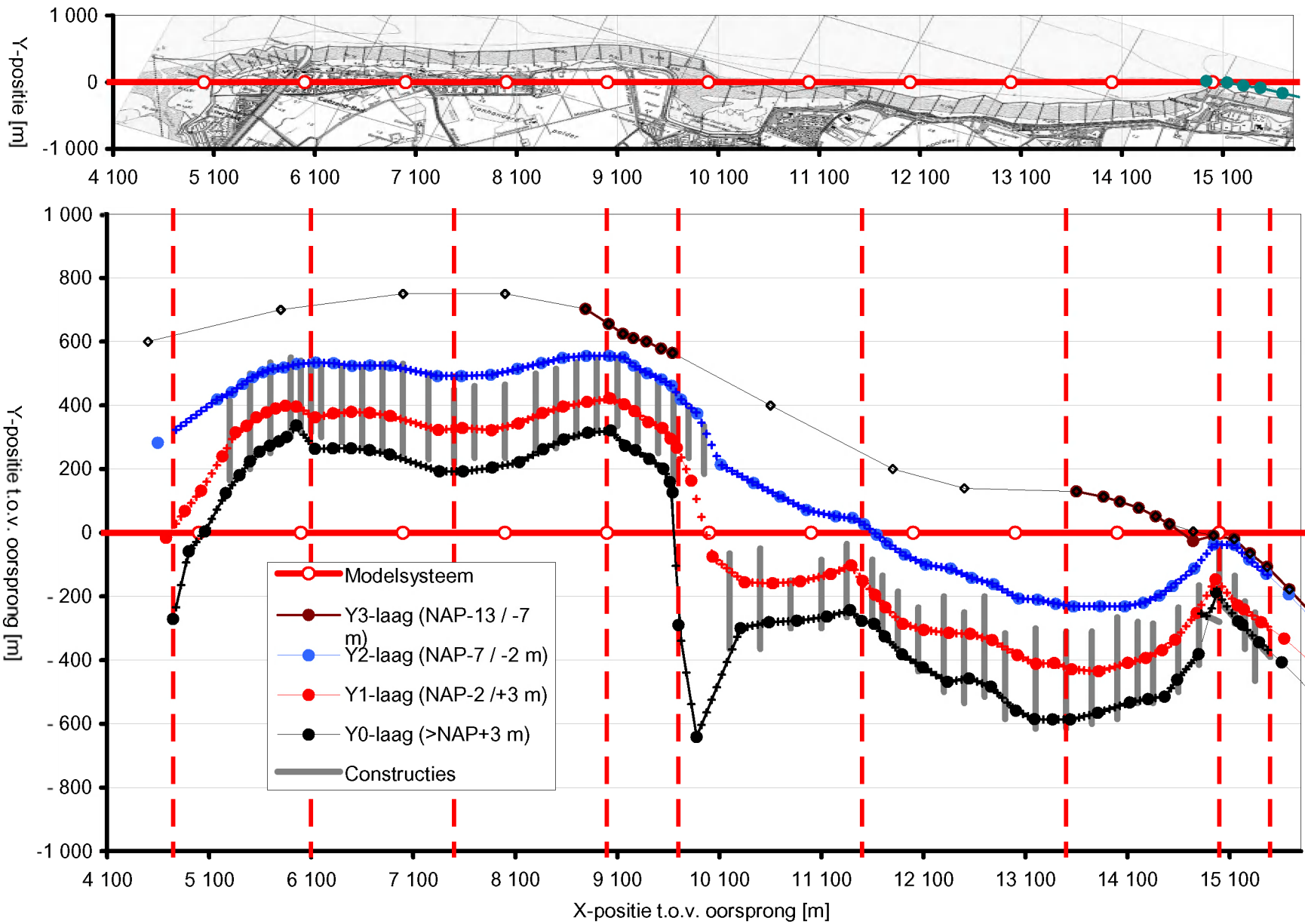
ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



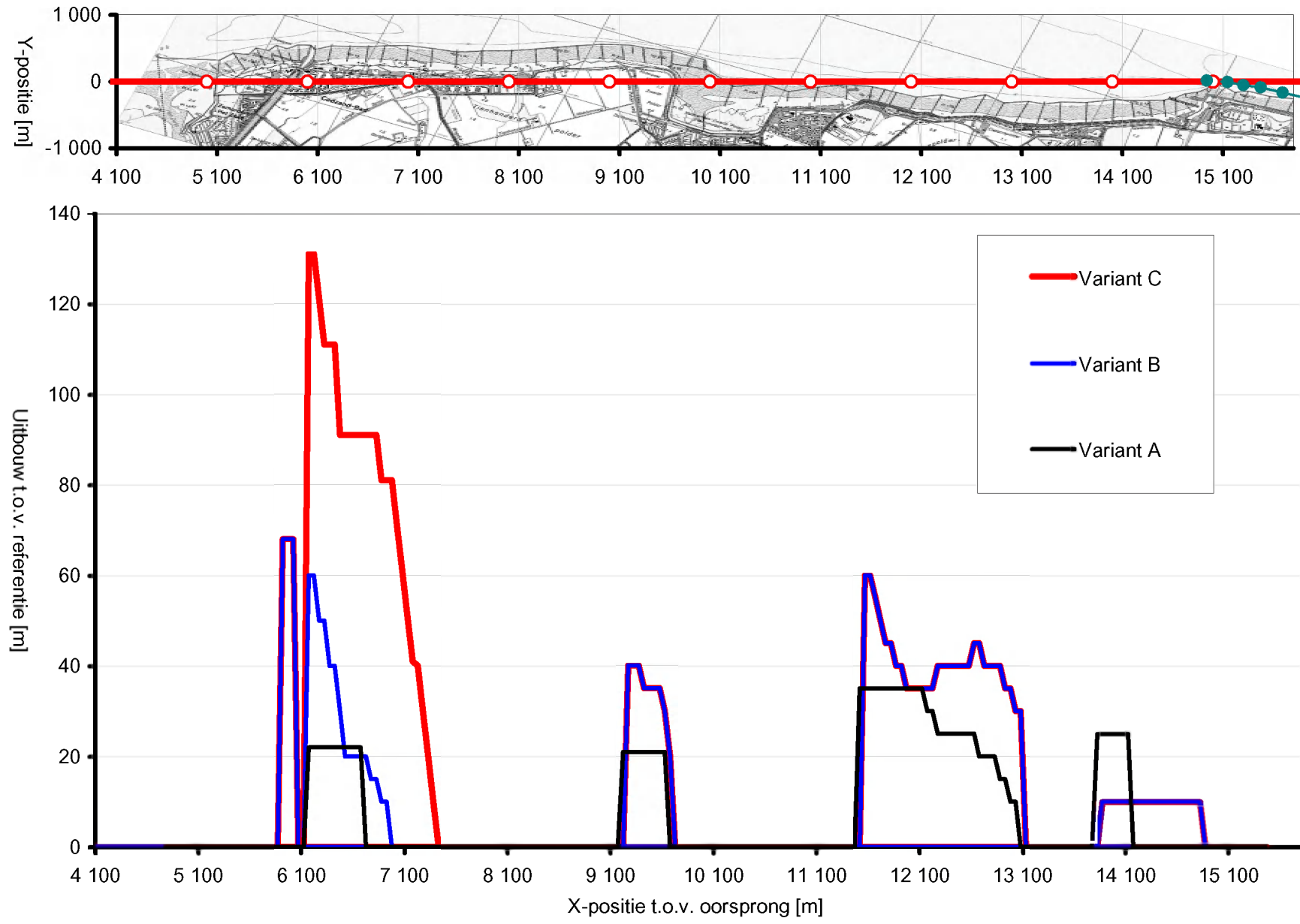
Fig. 7.9



Voorbeeld 'live' resultaat PonTos-berekening



Overzicht referentiesituatie

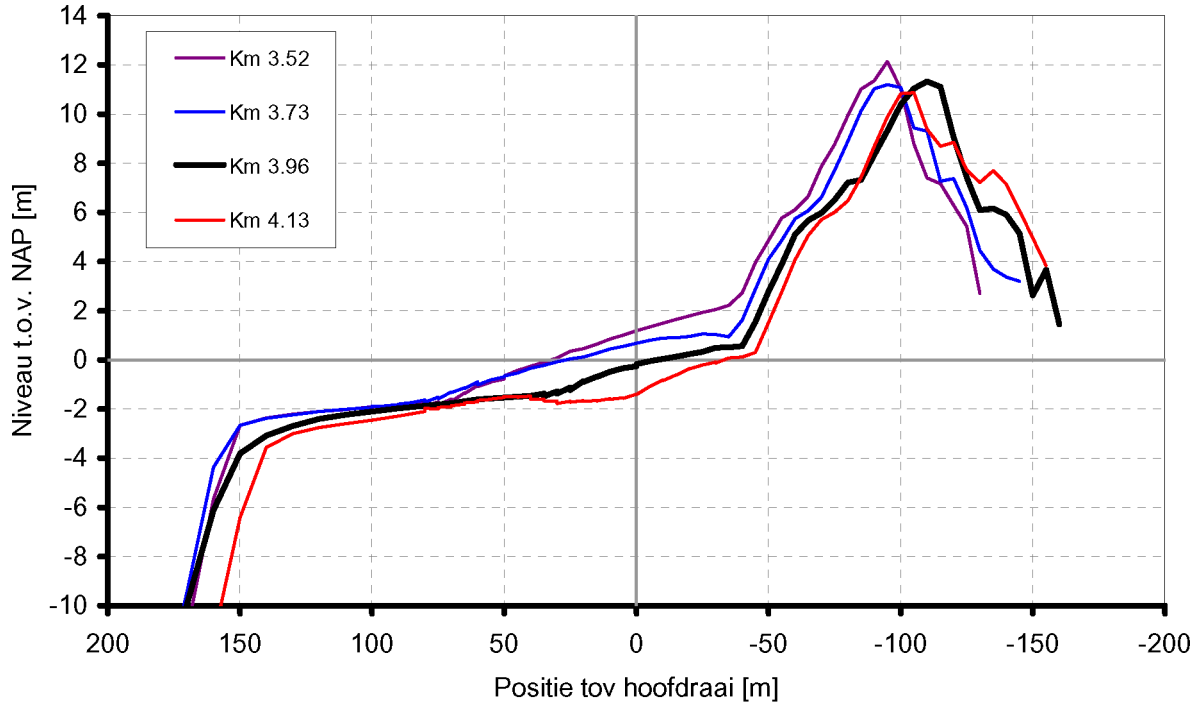


Overzicht versterkingsvarianten
Combinatie van versterkingsalternatieven en -trajecten

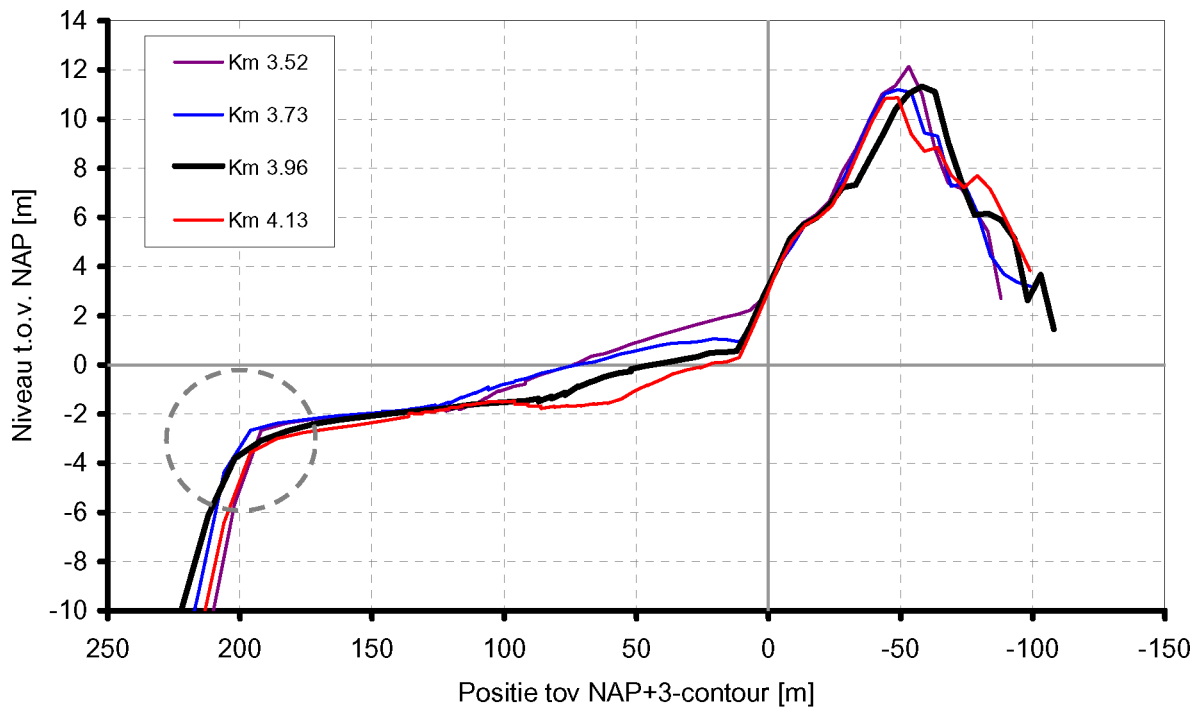


Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
Overzichtsfoto lokale situatie

Overzicht profielen

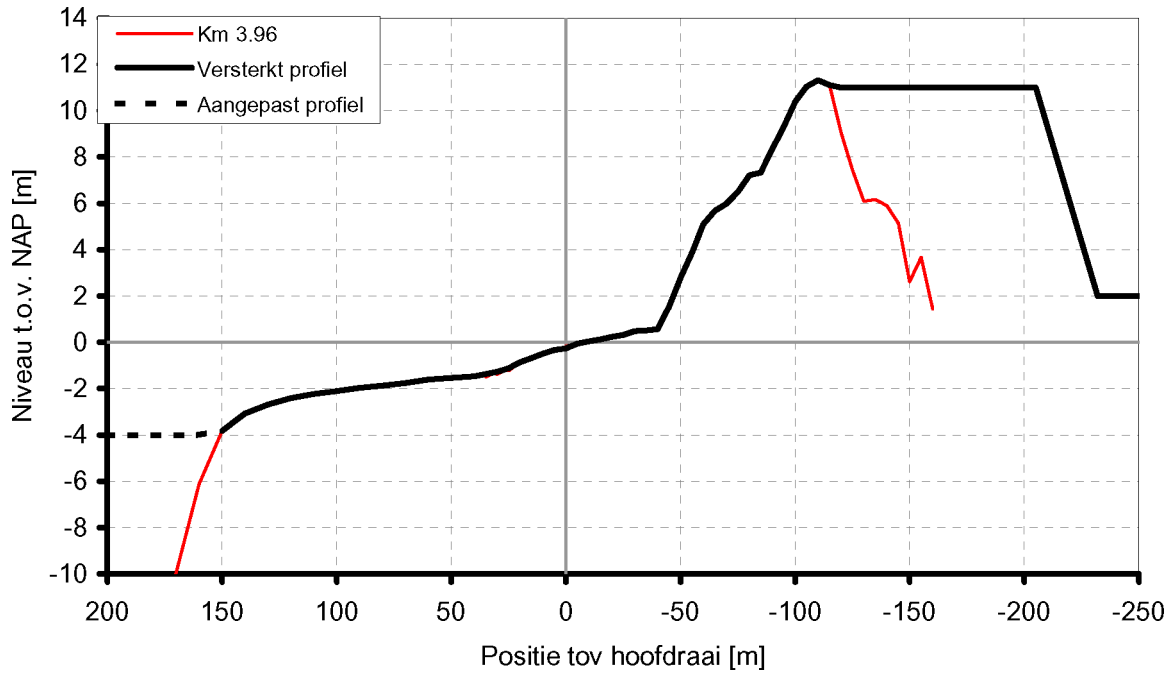


Overzicht profielen tov dijk

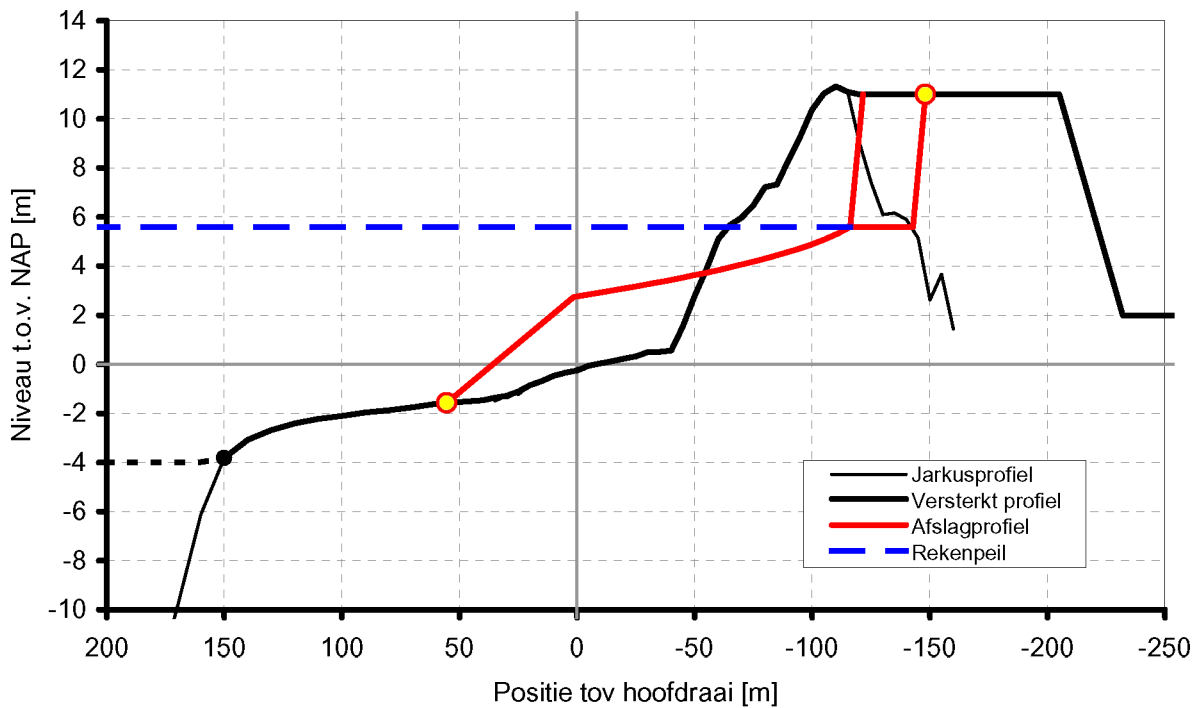


Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Overzicht aanwezige dwarsprofielen

Karakteristiek dwarsprofiel

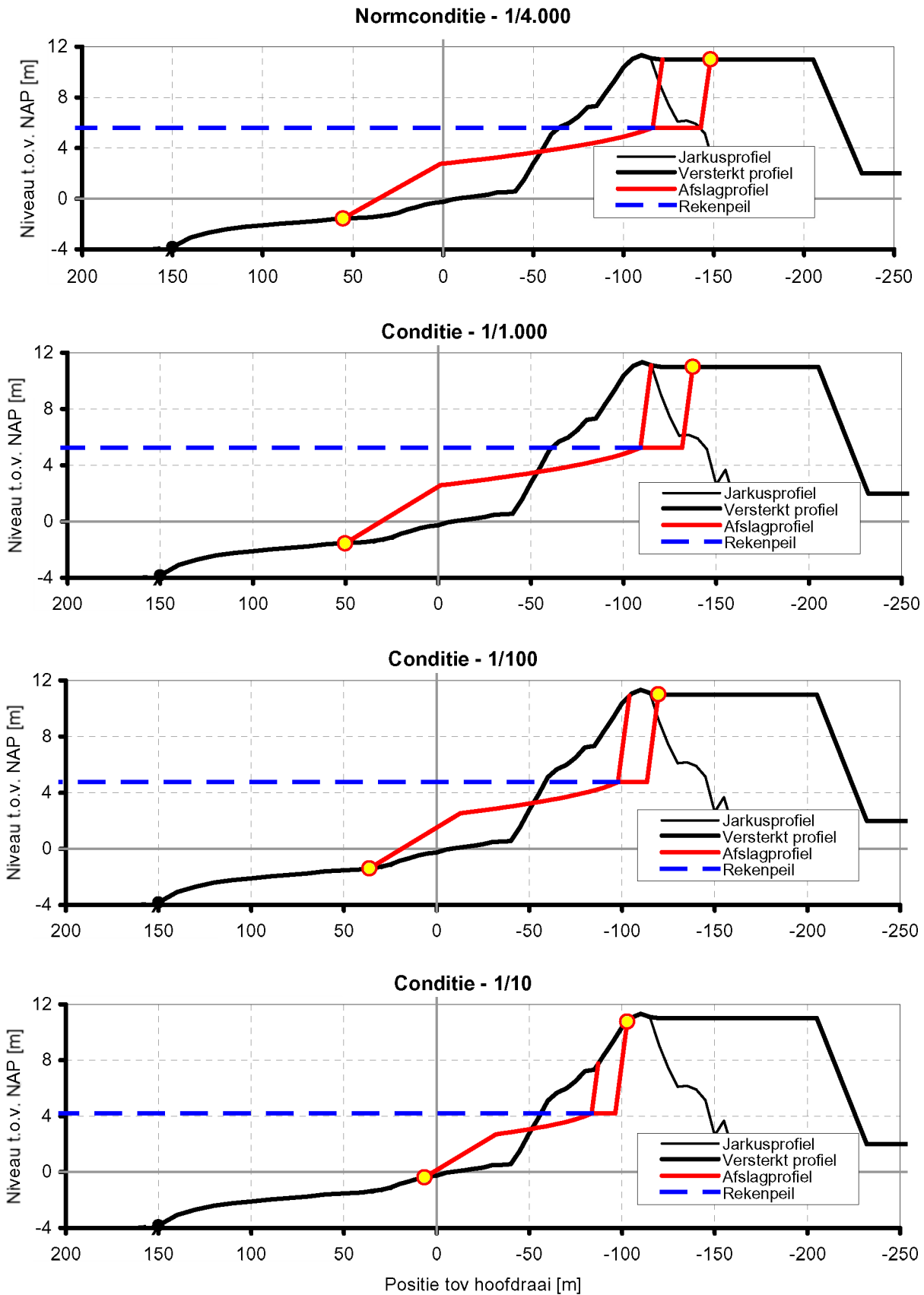


Duinafslag normconditie



Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Karakteristiek profiel met landwaartse aanvulling op NAP+11 m
 Afslag tijdens maatgevende condities (huidige situatie)

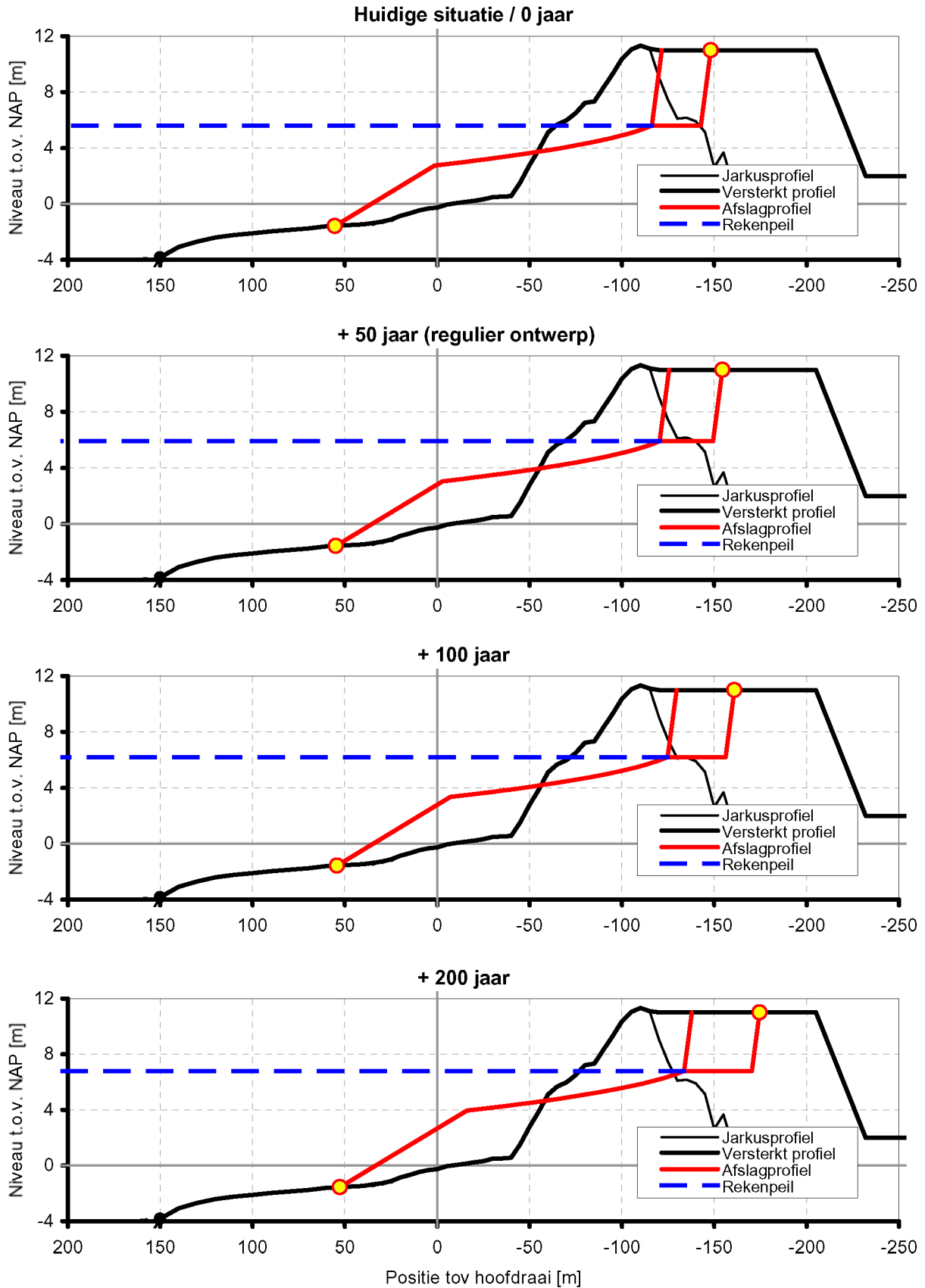
Km 3.96
 TAW-1984 + 35 % crash-toeslag



Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Afslag huidige situatie voor verschillende condities

Km 3.96

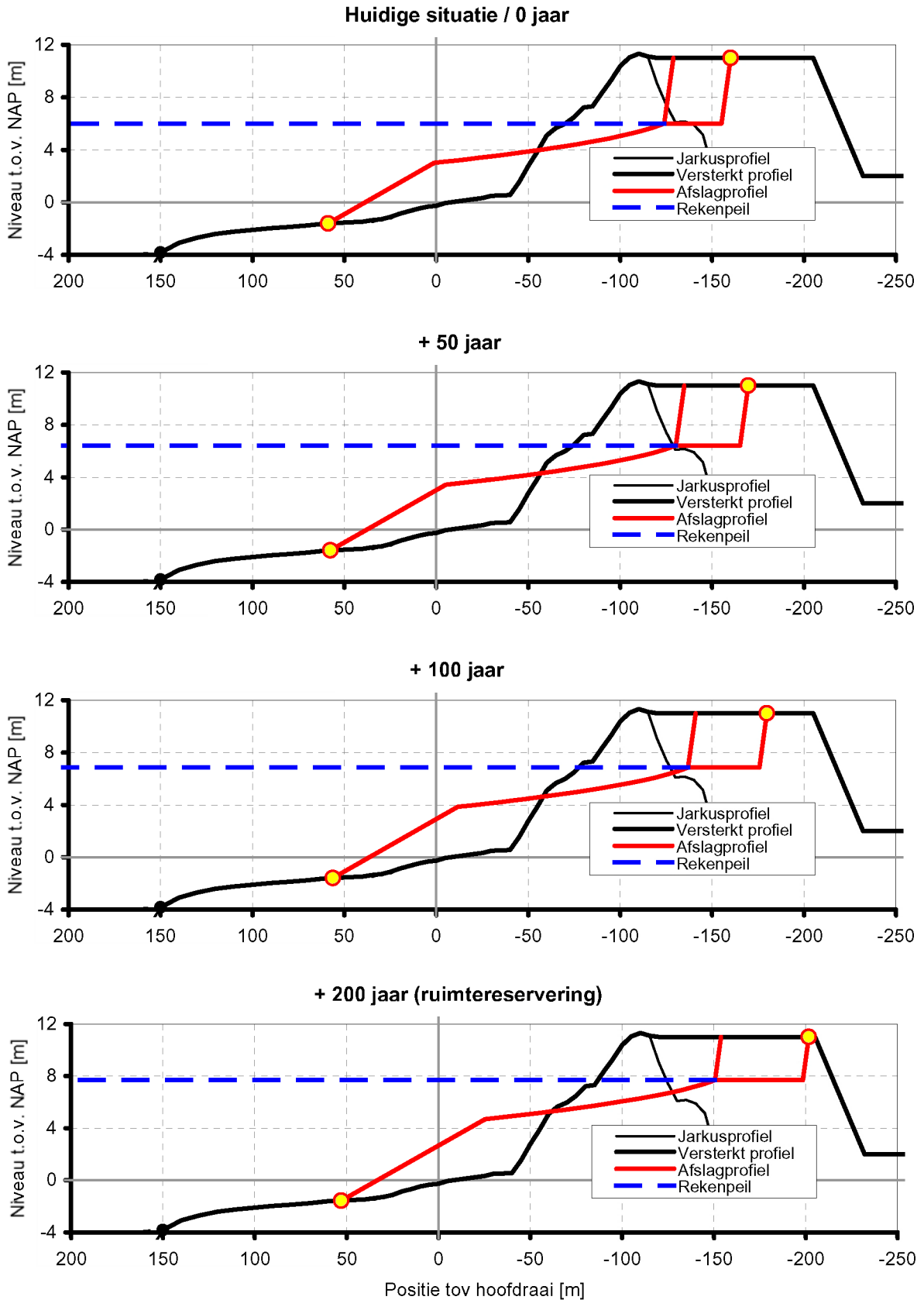
TAW-1984 + 35 % crash-toeslag



Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Afslag normconditie conform middenscenario
 (h +0,60 m/eeuw)

Km 3.96

TAW-1984 + 35 % crash-toeslag

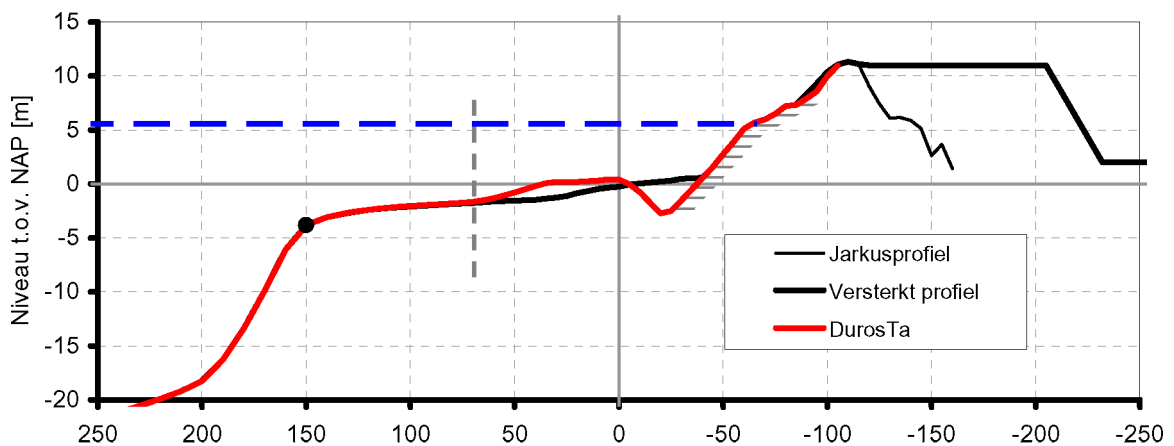
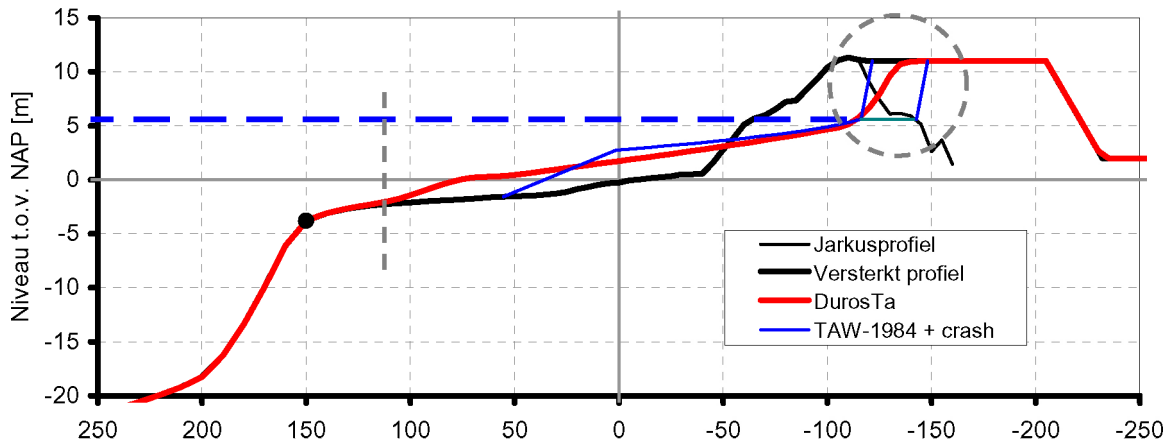


Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Afslag normconditie conform maximumscenario
 (h +0,85 m/eeuw + 0,40 m; Hs +5%; Tp +2,5%)

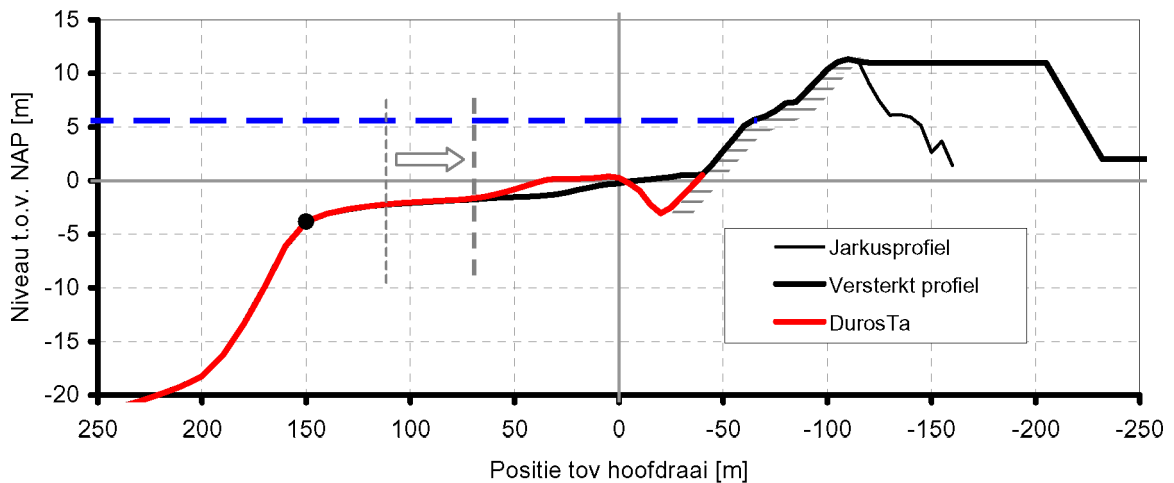
Km 3.96

TAW-1984 + 35 % crash-toeslag

Profielontwikkeling DurosTa - duinprofiel



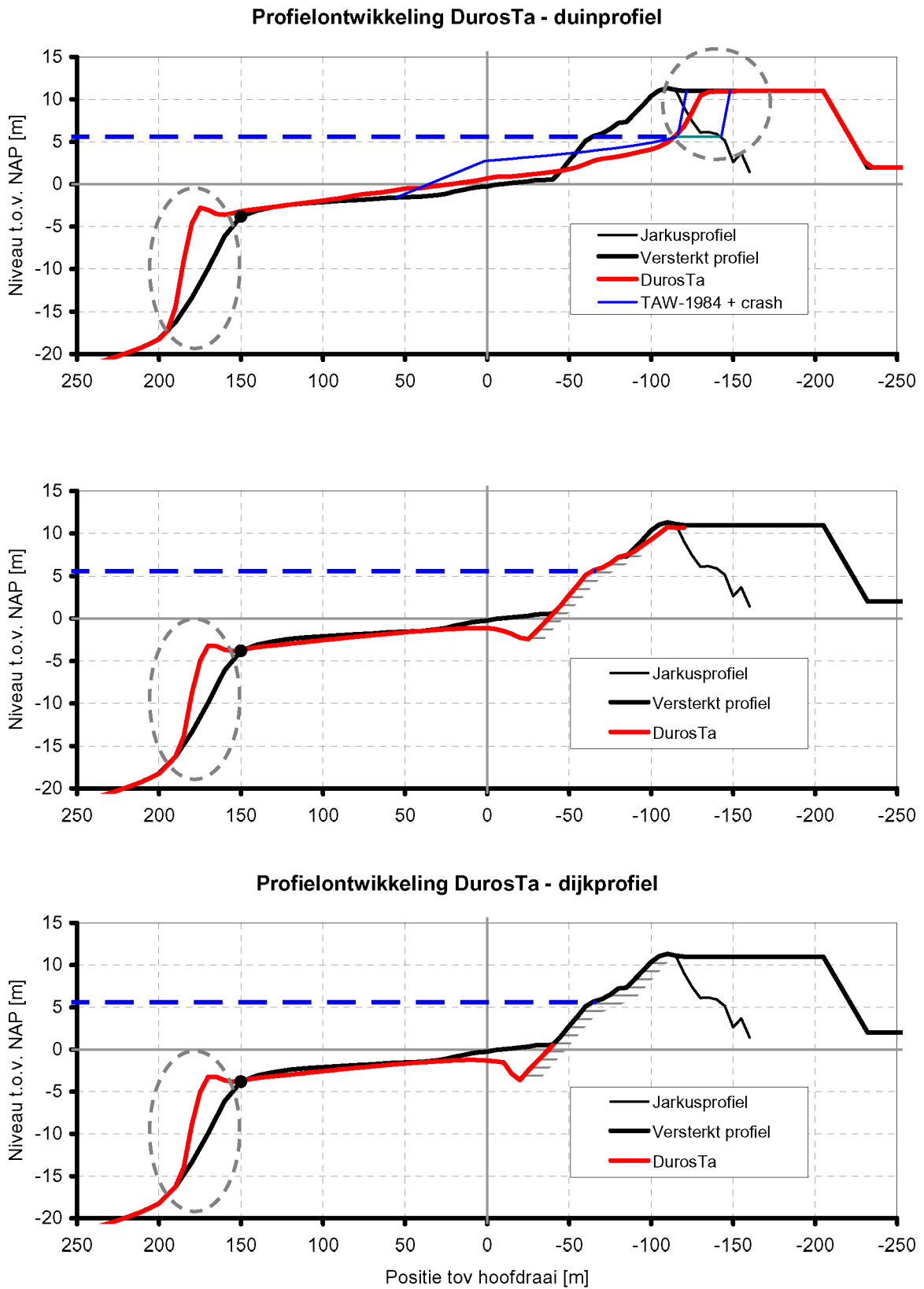
Profielontwikkeling DurosTa - dijkprofiel



Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Profielontwikkeling volgens DurosTa-model
 bij vaste (maximale) stormcondities gedurende 5 uur

Km 3.96

DurosTa-model

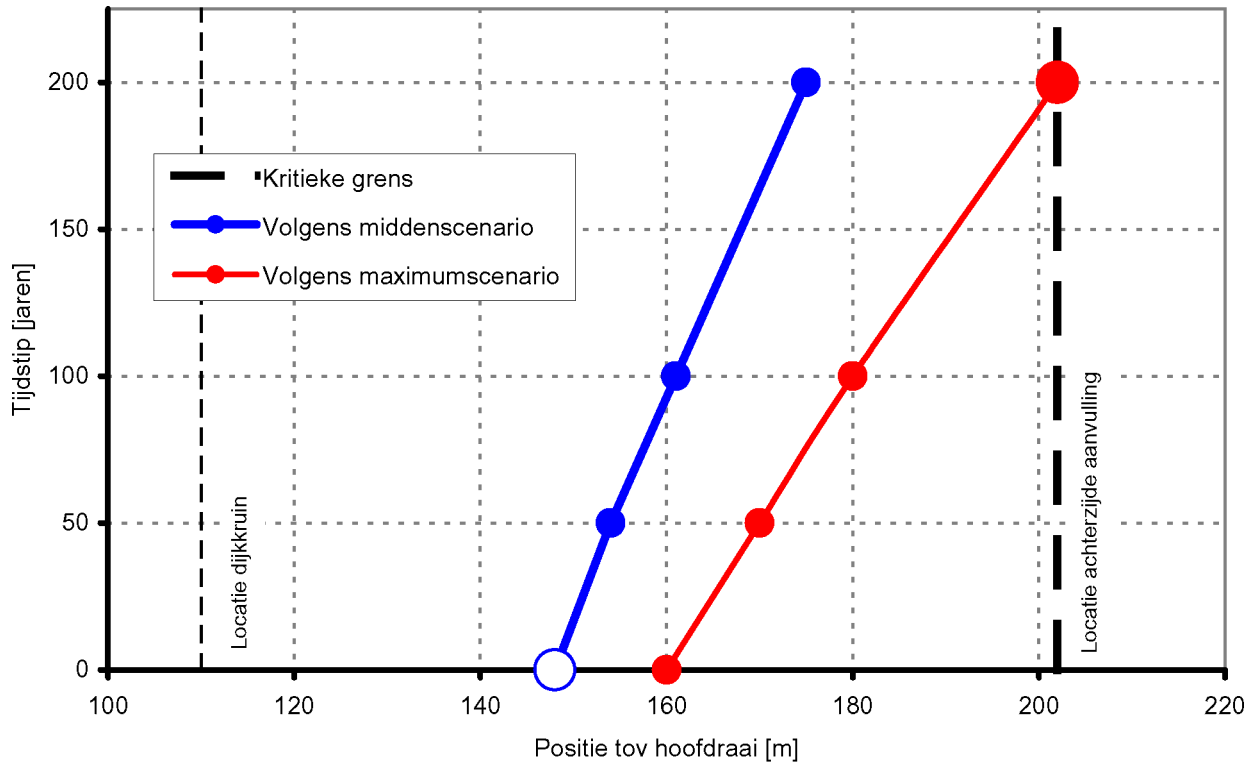


Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Profielontwikkeling volgens DurosTa-model
 bij variërend stormvloedverloop gedurende 32 uur

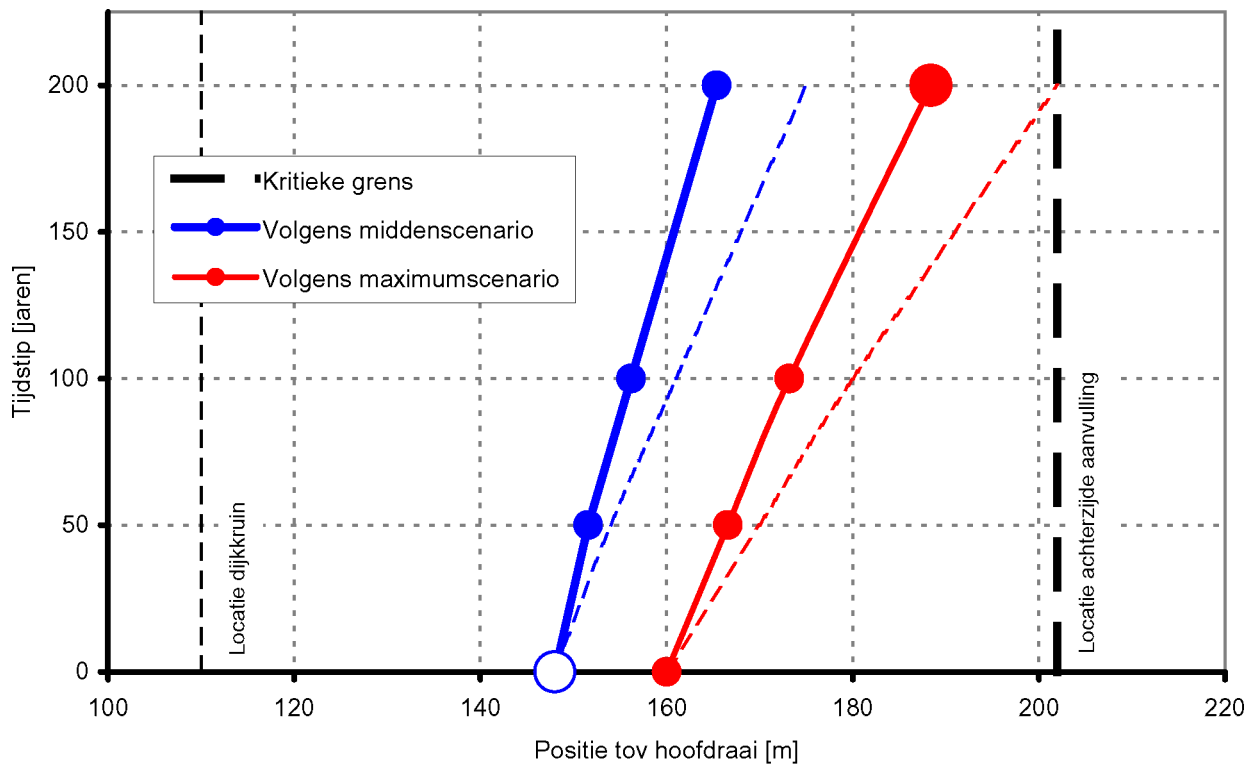
Km 3.96

DurosTa-model

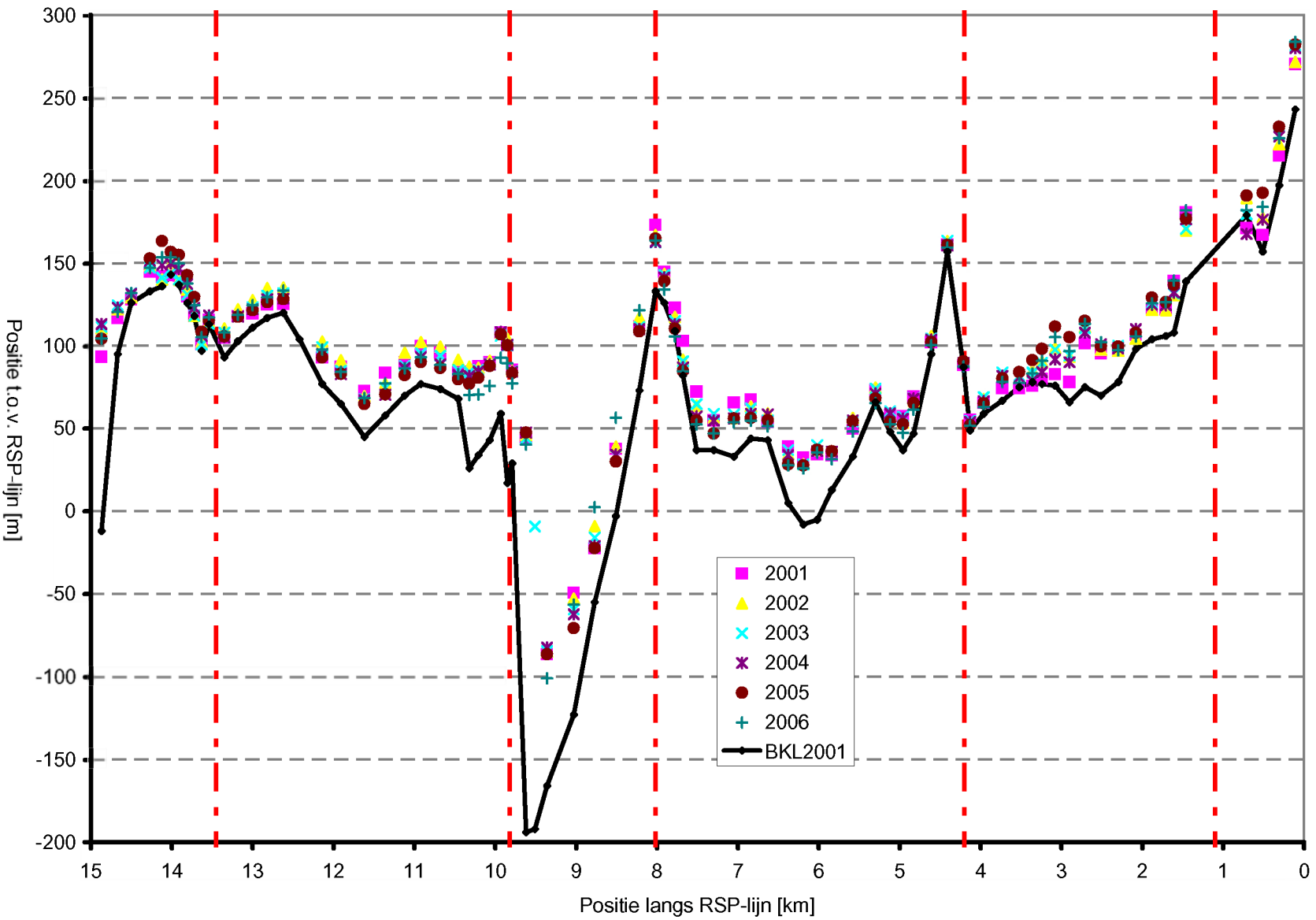
Ontwikkeling positie afslagpunt



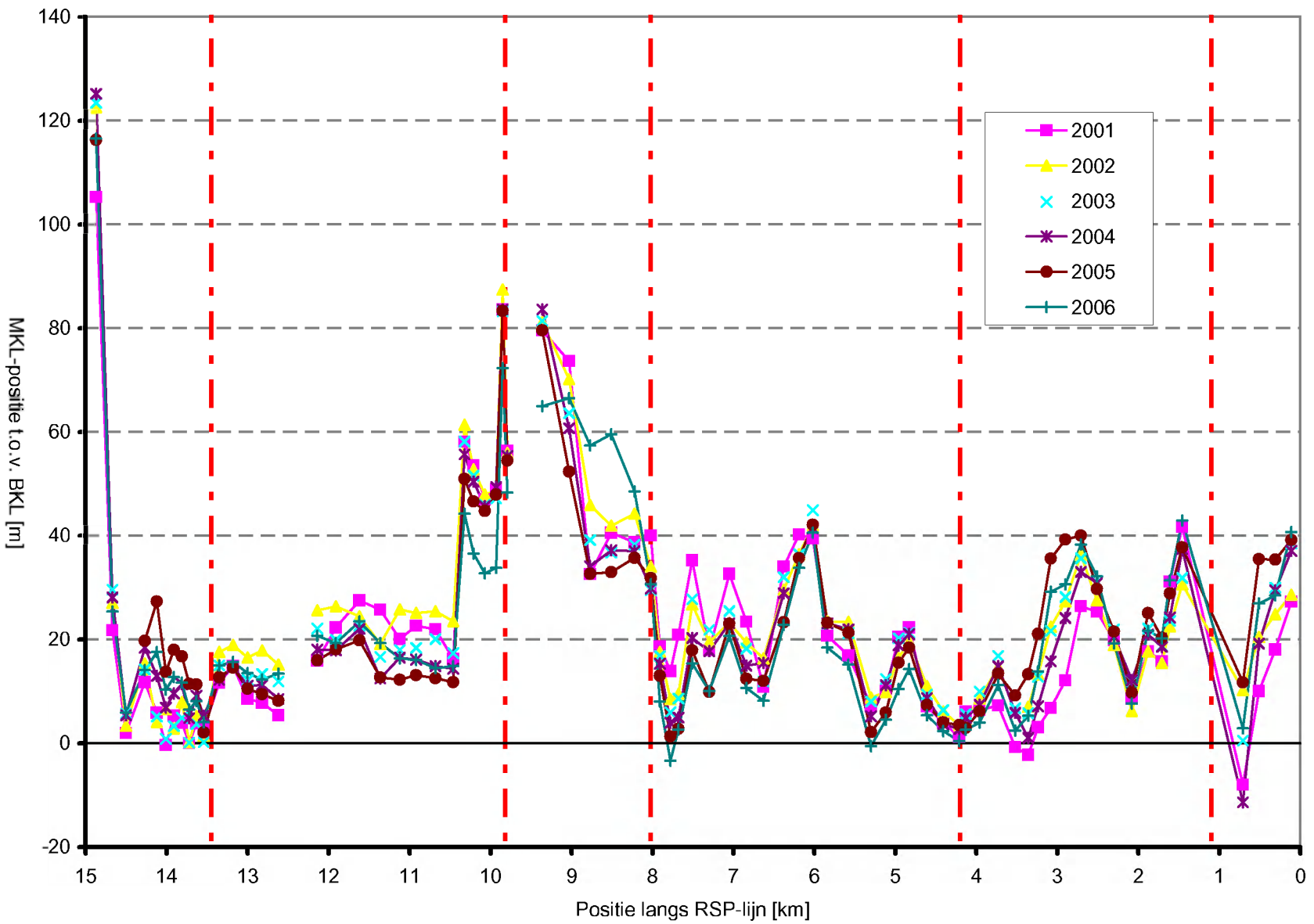
Ontwikkeling positie afslagpunt (incl. netto BKL-onderhoud)



Problematiek kustverdediging Waterdunen-trace
 Tijdsontwikkeling maatgevende afslagpunt
 zonder en met netto BKL-onderhoud



Overzicht positie BKL (2001) en MKL-posities sinds 2001
Als functie van de positie langs de RSP-lijn



Verschil MKL-positie ten opzichte van BKL-positie (2001)

voor de tijdsperiode 2001 t/m 2006

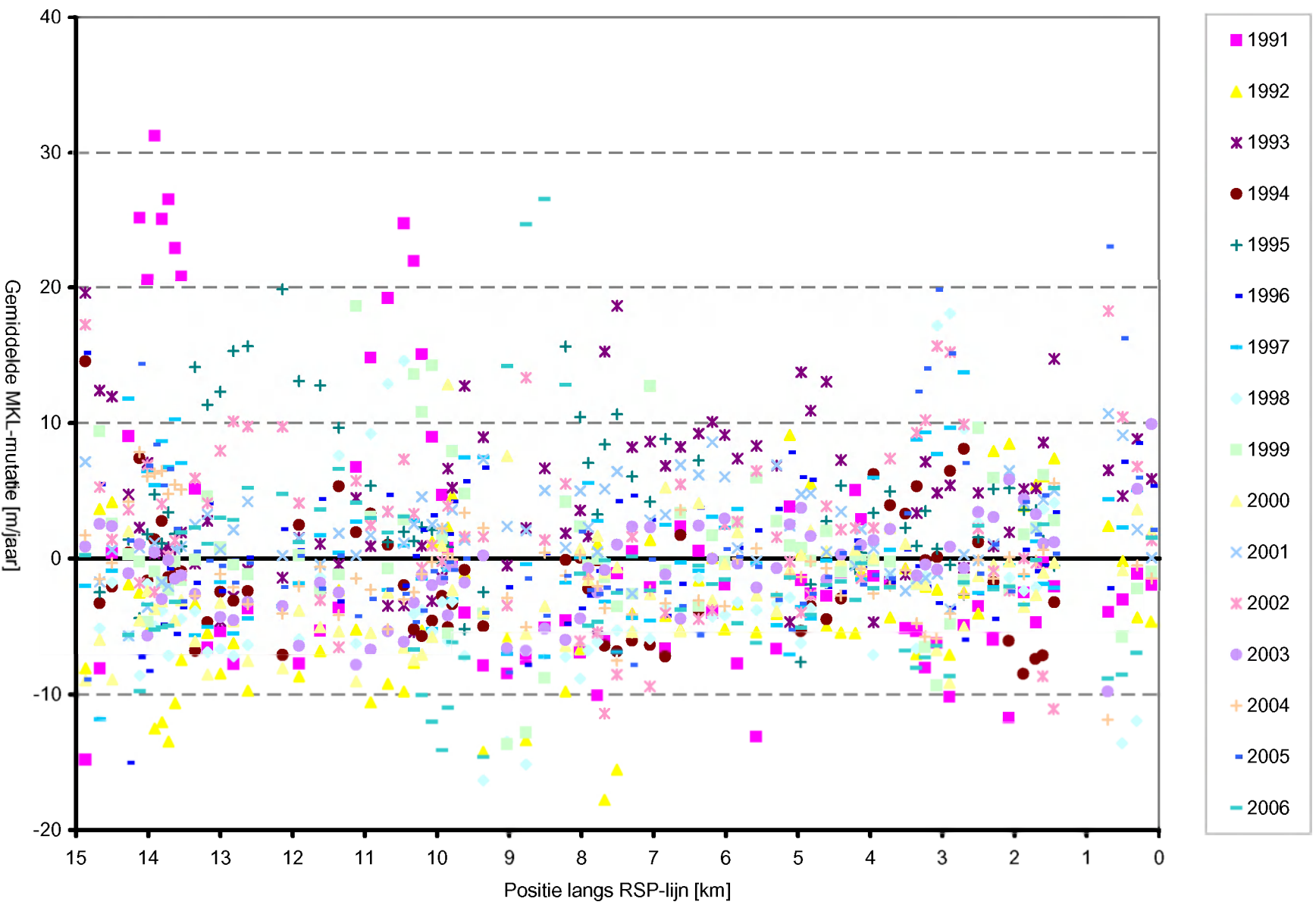
Als functie van de positie langs de RSP-lijn

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 9.11



Overzicht jaarlijkse mutatie MKL-waarde voor alle jaren sinds 1990
(inclusief het effect van uitgevoerde supplementies)

Als functie van de positie langs de RSP-lijn

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 9.12



Overzicht jaarlijkse mutatie MKL-waarde voor de jaren 2000 t/m 2006
(inclusief het effect van uitgevoerde supplementies)

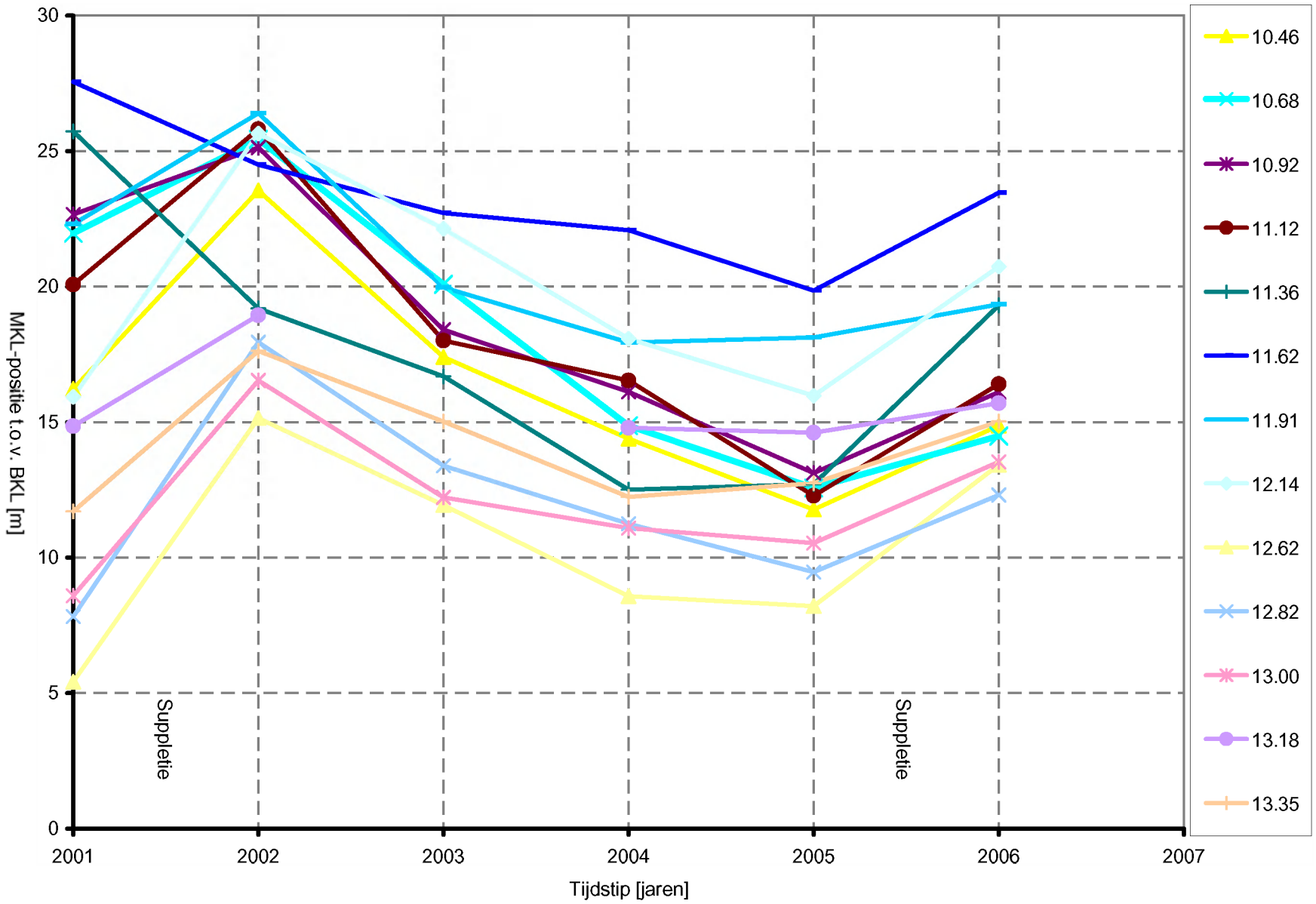
Als functie van de positie langs de RSP-lijn

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642



Fig. 9.13



Ontwikkeling relatieve MKL-positie als functie van de tijd

Voor alle raaien binnen kustvak Cadzand-Bad

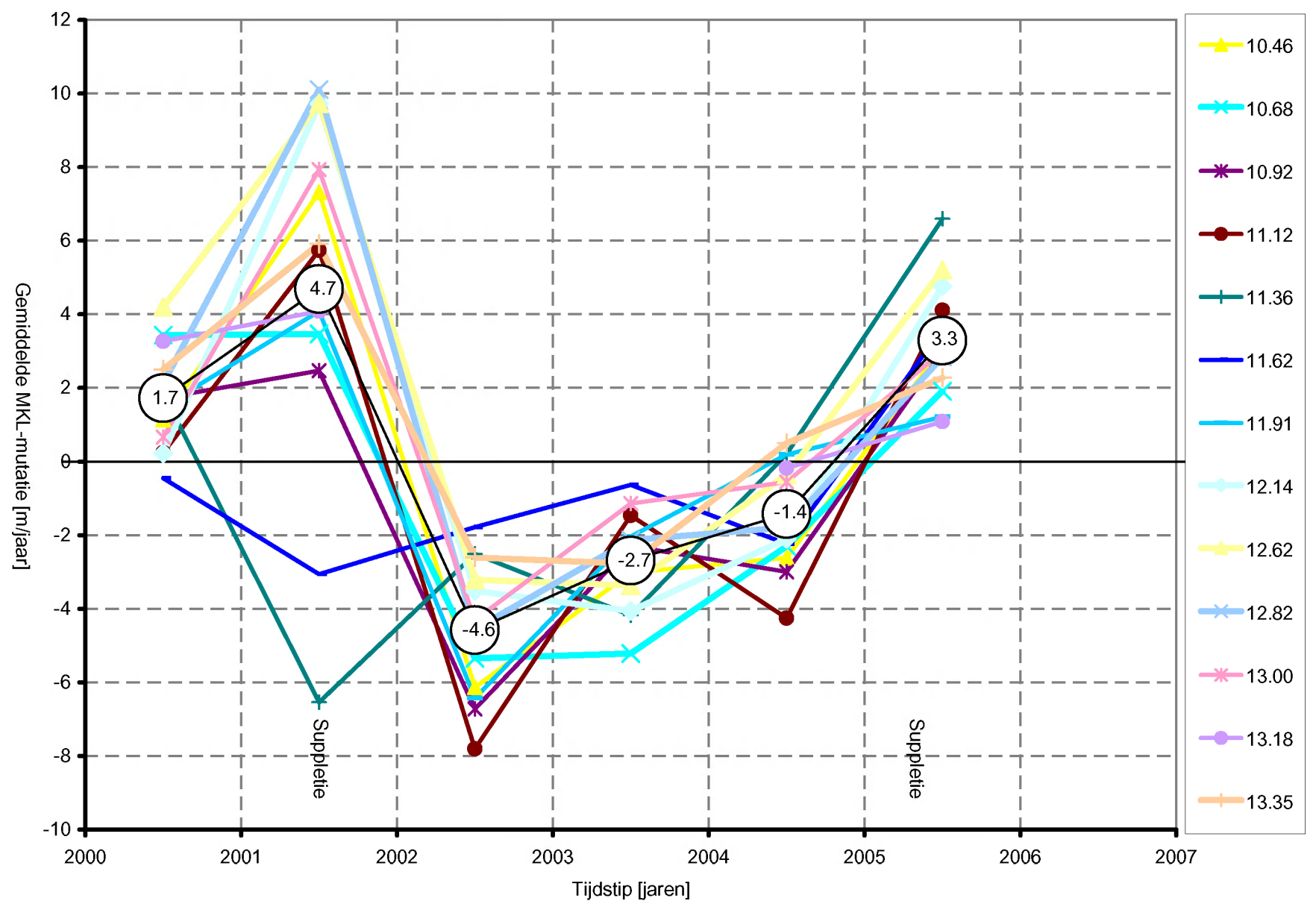
Effect suppleties 2001 en 2005

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

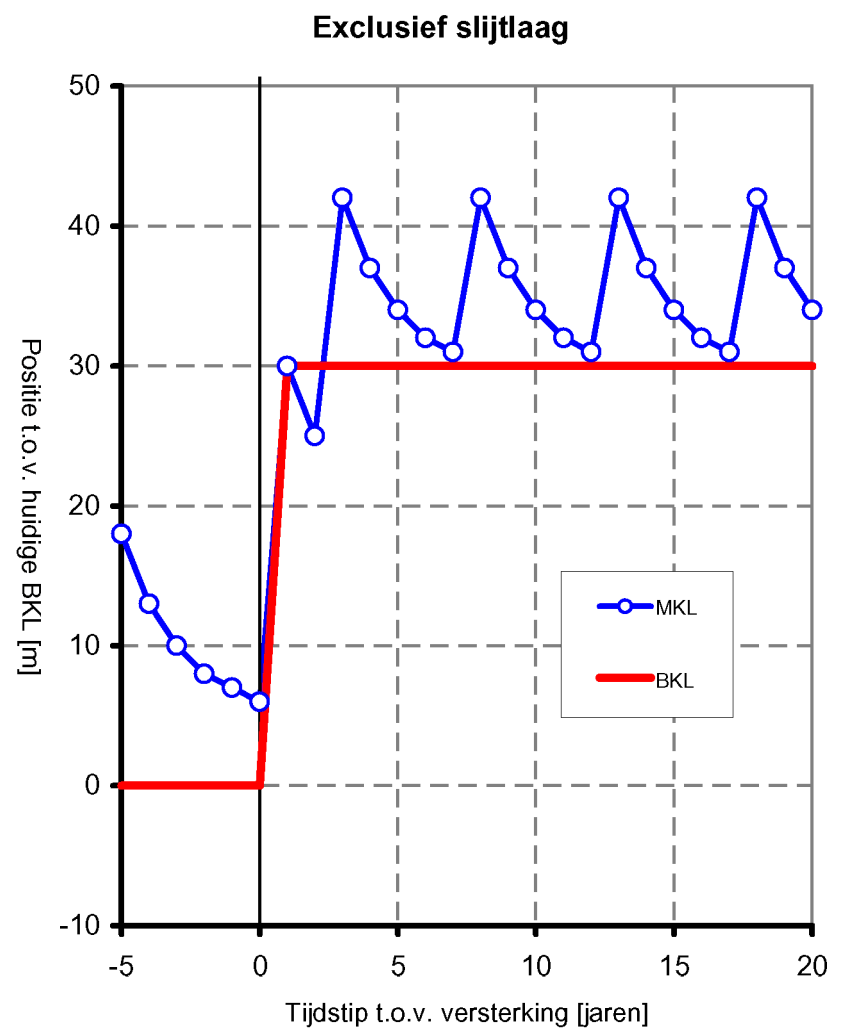
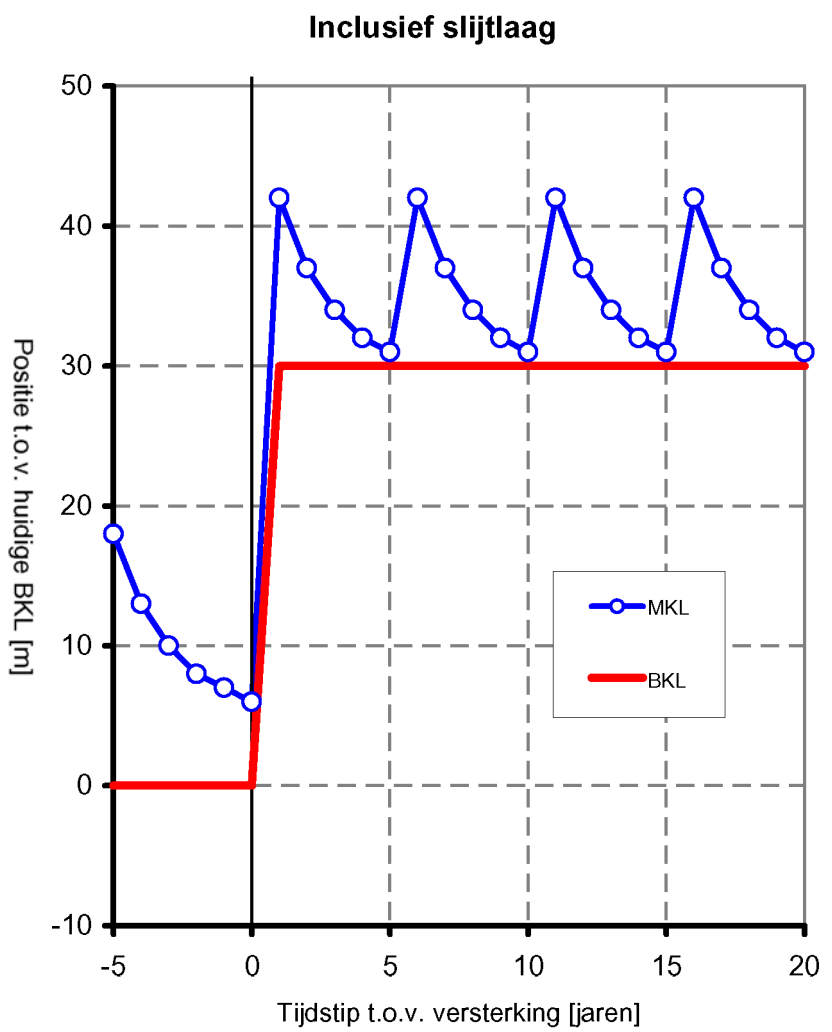
A1642



Fig. 9.14



Ontwikkeling MKL-trend als functie van de tijd
Voor alle raaien binnen kustvak Cadzand-Bad
Effect suppleties 2001 en 2005



Voorbeeld ontwikkeling MKL bij zeewaartse kustuitbouw

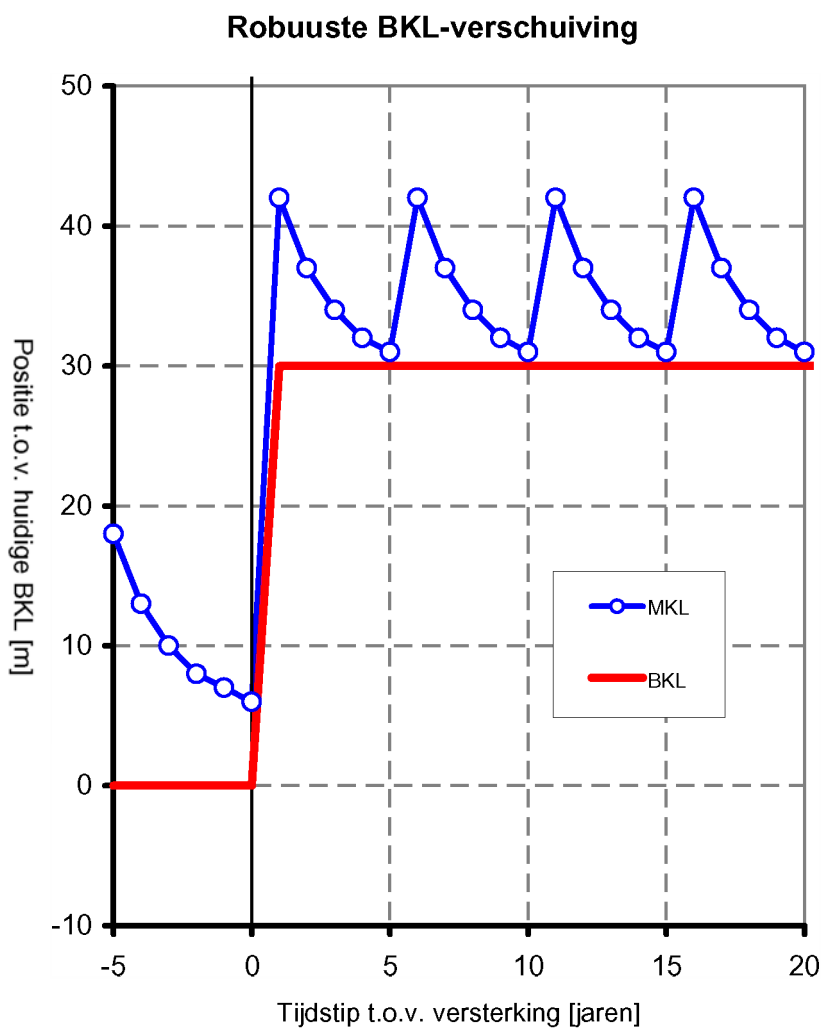
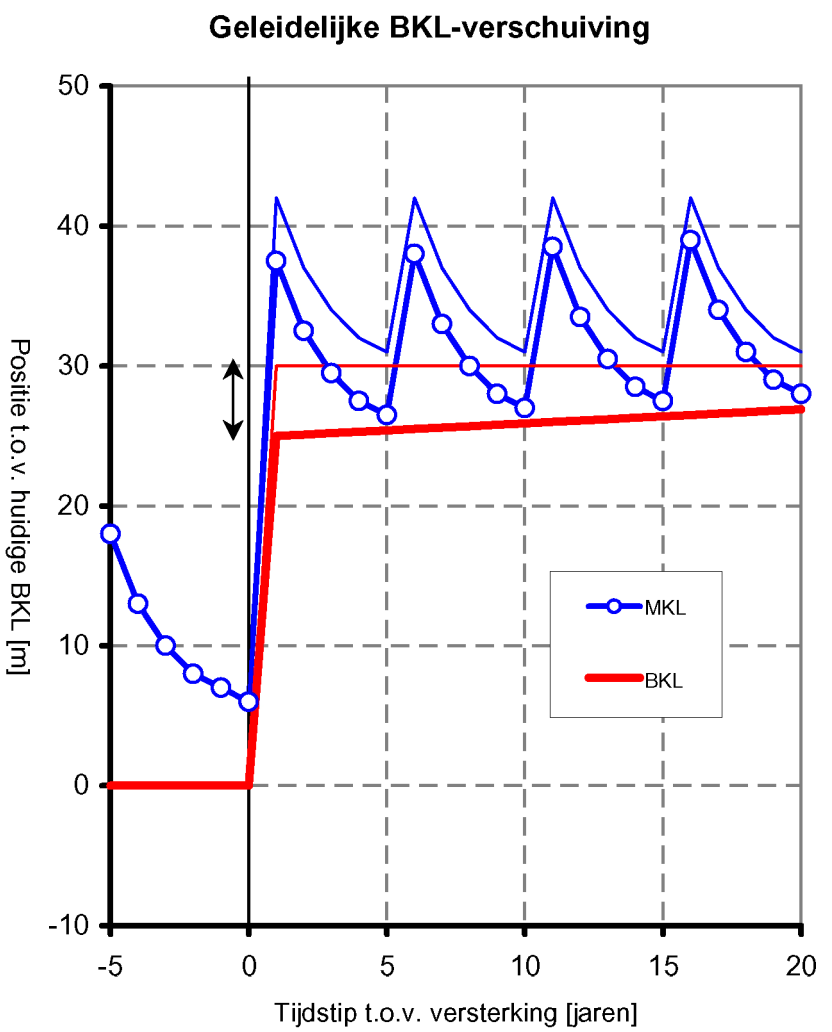
Bij robuuste zeewaartse verplaatsing BKL over versterkingsafstand

Effect al dan niet (gelijk) aanbrengen van een slijtlaag

ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN A1642



Fig. 9.16



Voorbeeld ontwikkeling MKL bij zeewaartse kustuitbouw
Bij verschillende zeewaartse verplaatsing BKL over versterkingsafstand
Effect robuuste en geleidelijke BKL-verschuiving

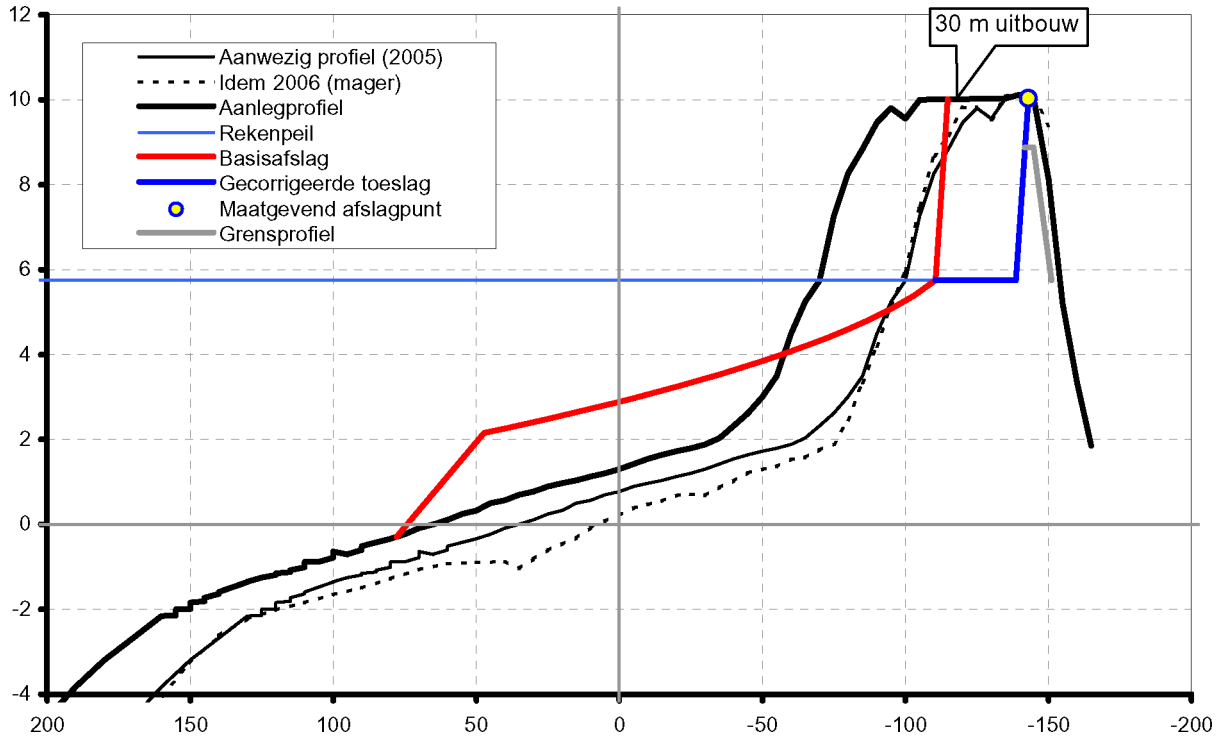
ZWAKKE SCHAKEL WEST ZEEUWSCH-VLAANDEREN

A1642

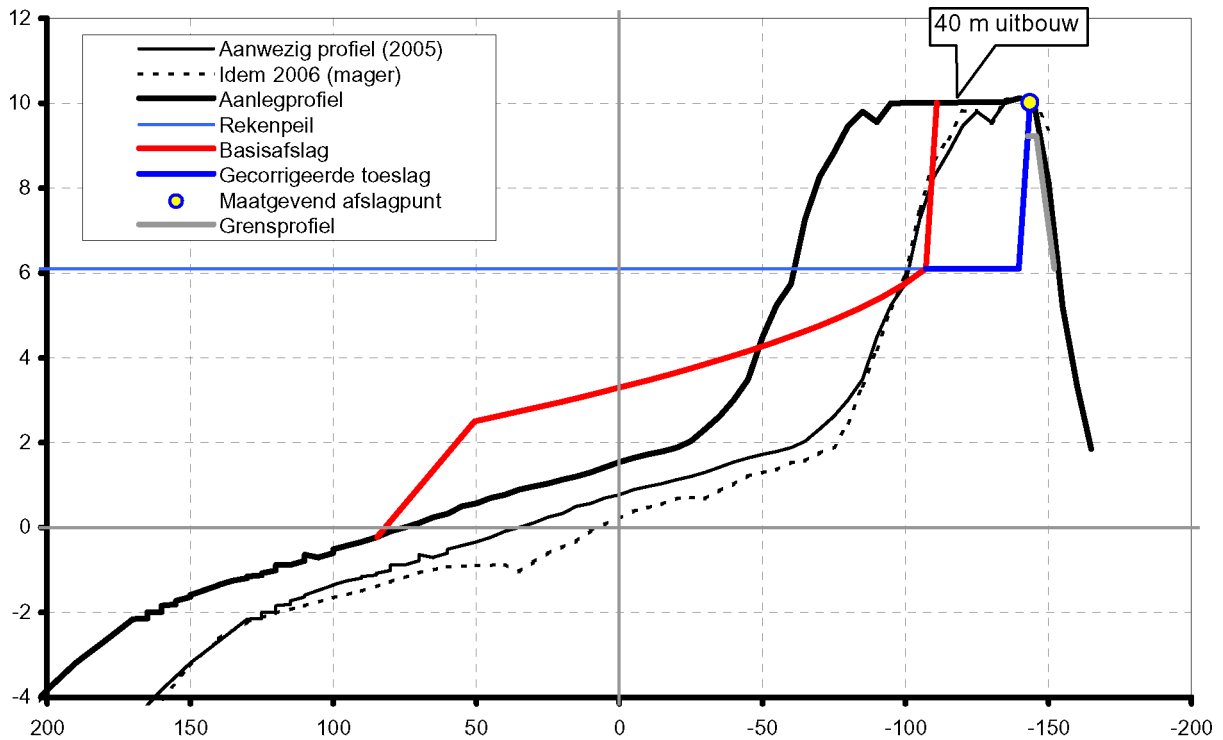


Fig. 9.17

Zichtperiode 50 jaar



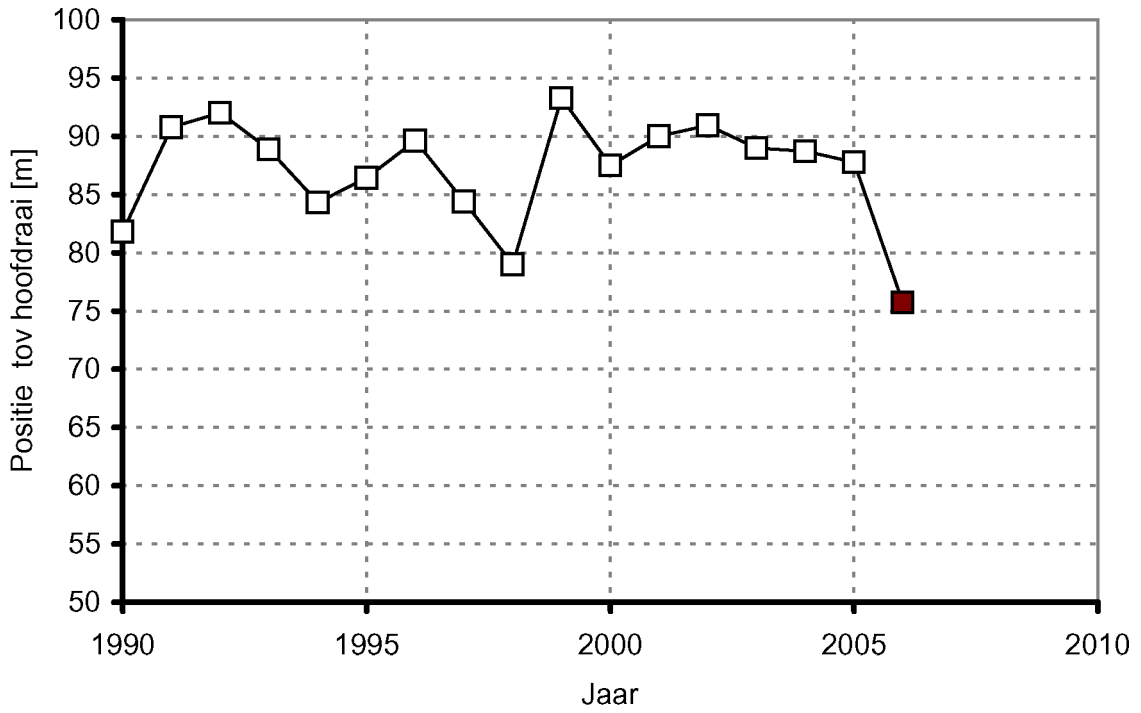
Zichtperiode 100 jaar



Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking
 Details situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 52 Profiel 2005

km raai 10.07

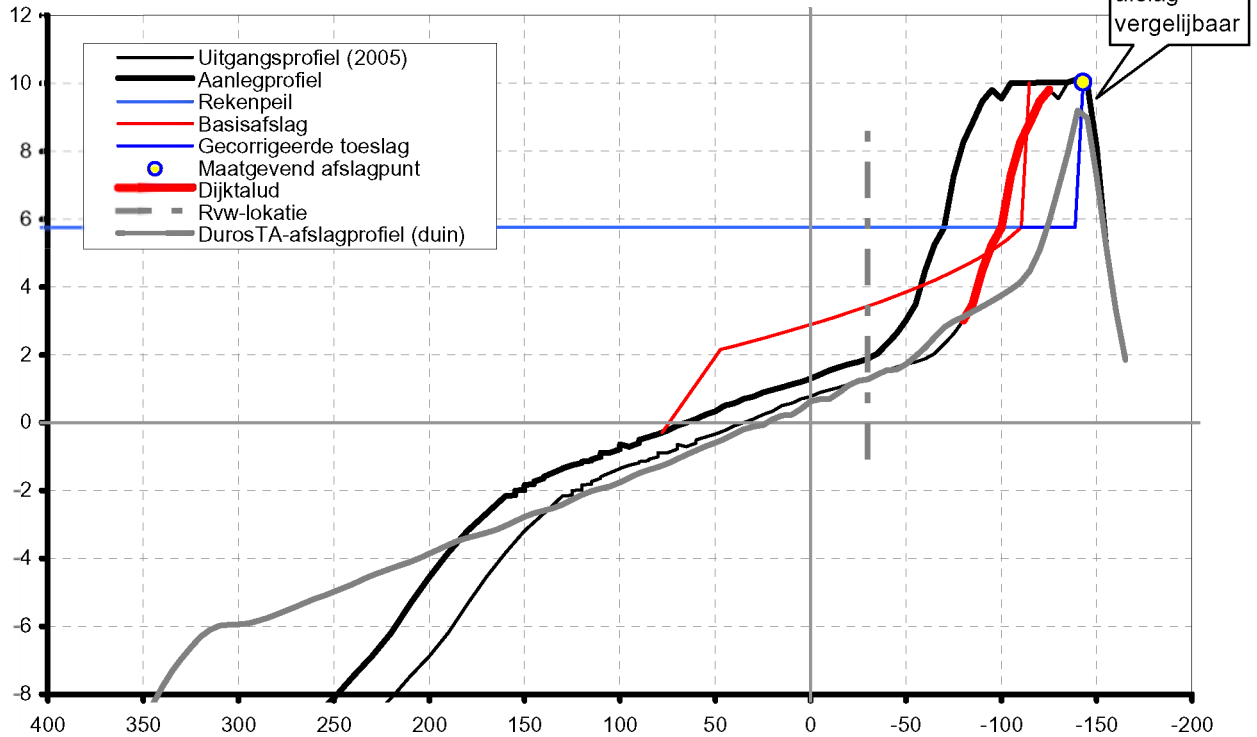


Ontwikkeling MKL als functie van de tijd met 2006 als mager jaar

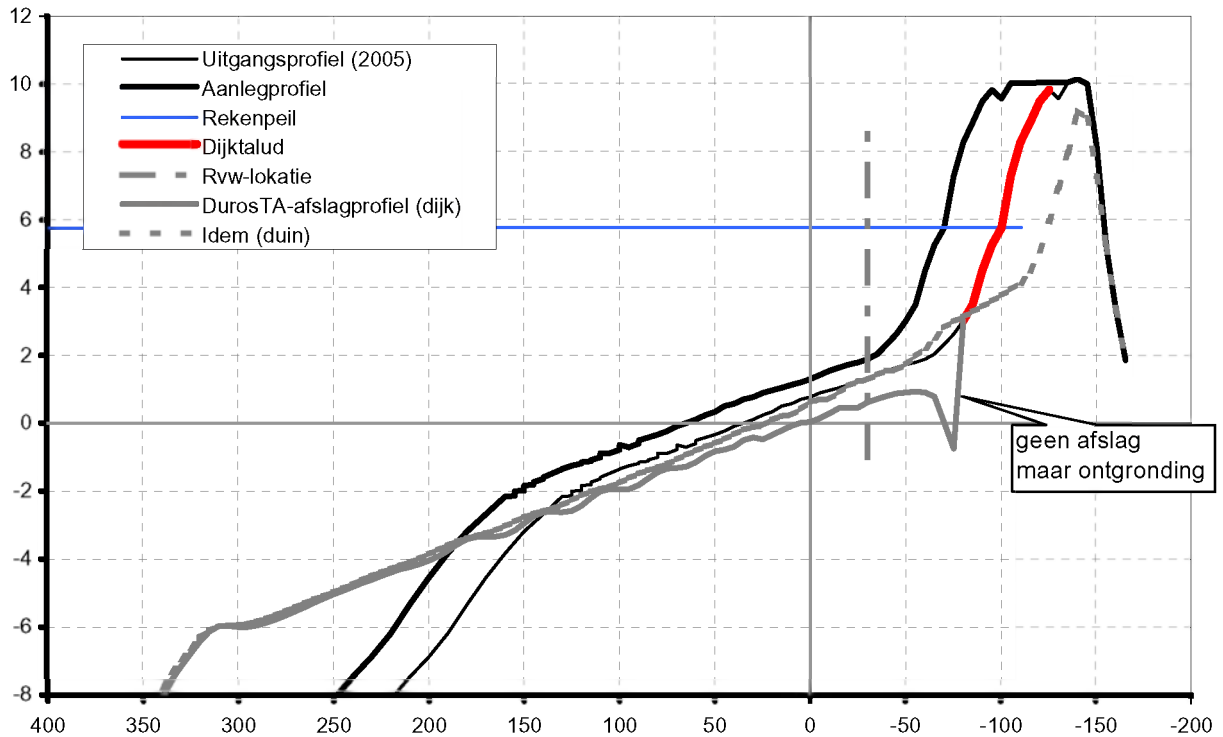
Nr. 52

km raai 10.07

Resultaat afslagberekening versterkt duin (met 30 m uitbouw)

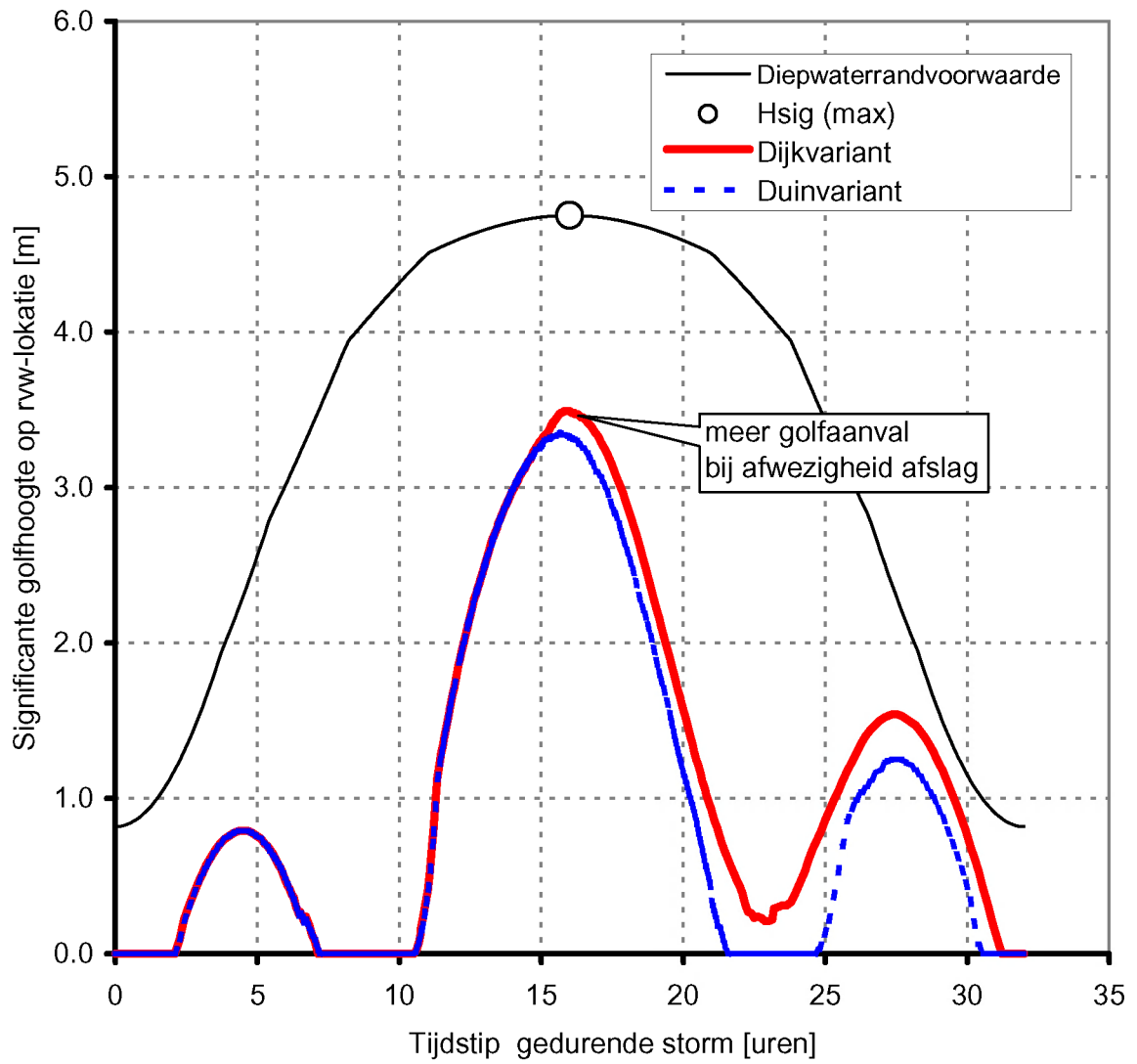


Resultaat afslagberekening bij stabiel dijfront (met 30 m uitbouw)



Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model
 Vergelijking effect instabiele en stabiel dijkconstructie
 Locatie randvoorwaarde bepaling golfaanval dijkconstructie

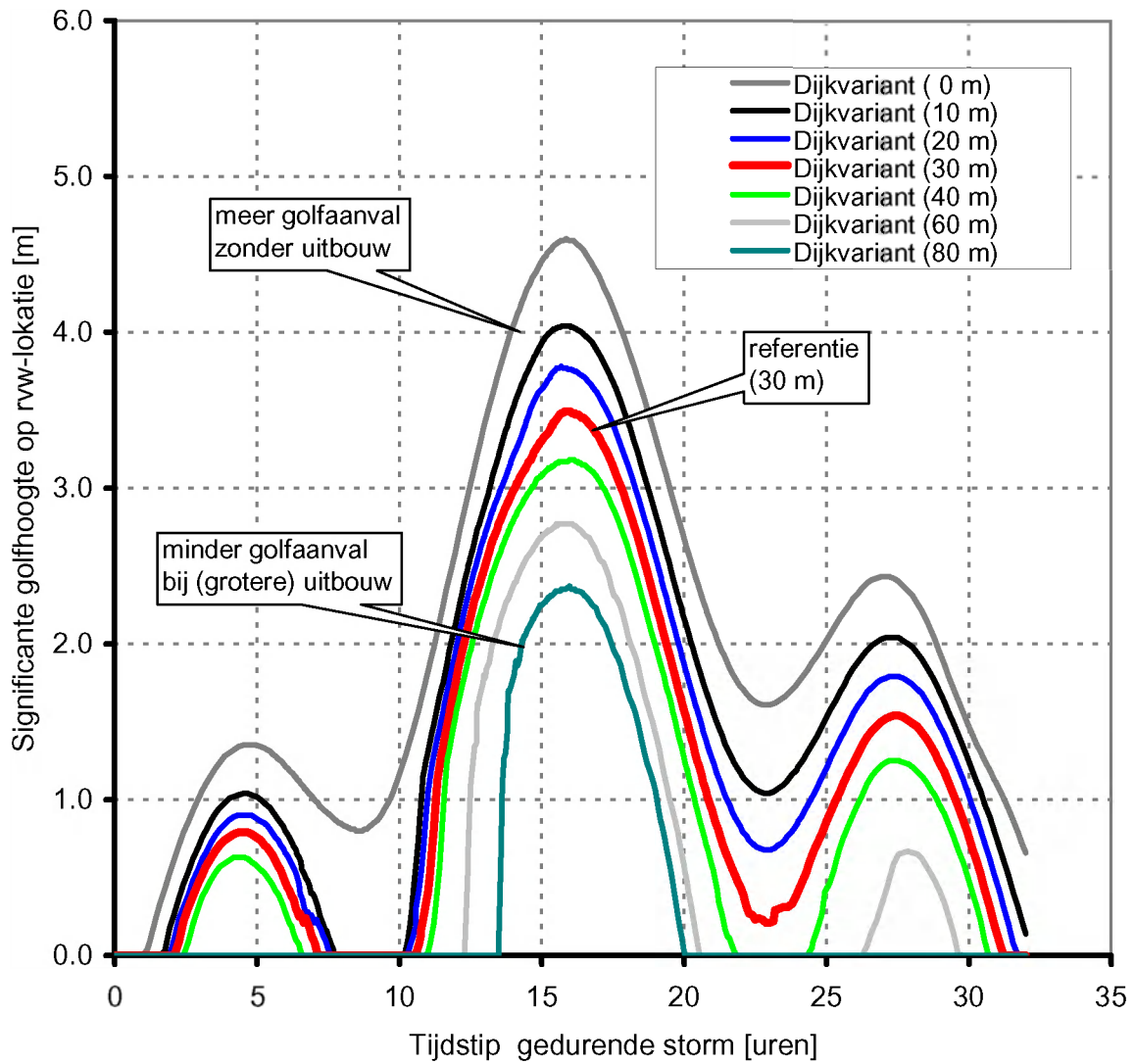
Nr. 52 Profiel 2005
 km raai 10.07



Verloop diepwatercondities en lokale golfhoogte
 Situatie met instabiel en stabiel dijktalud

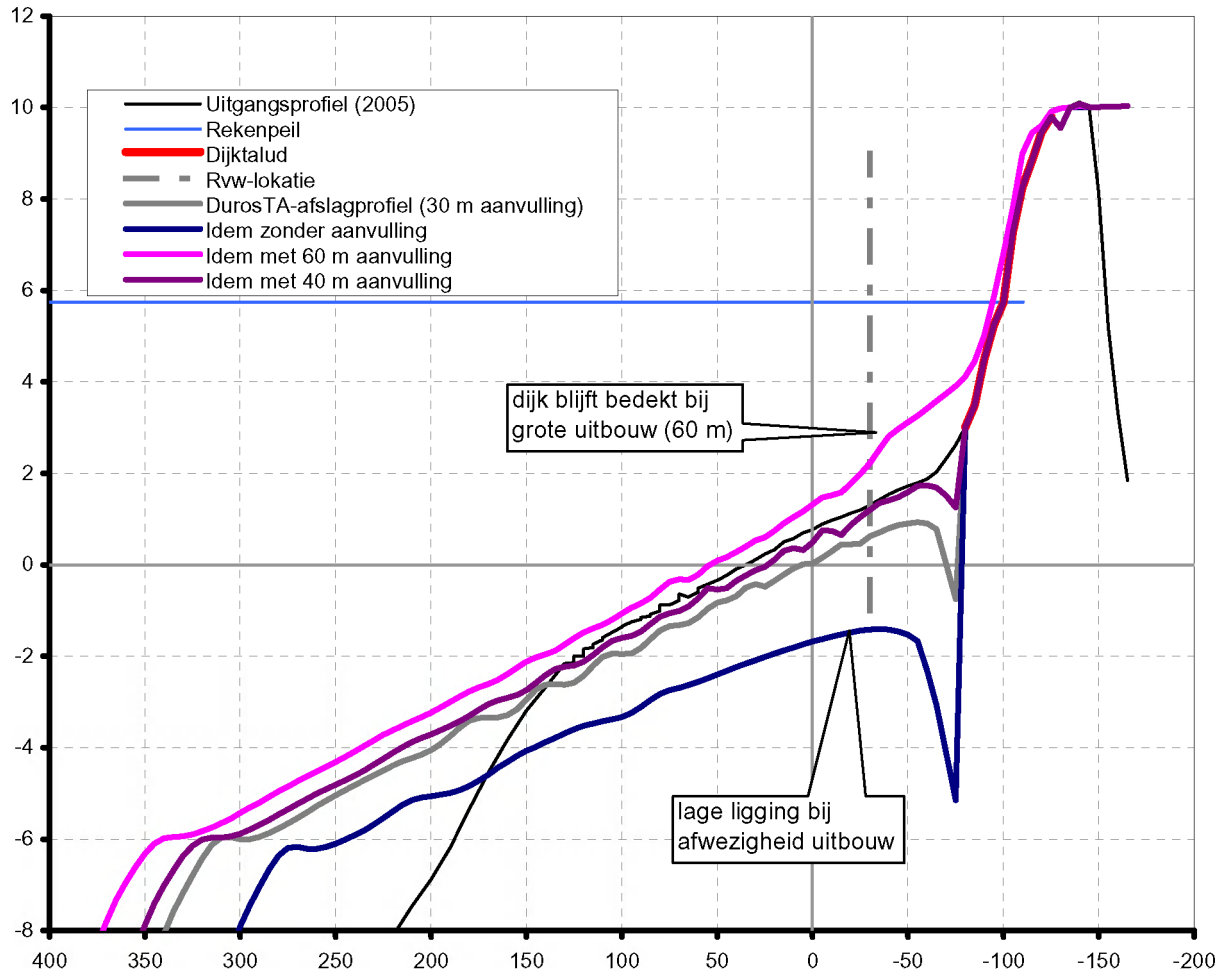
Nr. 52

km raai 10.07



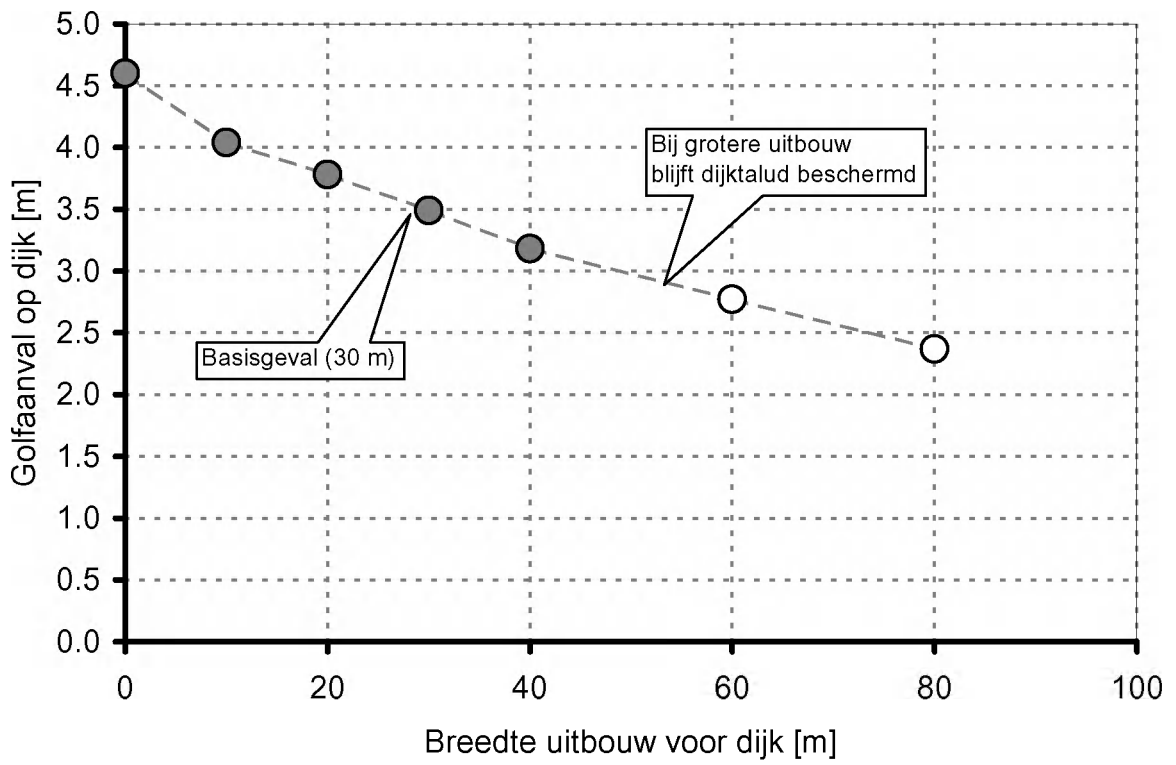
Verloop maatgevende golfhoogte voor verschillende uitbouwwaarden, variërend van geen (0 m) tot 80 m uitbouw

km raai 10.07



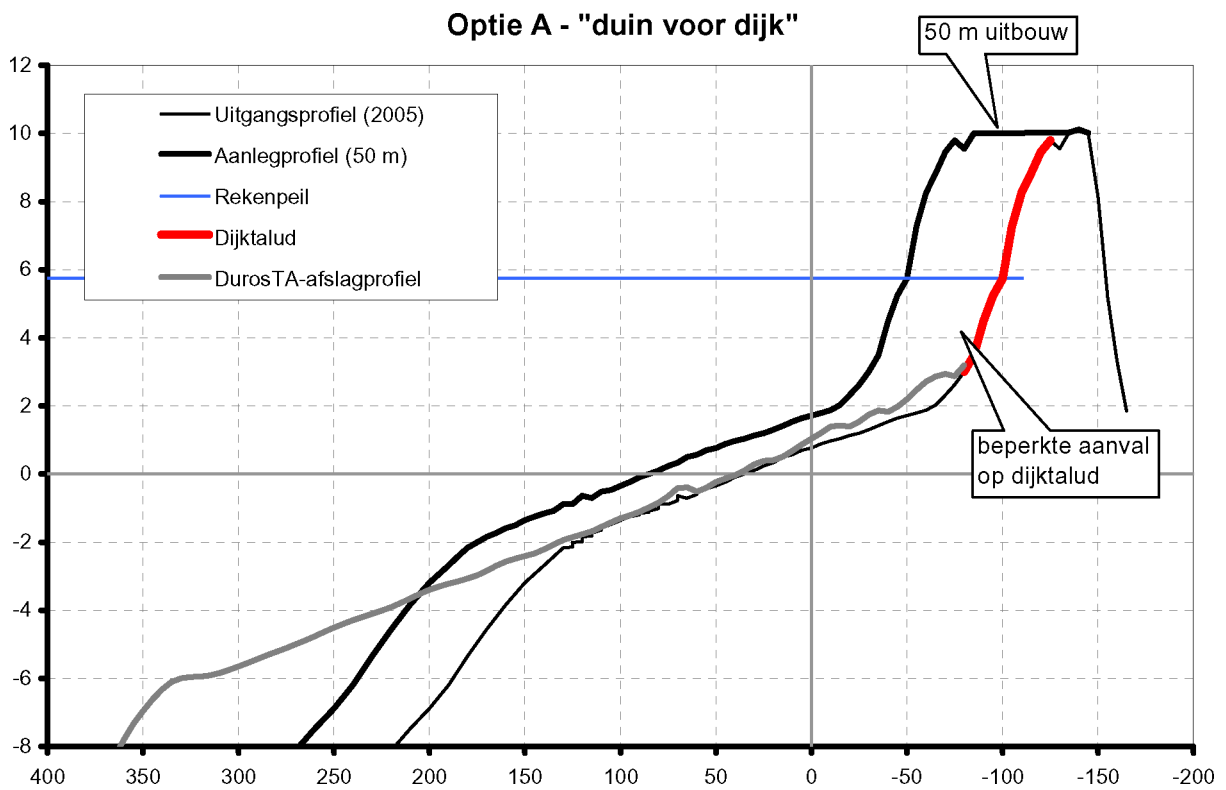
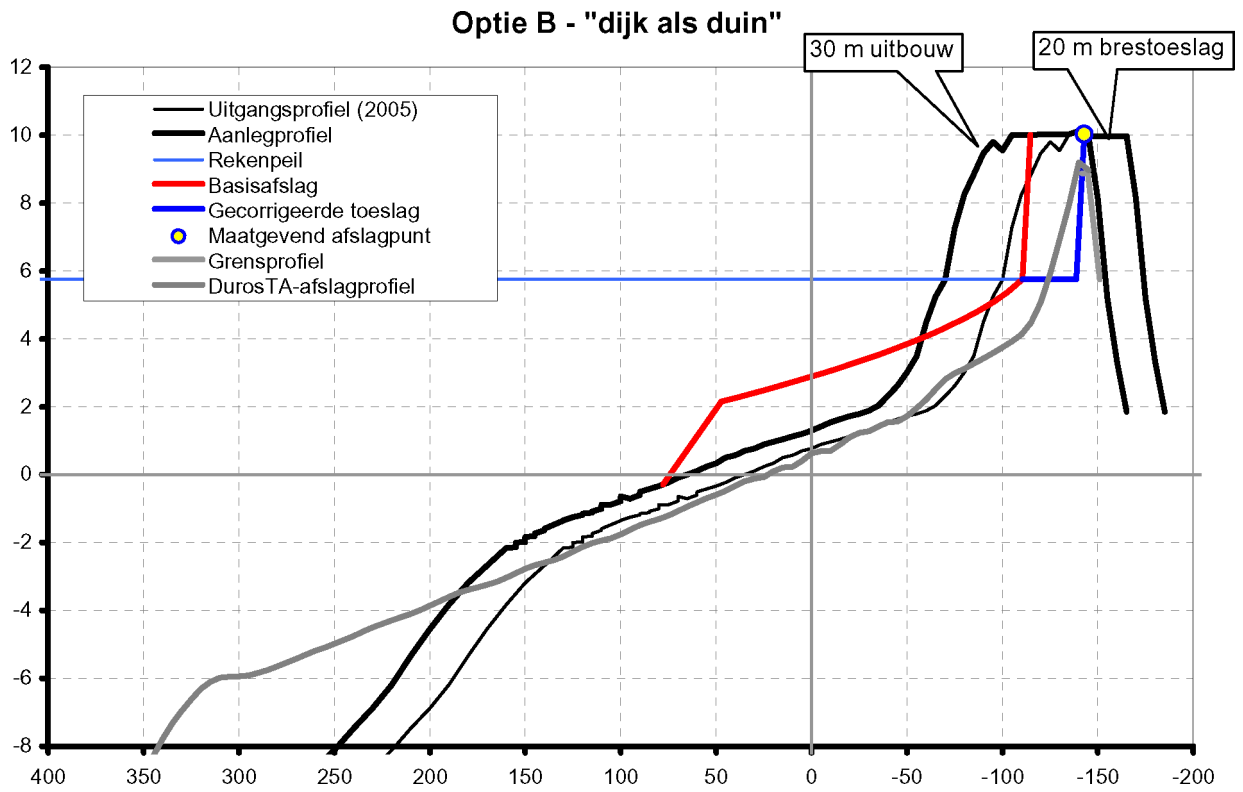
Vergelijking afslagprofielen voor verschillende uitbouwwaarden

km raai 10.07



Maximale golfaanval op dijk als functie van uitbouwwaarde
 Inclusief overgang niet belaste dijk

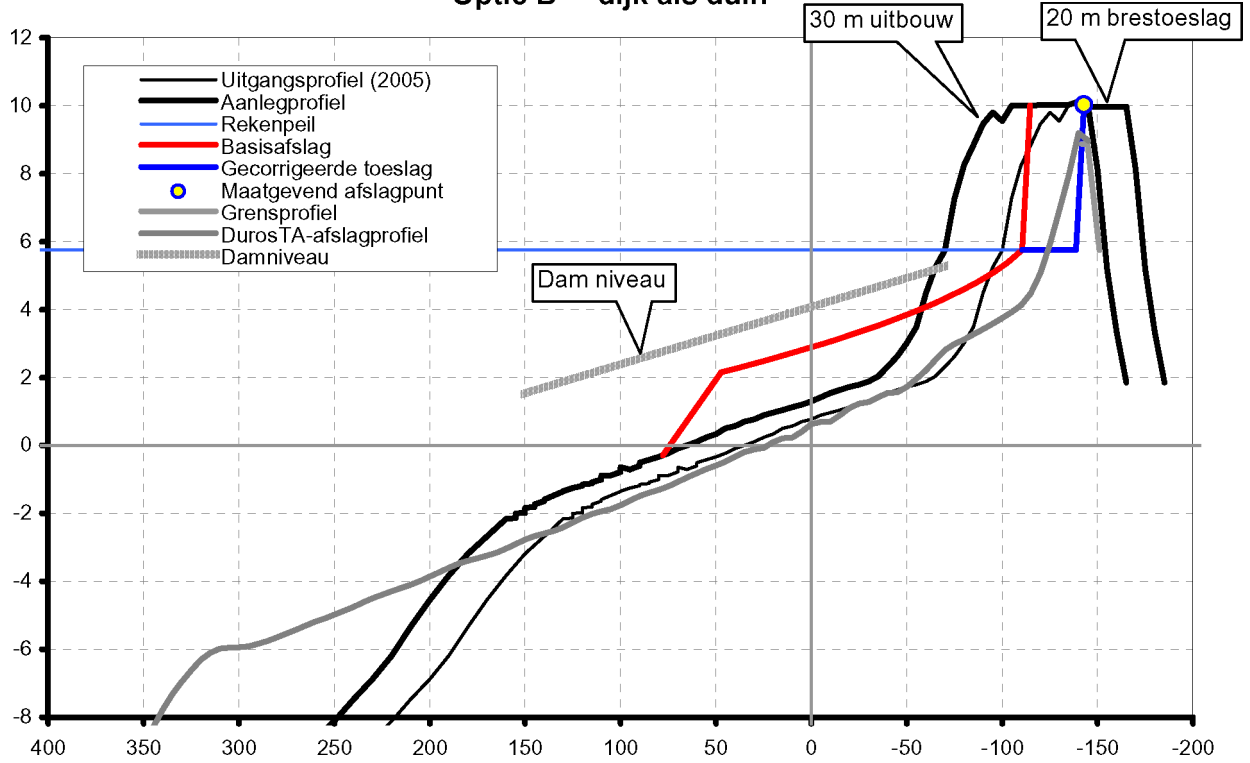
km raai 10.07



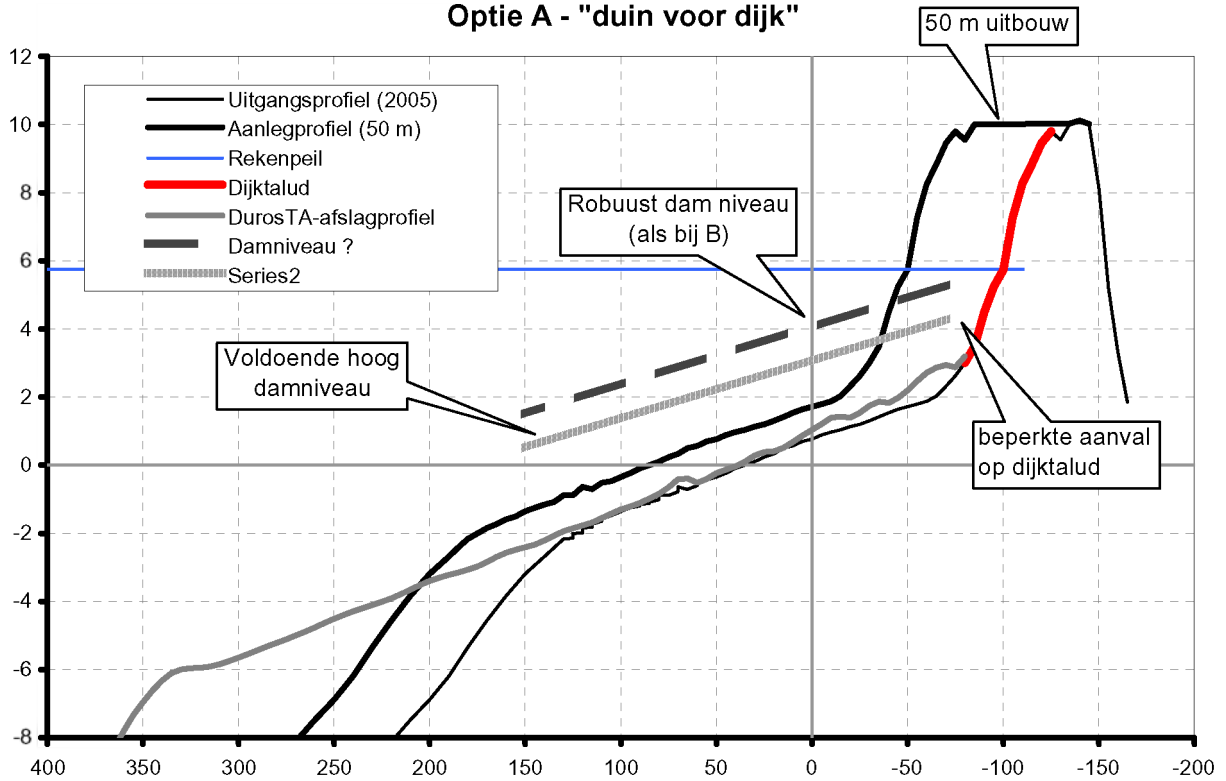
Vergelijking aanlegopties
 "Dijk als duin" versus "Duin voor dijk"

km raai 10.07

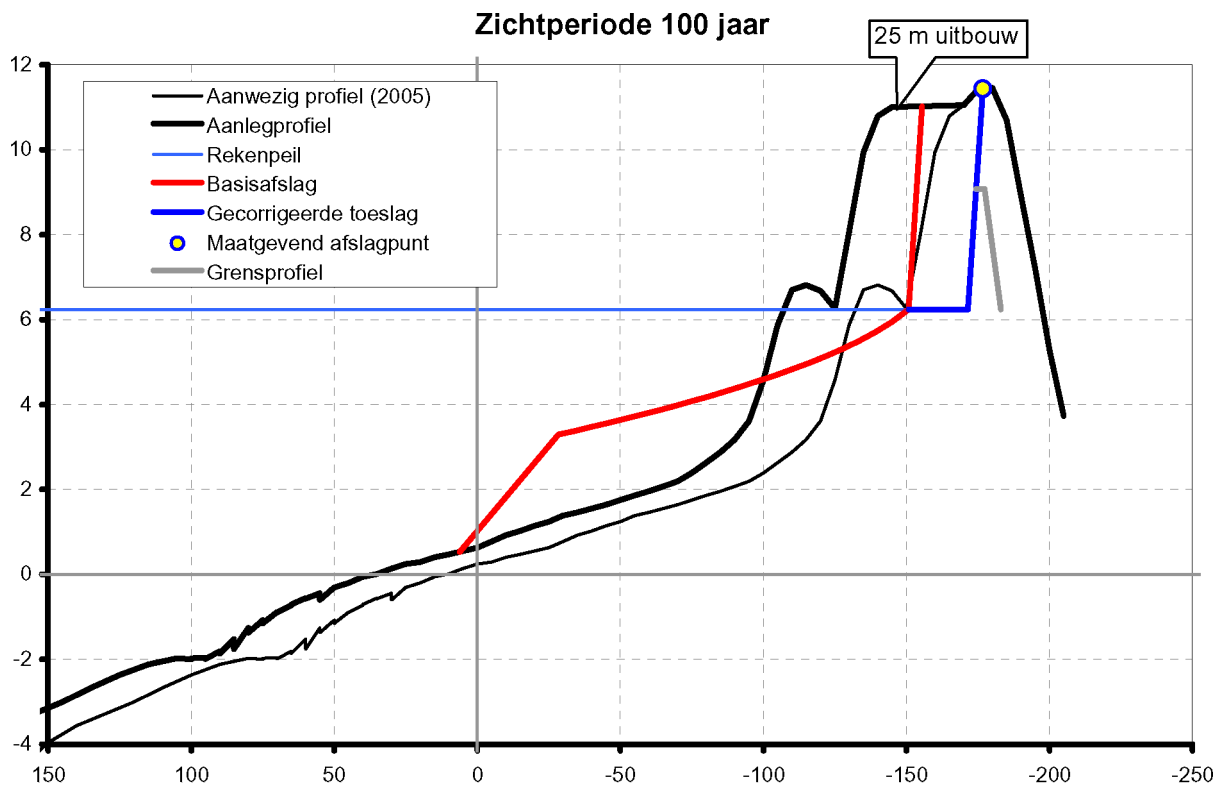
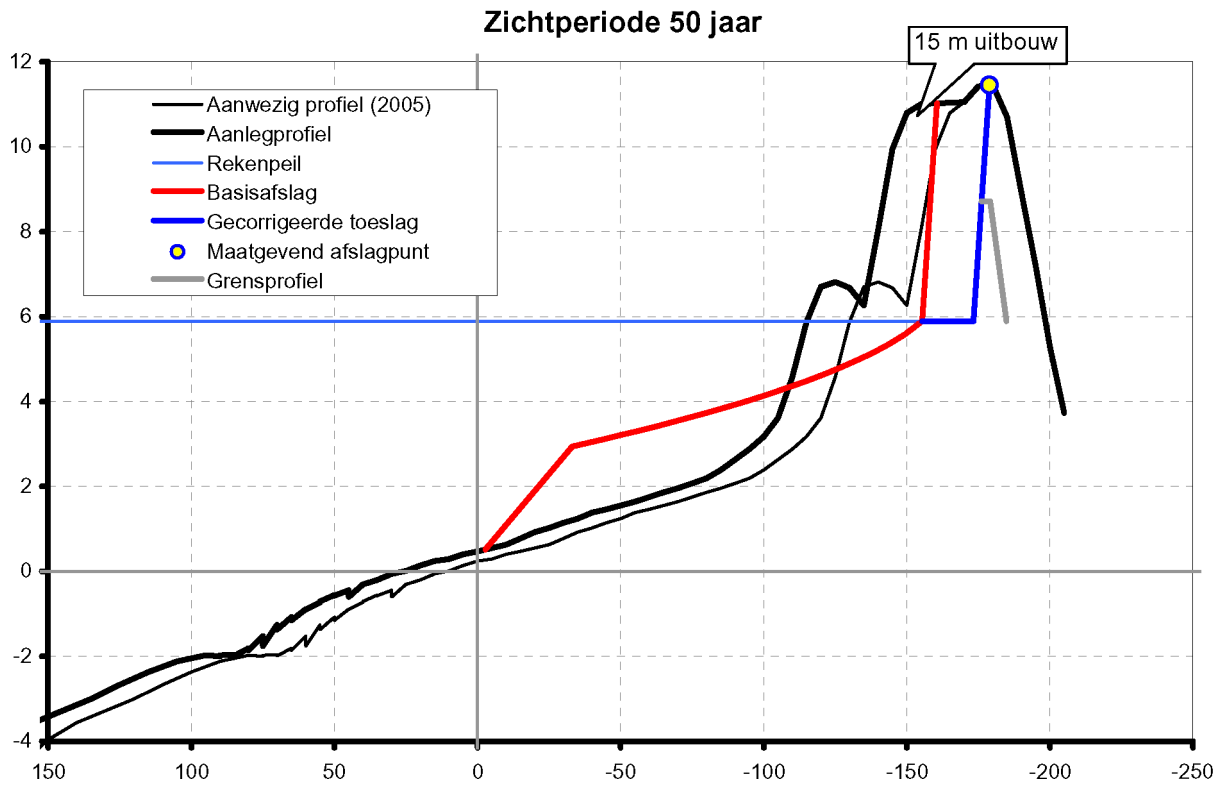
Optie B - "dijk als duin"



Optie A - "duin voor dijk"

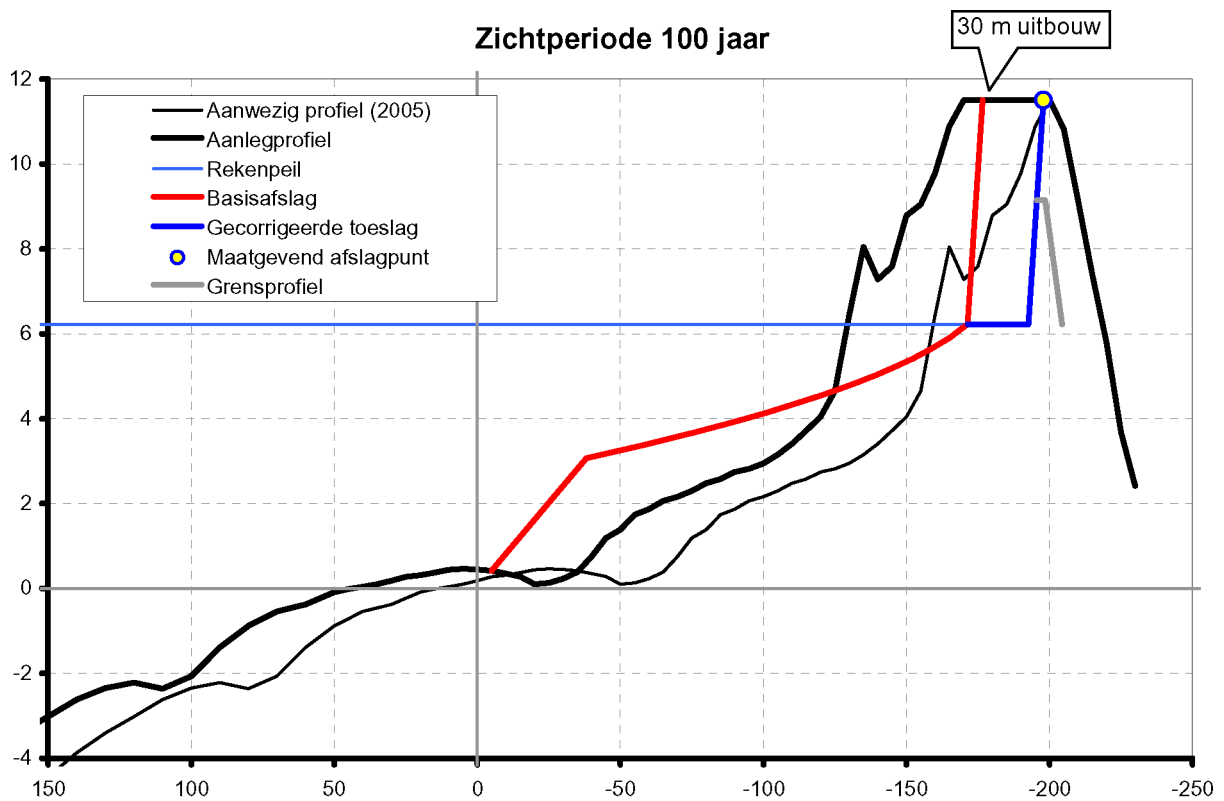
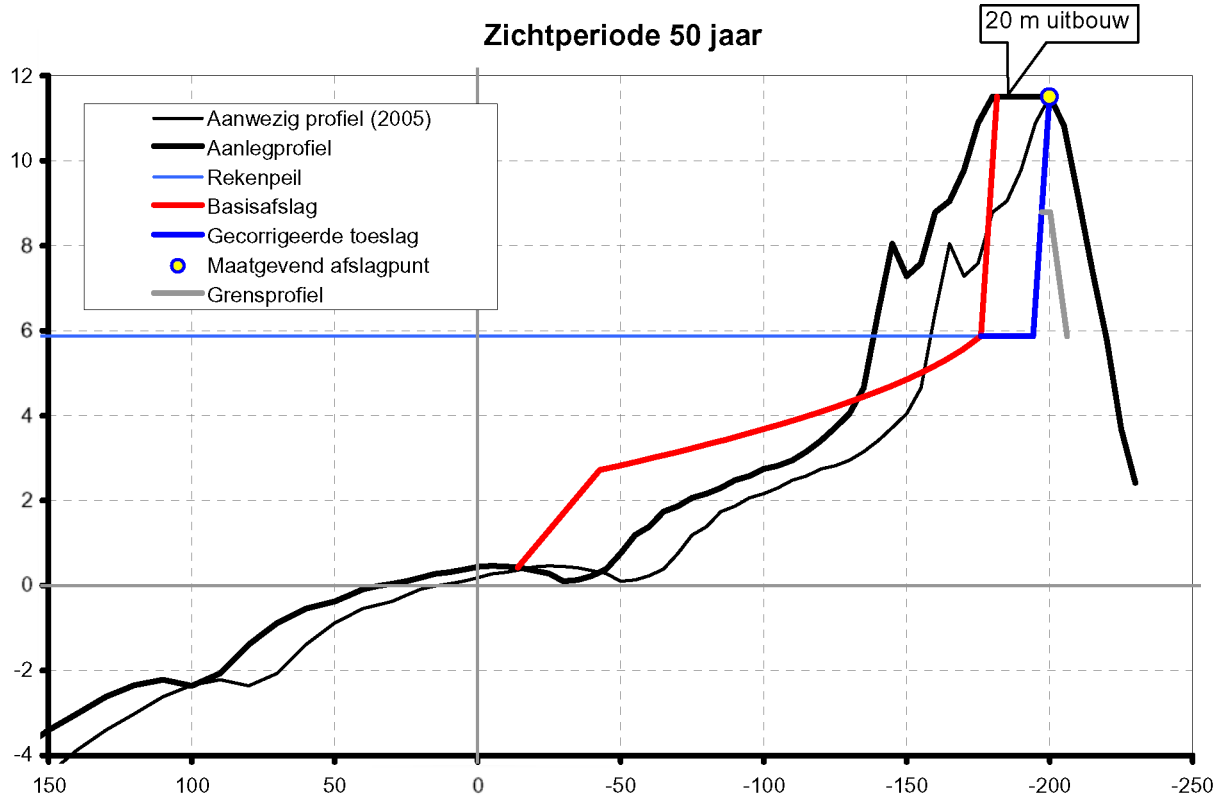


Benodigd damniveau per aanlegoptie



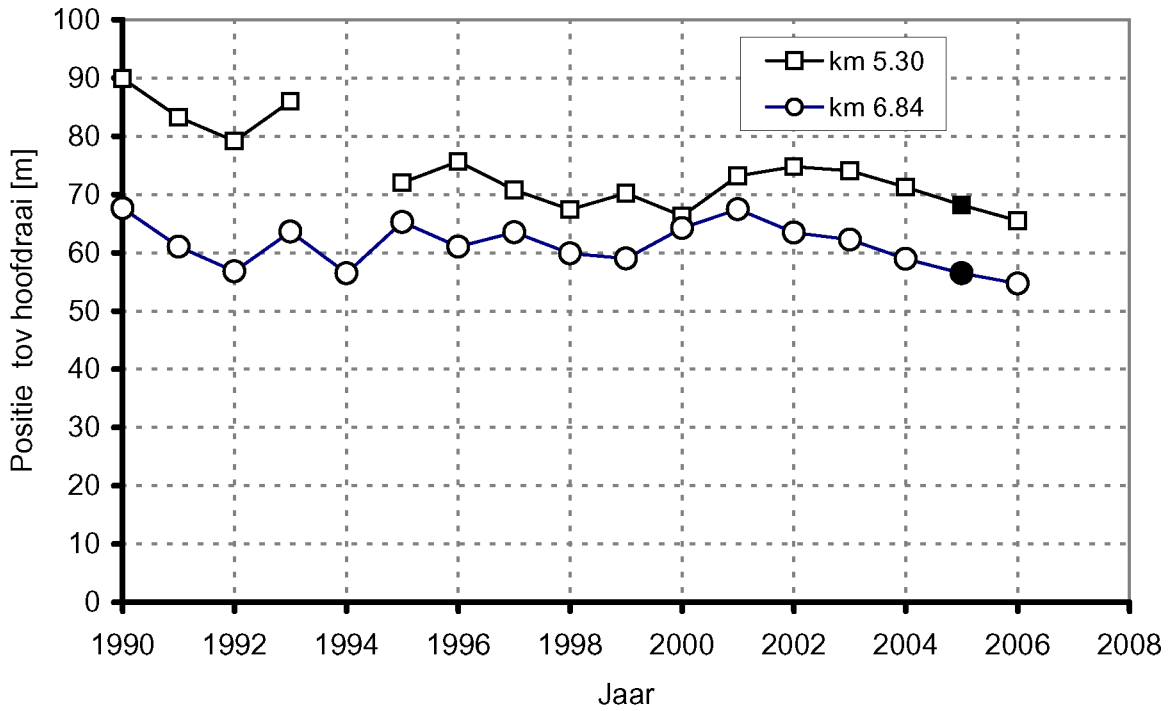
Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking
 Details situatie voor 50 en 100 jaar

Nr. 27	Profiel 2005
km raai 5.30	



Resultaat duinafslagberekeningen bij zeewaarste versterking
 Details situatie voor 50 en 100 jaar

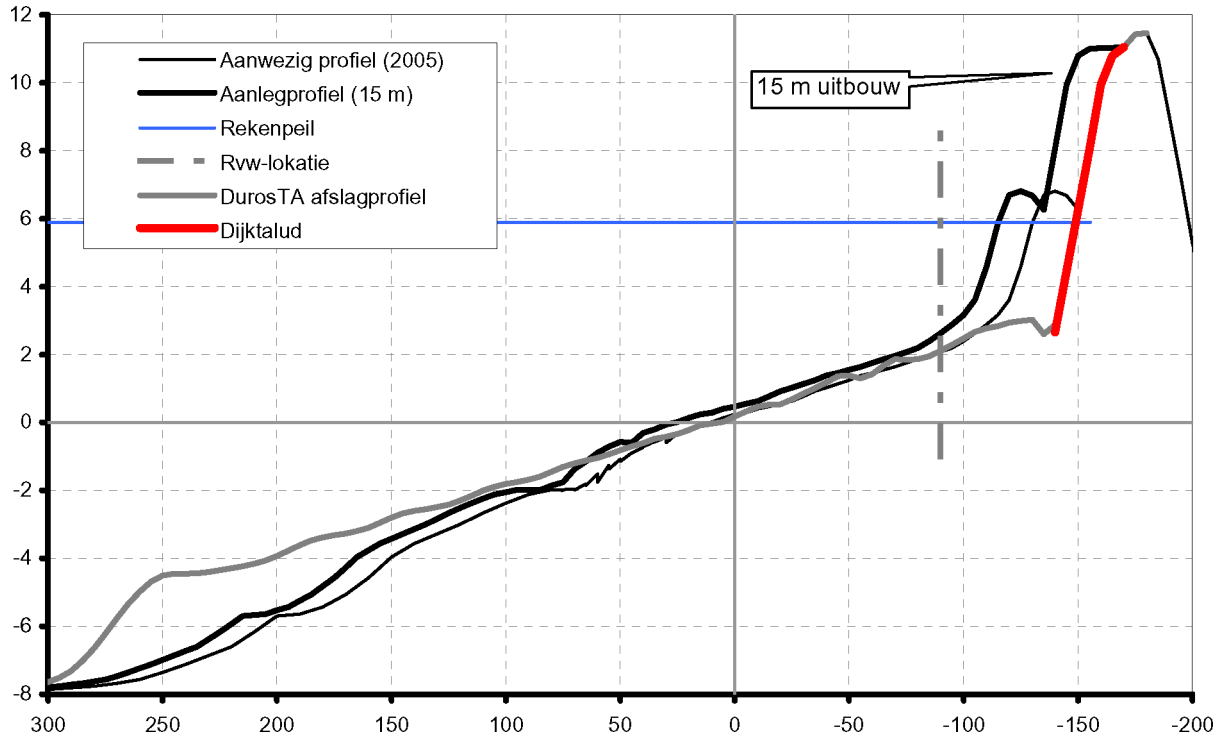
Nr. 34	Profiel 2005
km raai 6.84	



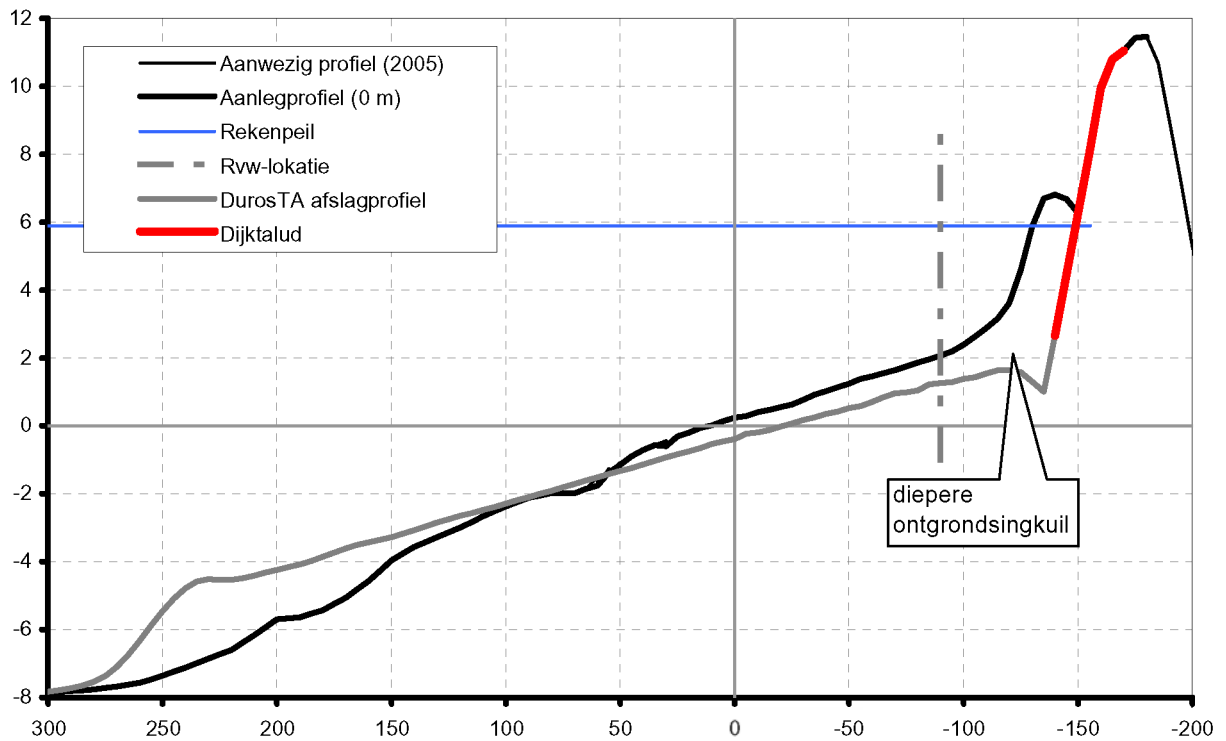
Ontwikkeling MKL als functie van de tijd met 2005 als relatief mager jaar voor beide locaties

Nr. 27/34

Resultaat afslagberekening bij stabiel dijktalud (met 15 m uitbouw)



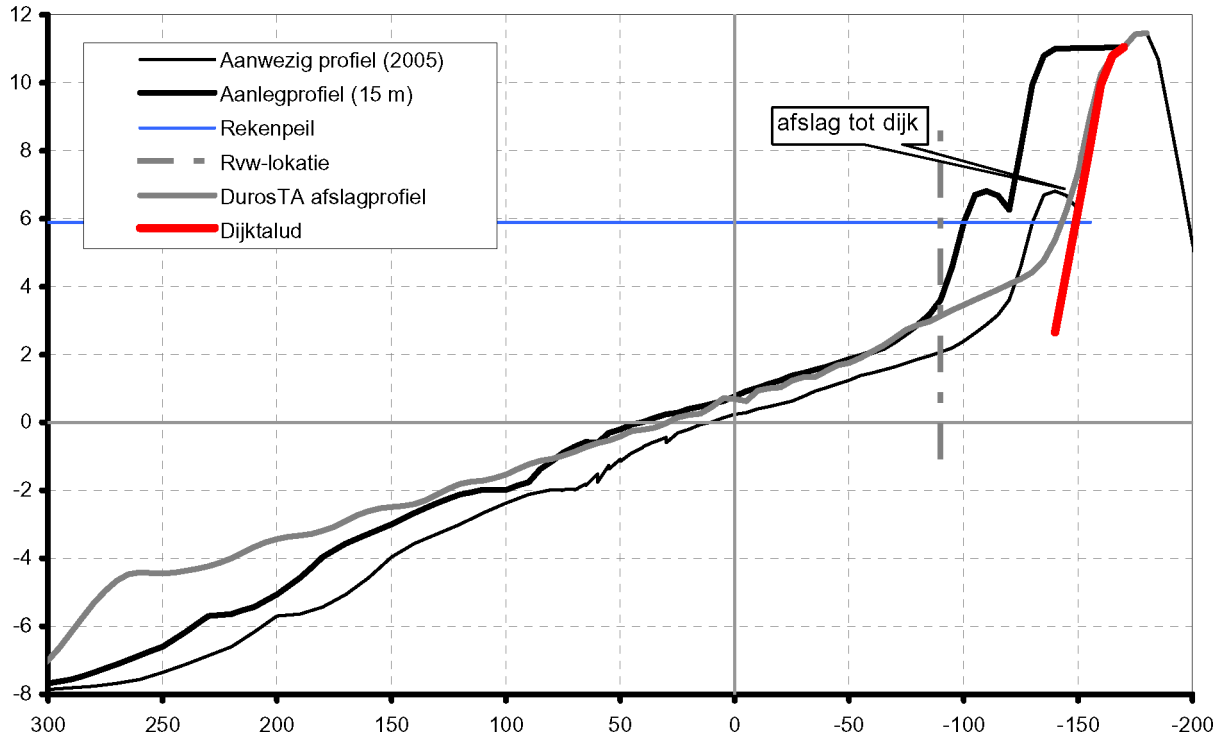
Resultaat afslagberekening bij stabiel dijktalud (zonder uitbouw)



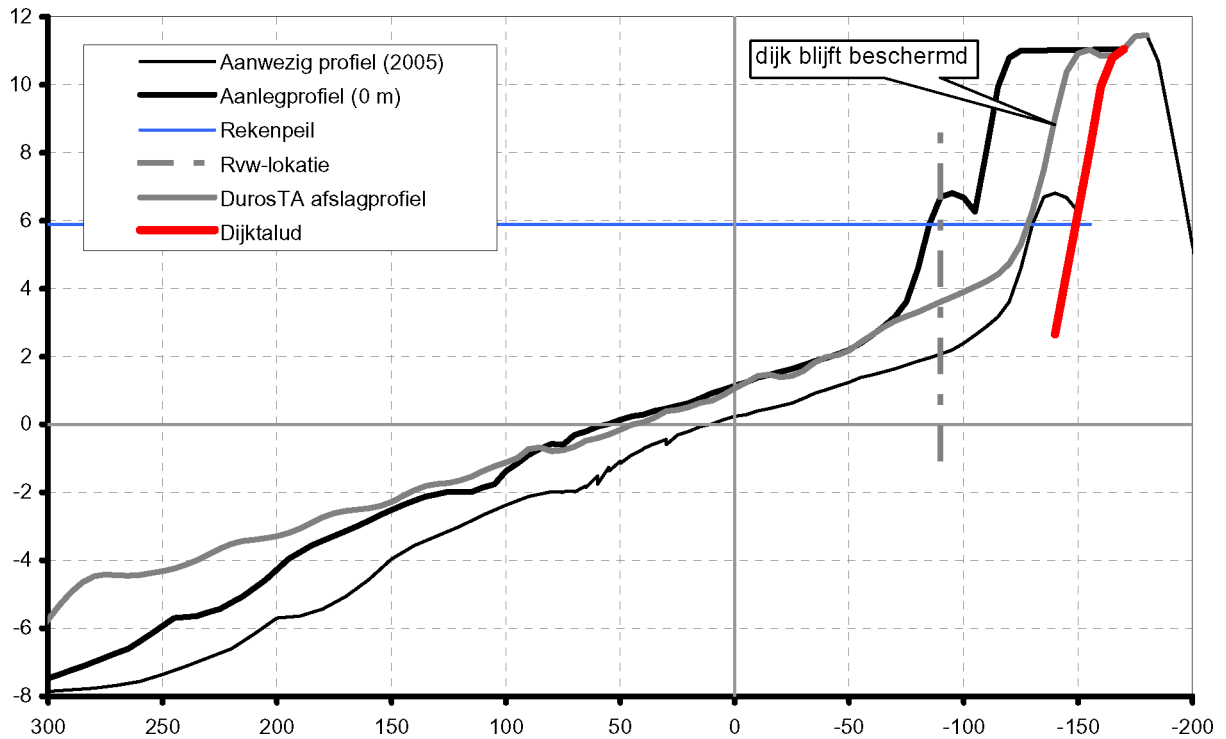
Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model voor verschillende uitbouwwaarden

Nr. 27	Profiel 2005
km raai 5.30	

Resultaat afslagberekening bij stabiel dijktafslag (met 30 m uitbouw)

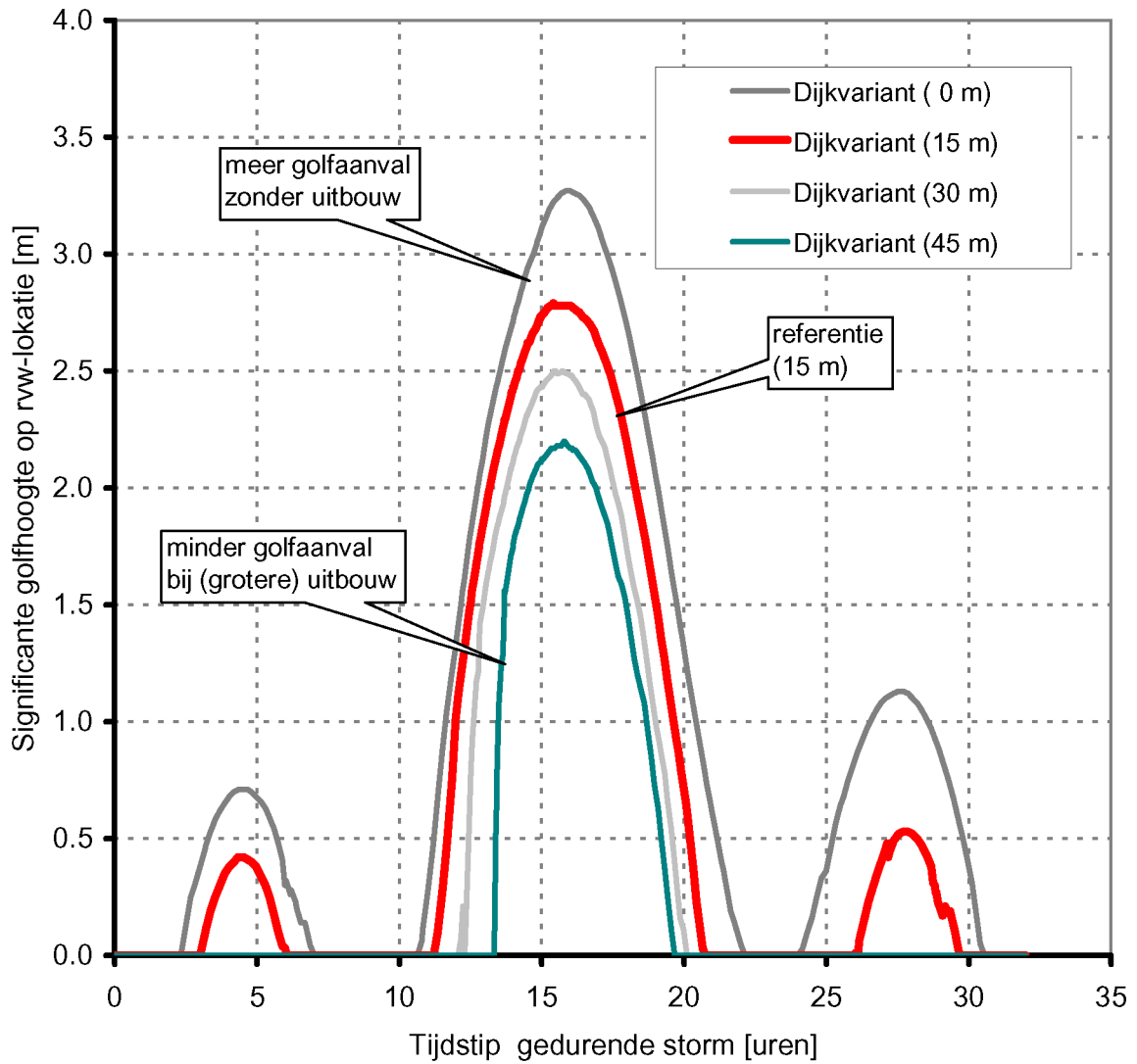


Resultaat afslagberekening bij stabiel dijktafslag (met 45 m uitbouw)



Resultaat duinafslagberekeningen met DurosTA-model voor verschillende uitbouwwaarden

Nr. 27	Profiel 2005
km raai 5.30	

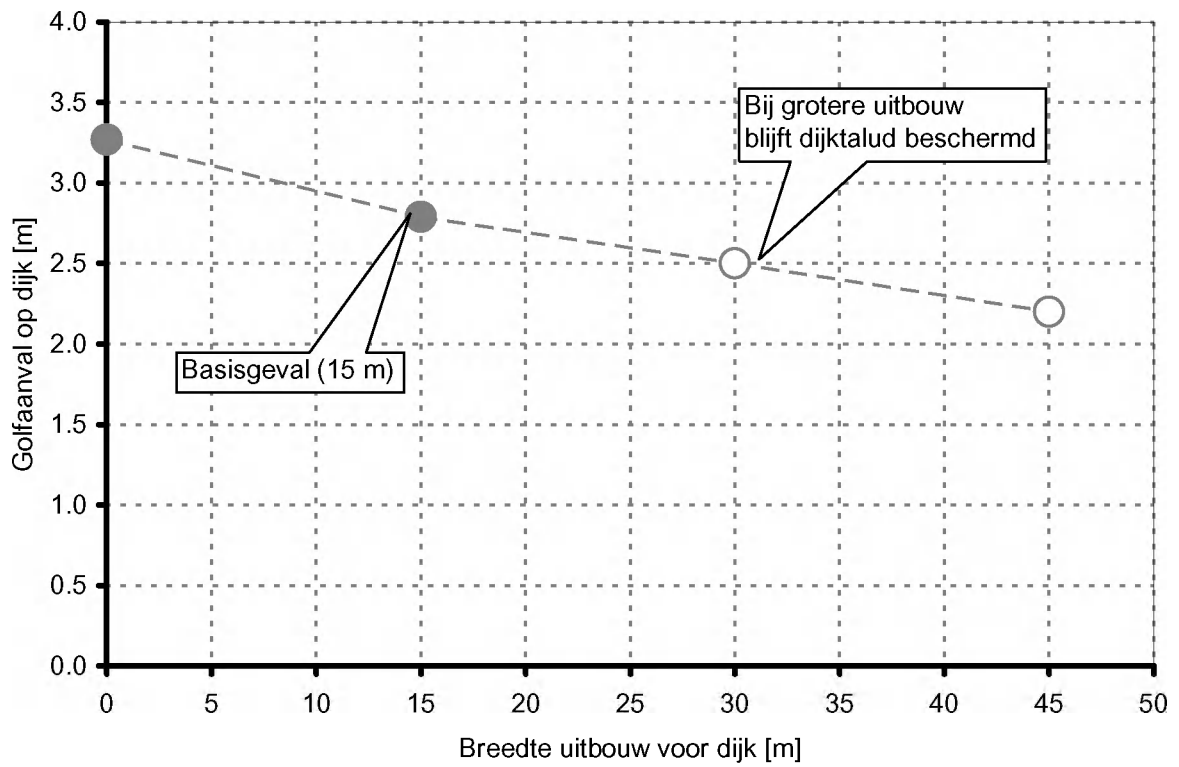


Verloop maatgevende golfhoogte voor verschillende uitbouwwaarden, variërend van geen (0 m) tot 45 m uitbouw

Nr. 27

Profiel 2005

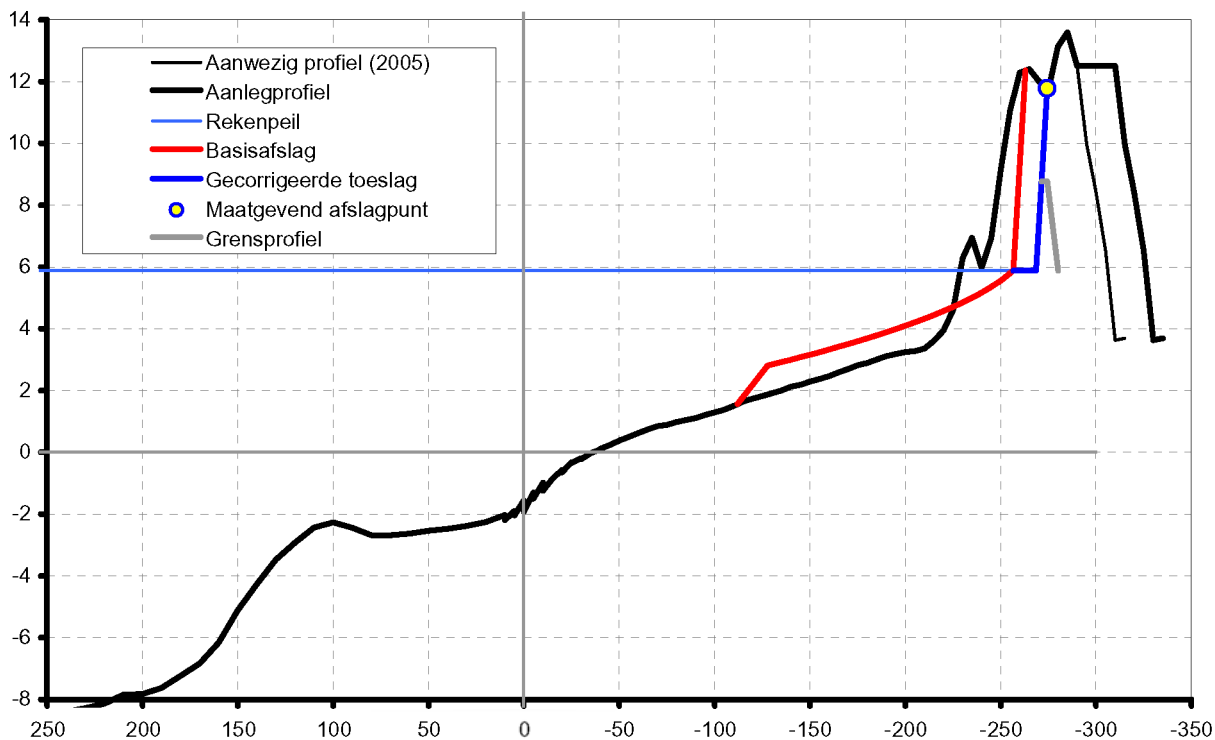
km raai 5.30



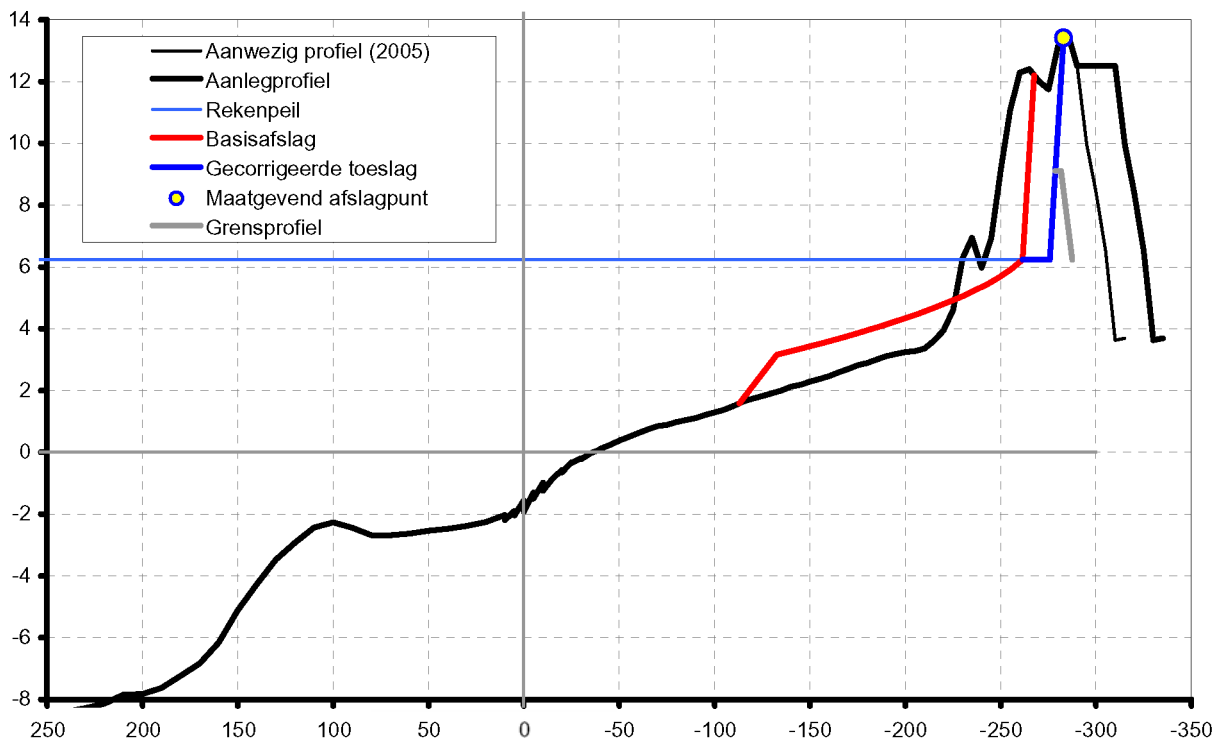
Maximale golfaanval op dijk als functie van uitbouwwaarde
 Inclusief overgang niet belaste dijk

Nr. 27	Profiel 2005
km raai 5.30	

Zichtperiode 50 jaar



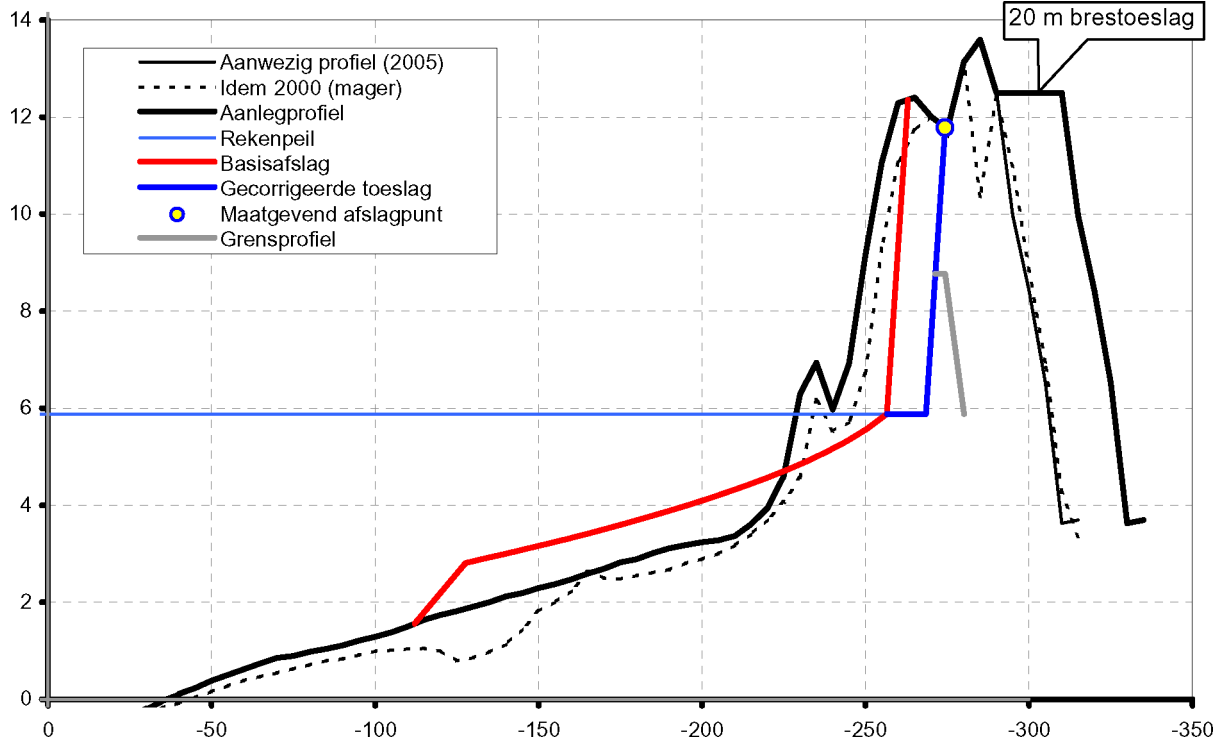
Zichtperiode 100 jaar



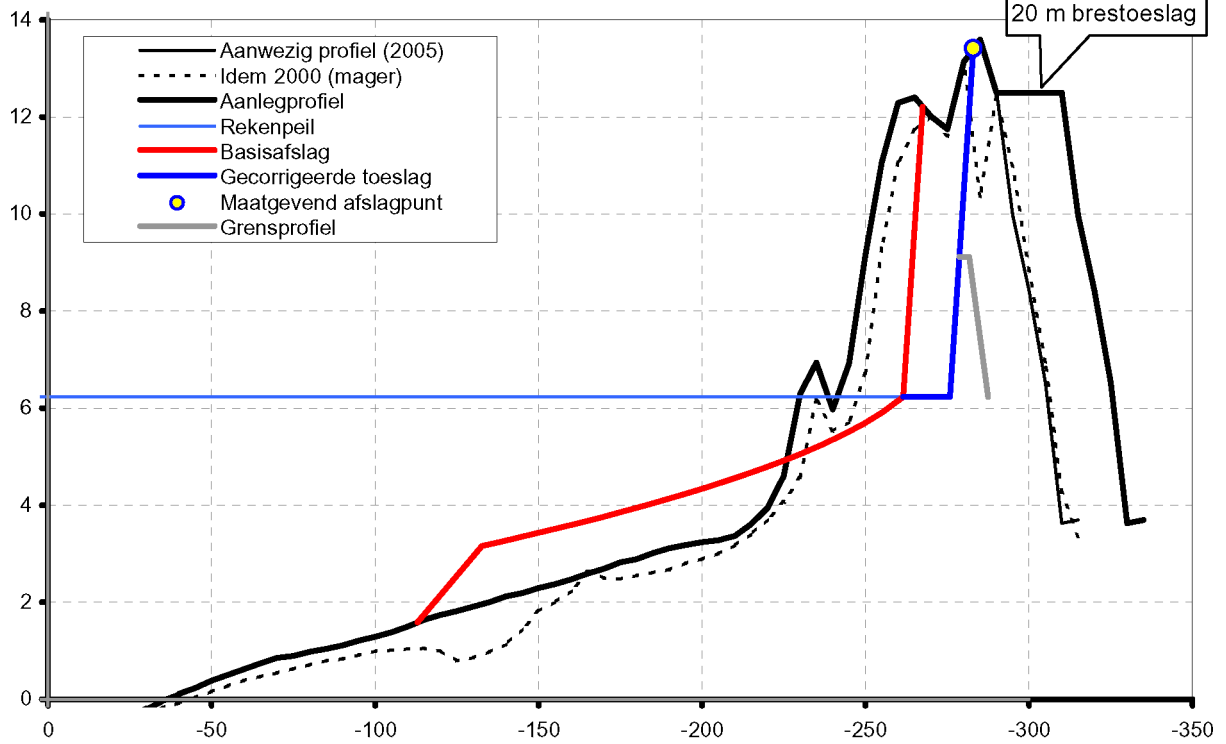
Resultaat duinafslagberekeningen robuuste dijk als duin
 Overzicht situatie voor 50 en 100 jaar
 Met 20 m extra brestoeslag aan achterzijde

Nr. 31	Profiel 2005
km raai 6.19	

Zichtperiode 50 jaar



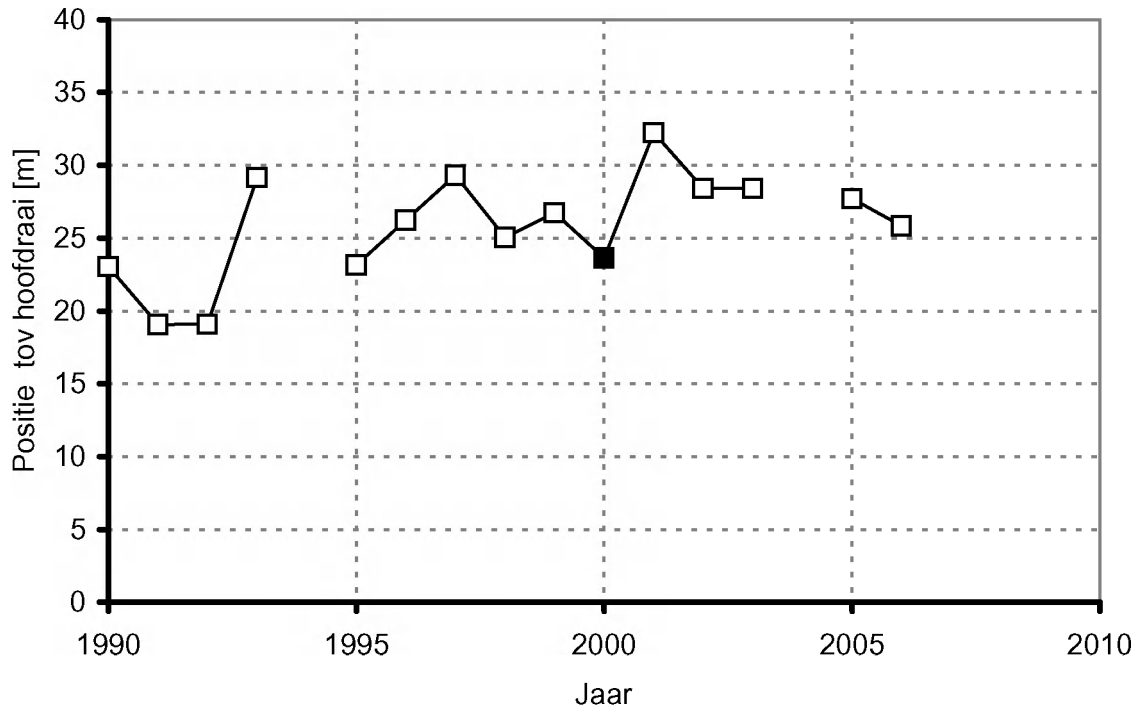
Zichtperiode 100 jaar



Resultaat duinafslagberekeningen robuuste dijk als duin
 Details situatie voor 50 en 100 jaar
 Met 20 m extra brestoeslag aan achterzijde

Nr. 31 Profiel 2005

km raai 6.19



Ontwikkeling MKL als functie van de tijd
 Met 2000 als mager jaar

Nr. 31

km raai 6.19