

LTV-O&M thema Veiligheid deelproject 2

Vergelijking Nederlandse en Vlaamse (maatgevende)
waterstandsverlopen en modelleringswijzen voor de
bepaling van overstromingskarakteristieken bij een
doorbraak langs het Schelde-estuarium

Titel

LTV-O&M thema Veiligheid, deelproject 2

Opdrachtgever

Deltares (TO)

Project

1200251-000

Kenmerk

1200251-000-ZKS-0004

Pagina's

93

Trefwoorden

Veiligheid, overstroming, randvoorwaarden, maatgevende waterstanden, modellen, Schelde, estuarium, software

Samenvatting

In Nederland en Vlaanderen worden verschillende modellen (softwarepakketten) gebruikt om de gevolgen van mogelijke overstromingen te analyseren. Deze softwarepakketten bieden bovendien de mogelijkheid om te kiezen voor verschillende typen modelschematisaties. Ook verschillen de manieren waarop de maatgevende waterstanden en waterstandsverlopen worden bepaald. In deze studie zijn de verschillen onderzocht. De belangrijkste conclusies zijn:

- Verschillen in berekende overstromingskenmerken als gevolg van softwarekeuze zijn relatief klein.
- Verschillen in schematisatiewijze kunnen leiden tot aanzienlijke verschillen in berekende waterdiepte.
- Nederland en Vlaanderen hebben verschillende maatgevende waterstanden. Het effect van de verschillen in maatgevende waterstand op de gesimuleerde overstromingskarakteristieken (waterdiepte, stroomsnelheid en overstroomd oppervlak) is beperkt.
- Nederland en Vlaanderen hanteren ook verschillende methoden om te komen tot een maatgevend waterstandsverloop. De verschillende waterstandsverlopen hebben een zeer uitgesproken effect op de gesimuleerde overstromingskarakteristieken.

Referenties

Subsidieregeling Stichting Deltares (HDJZ/WAT/2007-1657)

Thema: Water en Gebruik 2

Kavel: Regionale Diensten Zeeland

Projectnaam: LTV O&M Westerschelde

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
	25-09-2009	Nathalie Asselman, Leen Coen, Patrik Peeters, Deepak Vatvani, Govert Verhoeven	NA	C. Kuijper		T. Schilperoort	

Status

definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
1.1	Achtergrond LTV-O&M	1
1.2	Probleemschets	1
1.3	Vraag- en doelstelling	2
1.4	Aanpak op hoofdlijnen	2
1.5	Organisatie	3
2	Maatgevende waterstandsverlopen	5
2.1	Inleiding	5
2.2	Maatgevende waterstanden	5
2.3	Toelichting T4000-waterstandsverlopen in Nederland	6
2.3.1	Inleiding	6
2.3.2	'Standaard methode'	7
2.3.3	Variaties op de standaard methode	8
2.3.4	Opschalen van opgetreden hoogwaters	9
2.4	Toelichting waterstandsverlopen in Vlaanderen	10
2.4.1	Historisch overzicht in Vlaanderen gehanteerde getijkrommes	10
2.4.2	Opmaak van de afwaartse composietrandvoorwaarden voor Vlissingen	13
2.4.3	Mogelijke Vlaamse tijkrommes Vlissingen	14
2.5	Conclusies	15
3	Modelinstrumentarium	17
3.1	Inleiding	17
3.2	Toelichting van beschikbare modelschematisatiewijzen in volgorde van toenemende complexiteit	17
4	Analyse softwareonzekerheid	19
4.1	Inleiding	19
4.2	2D-schematisatie van Zuid-Beveland: Vergelijking SOBEK 1D2D & Delft 3D	19
4.2.1	Inleiding	19
4.2.2	Vergelijking inundatieoppervlak	19
4.2.3	Vergelijking waterstanden bij meetpunten	21
4.2.4	Conclusies	24
4.3	1D2D-schematisatie van Zuid-Beveland: Vergelijking SOBEK 1D2D & Mike Flood	24
4.3.1	Inleiding	24
4.3.2	Vergelijking inundatieoppervlak	25
4.3.3	Vergelijking waterstanden	25
4.3.4	Conclusies	27
4.4	Bakkenmodel van Zuid-Beveland: SOBEK CF & Mike 11	27
4.4.1	Inleiding	27
4.4.2	Ervaringen bij schematisatie in verschillende modelsoftware	27
4.5	Conclusies en aanbevelingen	28
5	Analyse schematisatieonzekerheid	29
5.1	Inleiding	29
5.2	Vergelijking verschillende schematisaties van de dijkkring Zuid-Beveland oost	29
5.2.1	Vergelijking bakkenmodel en 1D2D-schematisatie Zuid-Beveland (SOBEK)	29

5.2.2	Vergelijking bakkenmodel en Quasi 2D-schematisatie Zuid-Beveland (MIKE)	37
5.2.3	Vergelijking Quasi 2D- en 1D2D-schematisatie Zuid-Beveland (MIKE)	39
5.3	Vergelijking schematisatie gebiedsmodel al dan niet gekoppeld aan riviermodel	41
5.3.1	Vergelijking Zuid-Beveland model (SOBEK 1D2D/Delft3D) al dan niet gekoppeld aan Westerschelde model in Delft 3D	41
5.3.2	Vergelijking Zuid-Beveland model al dan niet gekoppeld aan Sigmamodel in MIKE 11	57
5.4	Conclusies en aanbevelingen	59
6	Analyse randvoorwaardenonzekerheid	61
6.1	Inleiding	61
6.2	Gevoeligheidsanalyse Nederlandse waterstandsverlopen	61
6.2.1	T4000 volgens standaard methode	61
6.2.2	Varianten op de standaard methode	61
6.2.3	Conclusies	68
6.3	Gevoeligheidsanalyse Vlaamse waterstandsverlopen	68
6.3.1	T4000 volgens composietmethode	68
6.3.2	T4000 obv. 1976 (drietrapsgetij)	69
6.3.3	Varianten adhv. set van synthetische stormen	71
6.4	Gevoeligheidsanalyse Vlaamse composietrandvoorwaarde versus Nederlandse 'standaard'-randvoorwaarde	79
6.5	Conclusies en aanbevelingen	81
7	Conclusies en aanbevelingen	83
7.1	Conclusies	83
7.2	Aanbevelingen	85
8	Referenties	87

1 Inleiding

1.1 Achtergrond LTV-O&M

In de Lange Termijn Visie voor het Schelde estuarium (LTV) is een streefbeeld voor 2030 vastgelegd dat wordt gedragen door de Nederlandse en Vlaamse overheid. Dat streefbeeld heeft drie pijlers: Veiligheid, Toegankelijkheid en Natuurlijkheid.

In de afgelopen jaren heeft de Vlaams-Nederlandse Projectdirectie Ontwikkelingsschets Schelde Estuarium (ProSes) concrete plannen ontwikkeld voor de periode tot 2010 onder andere in het Sigmaplan. Deze plannen zijn de eerste stappen op weg naar het streefbeeld van 2030. In 2005 is deze Ontwikkelingsschets door beide regeringen ondertekend en ook voorgelegd aan de beide parlementen. Inmiddels is gestart met de voorbereiding van de uitvoering- en planfase van de projecten. Hiervoor is een nieuwe projectdirectie ingesteld: Projectdirectie uitvoering Ontwikkelingsschets Schelde-estuarium (ProSes2010).

Parallel aan en in samenwerking met de studie op het niveau van de Ontwikkelingsschets 2010 werden het plan-MER en MKBA (Maatschappelijke Kosten Baten Analyse) van het Sigmaplan uitgevoerd. Dit heeft toegelaten om in een vroeg stadium uitspraak te doen over de vorm die een geoptimaliseerd Sigmaplan (met als doelstelling veiligheid tegen overstromingen) moet aannemen. De Ontwikkelingsschets 2010 doet echter niet enkel uitspraken over het Sigmaplan (kader van de realisatie van de veiligheidsprojecten op Vlaams grondgebied), maar ook over de wijze waarop de pijler “natuurlijkheid” van de Lange Termijnvisie (LTV) voor het Schelde-estuarium vorm dient te krijgen. Zo werd de doelstelling van dit plan uitgebreid van enkel veiligheid (met natuurlijkheid als bijkomende doelstelling) tot twee nevenstaande doelstellingen, veiligheid én natuurlijkheid.

Naast de ontwikkeling van plannen is in het kader van de Lange Termijn Visie de afgelopen jaren veel onderzoek gedaan om meer kennis te genereren over het Schelde-estuarium. Deze kennis is erop gericht om de beleidsvragen rondom de ontwikkeling van het Schelde-estuarium te beantwoorden voor de eerder genoemde drie pijlers. Uit een evaluatie in 2005 is gebleken dat de kennisontwikkeling niet altijd optimaal aansluit bij de beleidsvragen. Het behoeft geen betoog dat een goede aansluiting cruciaal is voor het nemen van de juiste beslissingen. Daarnaast is het van belang dat de kennisontwikkeling ook nauw aansluit bij de kennisleemten die naar voren komen vanuit ProSes2010. Tevens is geconstateerd dat nog weinig aandacht is besteed aan het thema Veiligheid.

1.2 Probleemschets

Hogere waterstanden en zwaardere golfbelasting op de dijken en duinen en de steeds grotere gevolgen van een dijkdoorbraak vragen om een proactief beleid om de bescherming tegen overstromingen op peil te houden. Het Nederlandse kabinetsstandpunt “Anders omgaan met water” over het waterbeleid in de 21ste eeuw gaat uit van het anticiperen op de toename (o.a. door zeespiegelstijging) van de kans op en gevolgen van een overstroming. Ook in Vlaanderen werd het waterbeheer van vandaag en morgen vastgelegd in het Decreet Integraal Waterbeleid en de instandhoudingsdoelstellingen (IHD's). Binnen de Europese Hoogwater richtlijnen wordt eveneens aandacht besteed aan het anticiperen op de toenemende kans op overstromingen. Daarom is het van belang de kans op een overstroming en de gevolgen van een overstroming zo goed mogelijk in beeld te hebben.

De overstromingskans bestaat enerzijds uit de manier hoe de maatgevende belasting ten gevolge van golven en rivierafvoer wordt vastgesteld bij een bepaalde frequentie en anderzijds uit de faalmechanismen van de waterkering die in beschouwing worden genomen. Bij faalmechanismen moet onder andere gedacht worden aan overloop/golfoverslag, opbarsten en piping, erosie, afschuiving of het eenvoudigweg niet afsluiten van een constructie.

Bij grensoverschrijdende wateren of in grensgebieden, zoals het Schelde-estuarium, is het belangrijk dat er geen misverstanden ontstaan over de berekeningswijze en interpretatie van veiligheidsniveaus. Op dit moment zijn de methodes om de overstromingskans te bepalen van een bepaald gebied in Vlaanderen en Nederland niet geheel gelijk. Faalkansen van kunstwerken worden op uiteenlopende wijze meegenomen. Beide methodes gaan uit van verschillende hoogwatersituaties bij specifieke terugkeerperiodes, waarbij overstroming plaatsvindt. De wijze waarop de overstromingskans en de bijbehorende hydraulische belasting wordt bepaald is in 2007 onderwerp van studie geweest (zie Asselman et al., 2007). De wijze waarop de maatgevende maximum waterstand wordt vertaald in een waterstandsverloop is daarbij onderbelicht gebleven. Dit dient daarom nader te worden onderzocht.

Bekend is dat op dit moment verschillende typen modellen gebruikt worden in het Schelde-estuarium om de fysische gevolgen van een overstroming, zoals waterstanden en stroomsnelheden, te bepalen. Vanuit het oogpunt van een gemeenschappelijke aanpak is het nodig dat deze modellen met elkaar worden vergeleken. Ook is het belangrijk dat inzicht wordt verkregen in de kwaliteit en bruikbaarheid van de modellen. In 2007 heeft reeds een eerste inventarisatie en vergelijking plaatsgevonden (Asselman et al., 2007).

1.3 Vraag- en doelstelling

Het doel van dit onderzoek is om inzicht te krijgen in de verschillen, overeenkomsten en bruikbaarheid van de beschikbare Vlaamse en Nederlandse methoden voor het bepalen van maatgevend hoogwater en de fysieke gevolgen van overstromingen.

Bovenstaande doelstelling leidt tot de volgende onderzoeksvragen:

Wat zijn de Vlaamse en Nederlandse methoden voor de bepaling van het maatgevende waterstandsverloop in het estuarium?

- Wat is het effect van eventuele verschillen hierin op de berekende overstromingskenmerken (diepte en overstroomd oppervlak)?
- Welke modellen en gebiedsschematisaties zijn op dit moment beschikbaar om de gevolgen van overstromingen in kaart te brengen in het Schelde-estuarium?
- Wat is de kwaliteit en bruikbaarheid van de verschillende modelleringswijzen om fysische gevolgen van overstromingen in kaart te brengen?

1.4 Aanpak op hoofdlijnen

Allereerst is nagegaan welke methoden toegepast worden in Nederland en Vlaanderen om maatgevende waterstanden te vertalen naar een waterstandsverloop in de tijd (Hoofdstuk 2). Onderzocht is hoe de verschillende methoden van invloed zijn op de berekende gevolgen van een overstroming (waterdiepte, overstroomd oppervlak).

Daarnaast is een aantal aanvullende overstromingsmodellen ontwikkeld voor de dijkkring Zuid-Beveland oost. De modelresultaten zijn met elkaar vergeleken (Hoofdstuk 4 t/m 6).

1.5 Organisatie

De opdrachtgever van dit project is RWS, Waterdienst. De uitvoering van het deelproject heeft plaatsgevonden onder verantwoordelijkheid van Deltares. Het Waterbouwkundig Laboratorium uit Antwerpen heeft het projectteam (als onderaannemer) versterkt door haar kennis rondom Veiligheid in vooral het Vlaamse gebied van het Schelde-estuarium in te brengen in de uitvoering van het project.

De werkzaamheden zoals beschreven in dit rapport zijn uitgevoerd door Govert Verhoeven, Deepak Vatvani en Nathalie Asselman vanuit Deltares. De projectleiding was in handen van Claire Jeuken. Vanuit WL Borgerhout zijn de werkzaamheden uitgevoerd door Leen Coen en Patrik Peeters.

2 Maatgevende waterstandsverlopen

2.1 Inleiding

De wijze waarop maatgevende waterstanden in Vlaanderen en Nederland worden bepaald is uitgebreid beschreven in de rapportage van 2007 (Asselman et al., 2007).

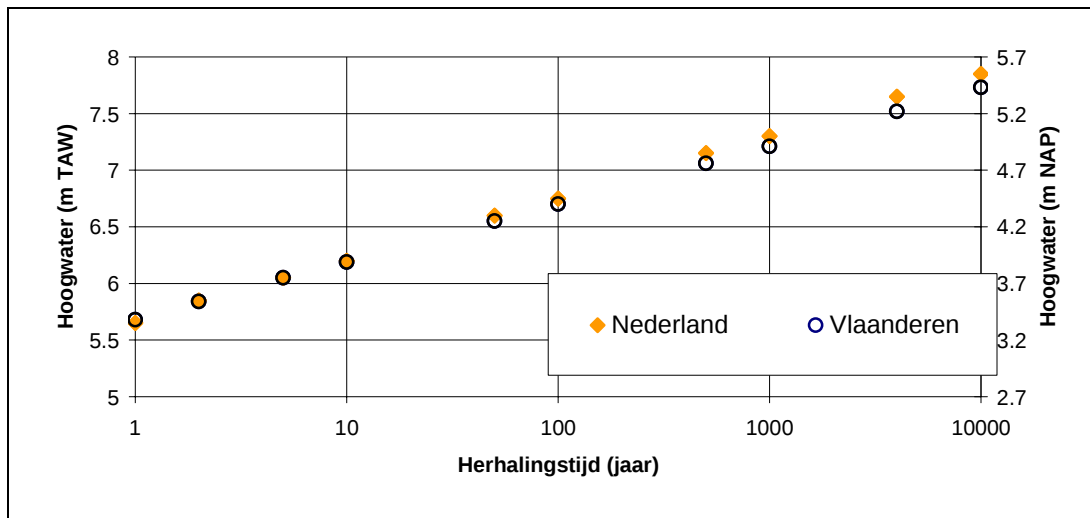
De wijze waarop in beide landen de vertaling wordt gemaakt van een maximum waterstand naar een waterstandsverloop is in 2007 onderbelicht gebleven. Dit wordt in dit hoofdstuk verder uitgewerkt.

2.2 Maatgevende waterstanden

Vlaanderen en Nederland beschikken elk over eigen frequentie-analyses voor de hoogwaterstanden langsheen de Schelde. Onderstaande tabel en figuur tonen de resulterende Nederlandse en Vlaamse hoogwaterkwantielen te Vlissingen.

Tabel 2.1 Nederlandse en Vlaamse overschrijdingsfrequenties voor waterstanden te Vlissingen

Herhalingstijd	Hydraulische randvoorwaarden & waternormalen website RWS		Actualisatie Sigmaplan anno 2000		Verschil (m)
	m TAW	m NAP	m TAW	m NAP	
1	5.65	3.30	5.68	3.33	+0.03
2	5.85	3.50	5.84	3.49	-0.01
5	6.05	3.70	6.05	3.70	0
10	6.20	3.85	6.19	3.84	-0.01
50	6.60	4.25	6.55	4.20	-0.05
100	6.75	4.40	6.70	4.35	-0.05
500	7.15	4.80	7.06	4.71	-0.09
1000	7.30	4.95	7.21	4.86	-0.09
4000	7.65	5.30	7.52	5.17	-0.13
10000	7.85	5.50	7.73	5.38	-0.12
Gebruikte gegevens	metingen v.a. 1881		"Trendvrije" HW-reeks 1971-1999		



Figuur 2.1 Nederlandse en Vlaamse overschrijdingsfrequenties voor waterstanden te Vlissingen

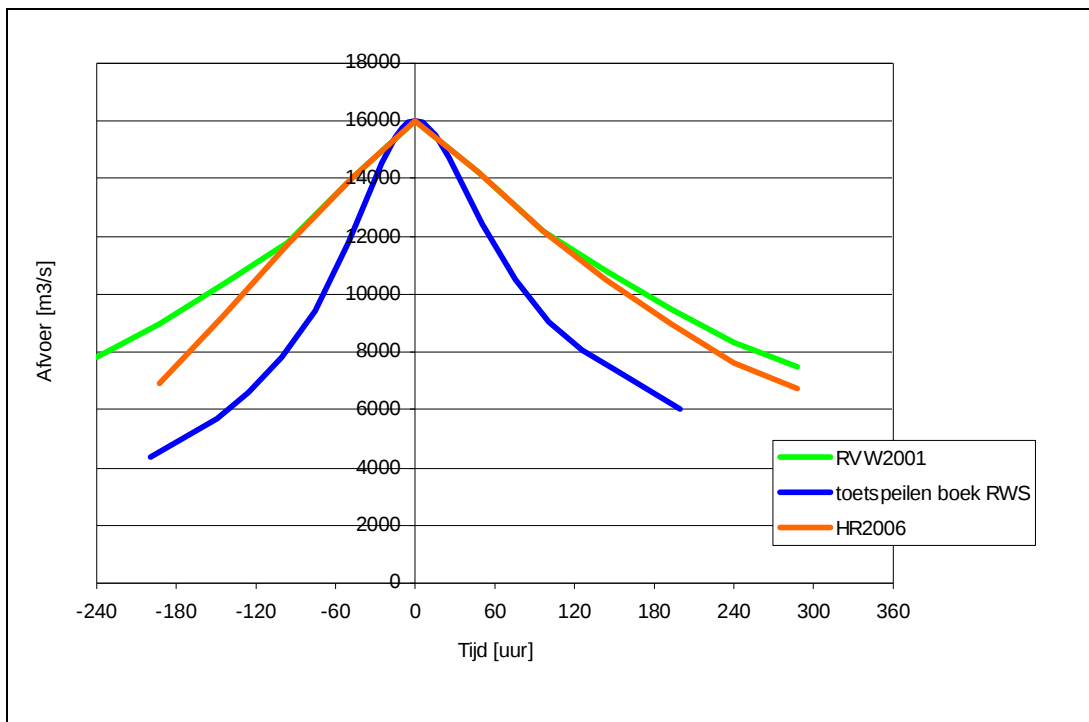
De resultaten tonen aan dat de overschrijdingsfrequenties die in Nederland zijn vastgesteld afwijken van de Vlaamse. Bij de grote herhalingstijden kunnen de Nederlandse waarden tot bijna 15 cm hoger zijn dan de Vlaamse waarden. De verschillen zijn echter niet constant binnen het Schelde-estuarium en tussen 2 meetposten, afhankelijk van de gekozen tijlocatie(s) en de interpolatiewijze.

2.3 Toelichting T4000-waterstandsverlopen in Nederland

2.3.1 Inleiding

De wijze waarop de maatgevende waterstanden worden bepaald in Nederland is eenduidig. De methode en resultaten zijn onder meer vastgelegd in het boek "Hydraulische Randvoorwaarden". De wijze waarop de maatgevende waterstand wordt vertaald in een waterstandsverloop is echter niet eenduidig, maar onder meer afhankelijk van het doel waarvoor het waterstandsverloop wordt gebruikt. Wanneer een waterstandsverloop nodig is om de stabiliteit van dijken te toetsen, wordt in het rivierengebied bijvoorbeeld gebruik gemaakt van een relatief kortdurend hoogwater (blauwe lijn in Figuur 2.2). De reden hiervoor is dat problemen met de stabiliteit zich vooral voordoen bij snel dalende waterstanden. Wanneer men in het rivierengebied geïnteresseerd is in de gevolgen van een mogelijke dijkdoorbraak gaat men daarentegen uit van een veel langdurigere periode van hoogwater. De groene lijn in Figuur 2.2 geeft de golfvorm weer zoals vastgesteld bij de randvoorwaarden in 2001. De oranje lijn geeft het verloop volgens de randvoorwaarden in 2006.

Men zou dus kunnen stellen dat in beide gevallen gebruik wordt gemaakt van een 'worst case' afvoergolf. Ook bij het bepalen van de gevolgen van een overstroming in estuaria of langs de kust gaat men uit van een worst case verloop van de stormvloed. De methode wordt beschreven in de volgende paragraaf.



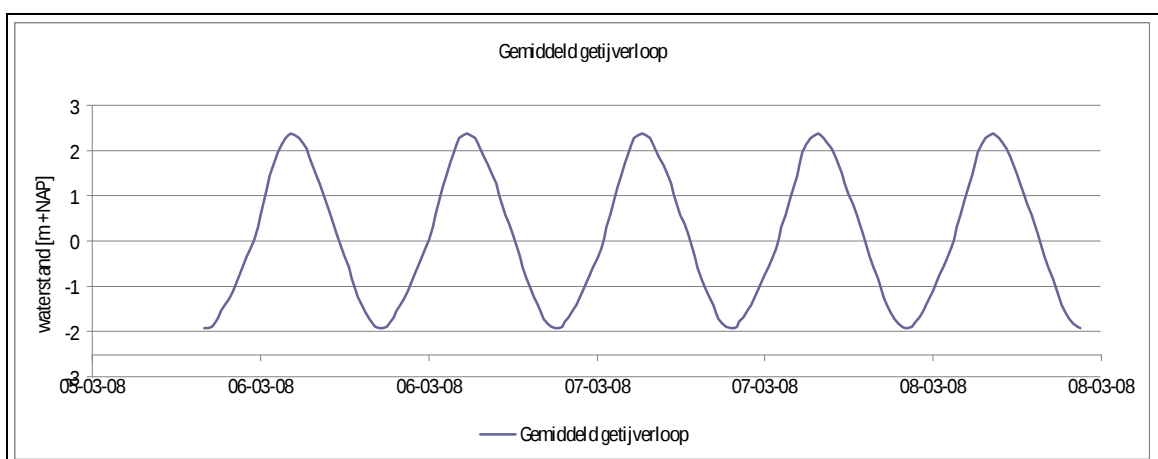
Figuur 2.2 Afvoergolven met een verschillend verloop in de tijd, maar behorend bij dezelfde maatgevende afvoer op de Rijn in Nederland.

2.3.2 'Standaard methode'

In estuaria en langs de kust wordt de volgende methode gebruikt om de maatgevende waterstand te vertalen in een waterstandsverloop. De methode wordt toegelicht met behulp van de gegevens van Hansweert, gelegen in het oostelijk deel van de Westerschelde.

Stap 1: bepaal het gemiddelde getijverloop

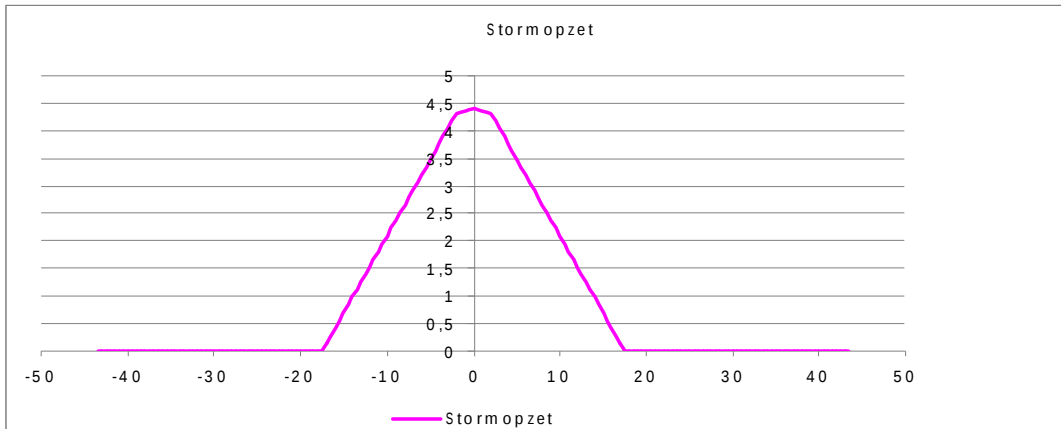
Het gemiddelde getijverloop is bepaald op basis van de jaarlijkse gemiddelde hoogwaterstand en jaarlijkse gemiddelde laagwaterstand. Figuur 2.3 geeft het gemiddelde getijverloop weer.



Figuur 2.3 Gemiddeld getijverloop nabij Hansweert

Stap 2: definieer de stormopzet

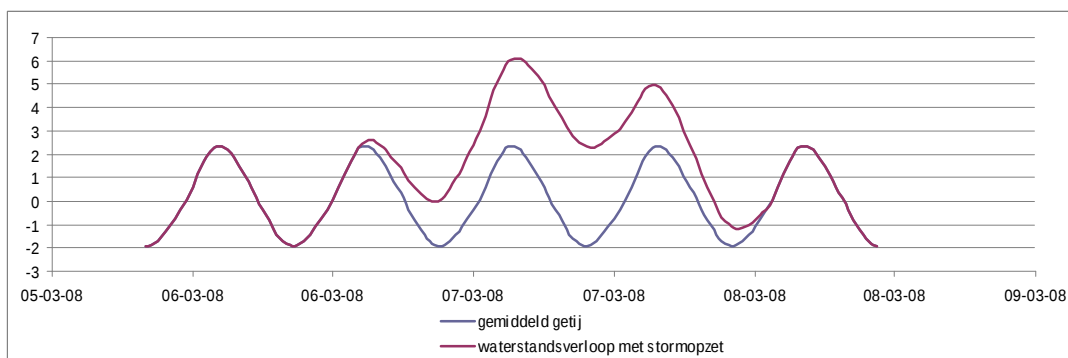
Bovenop dit gemiddelde getijverloop wordt een stormopzet geplaatst. Deze stormopzet is trapeziumvormig en heeft standaard een duur van 35 uur, zie Figuur 2.4.



Figuur 2.4 Standaard stormopzet

Stap 3: tel de stormopzet op bij het gemiddelde getij

Vervolgens is de hoogte van de stormopzet opgeteld bij het gemiddelde getij, waarbij de top van de stormopzet 4,5 uur na het hoogwater valt van het gemiddeld getij. Dit levert het waterstandsverloop op voor de referentie situatie, zie Figuur 2.5. Hierbij is de hoogte van de stormopzet zo gekozen dat de maximale waterstand in het samengestelde waterstandsverloop gelijk is aan de HR2006 toetsingswaarde behorende bij de locatie 49 (Veerhaven). Deze HR2006 toetsingswaarde is NAP 6,1 m.



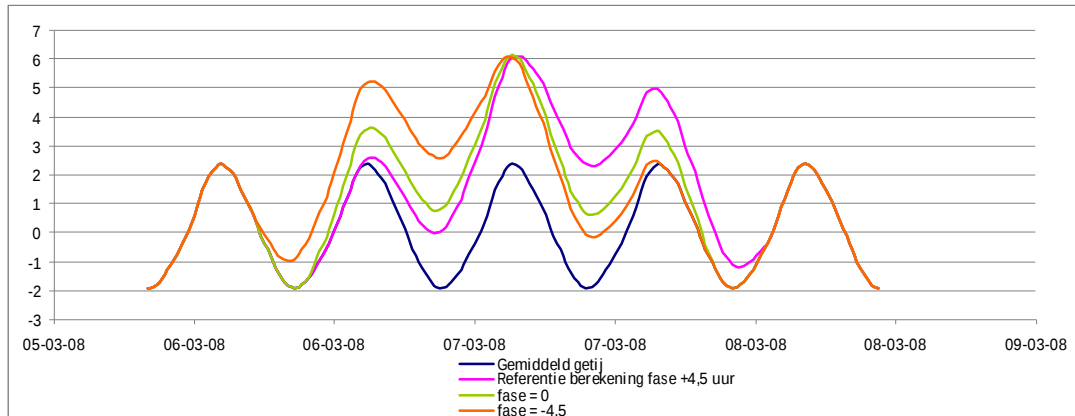
Figuur 2.5 Waterstandsverloop bij maatgevend hoogwater (referentiesituatie)

2.3.3 Variaties op de standaard methode

Faseverschuiving

Indien de dijk bezwijkt op het moment dat de maatgevende waterstand wordt bereikt, leidt een faseverschil waarbij de piek van de storm wordt bereikt na hoogwater tot grotere gevolgen. Immers, de waterstanden blijven langer hoog nadat de bres zich heeft gevormd. De aanname dat de faseverschuiving van de stormopzet ten opzichte van het hoogwater +4,5 uur bedraagt, is echter discutabel. De maatgevende waterstand kan immers ook worden bereikt wanneer het maximum van een lagere stormopzet samenvalt met hoogwater van de getijbeweging. In de referentiesituatie is deze faseverschuiving 4,5 uur. Figuur 2.6 toont

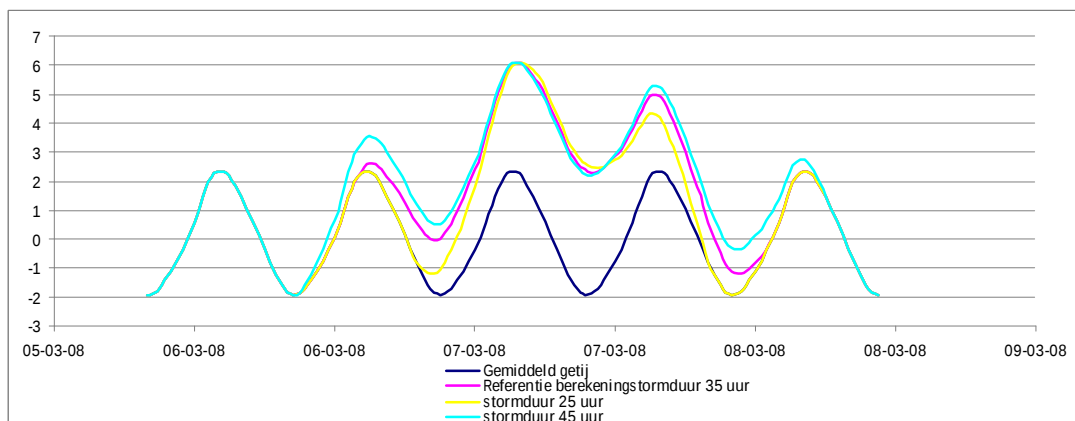
enkele mogelijke waterstandsverlopen waarbij een verschuiving is opgetreden in het faseverschil. De maximale waterstand in het samengestelde waterstandsverloop blijft gelijk aan het maatgevend hoogwater van NAP +6,1 m.



Figuur 2.6 Faseverschuivingen van de stormopzet leiden tot verschillende samengestelde waterstandsverlopen

Stormduur

De stormduur in de standaardmethode bedraagt 35 uur. Ook over deze aanname kan men discussiëren. Wanneer de stormduur varieert van 25 uur tot 45 uur resulteert dit in de waterstandsverlopen zoals weergegeven in Figuur 2.7.

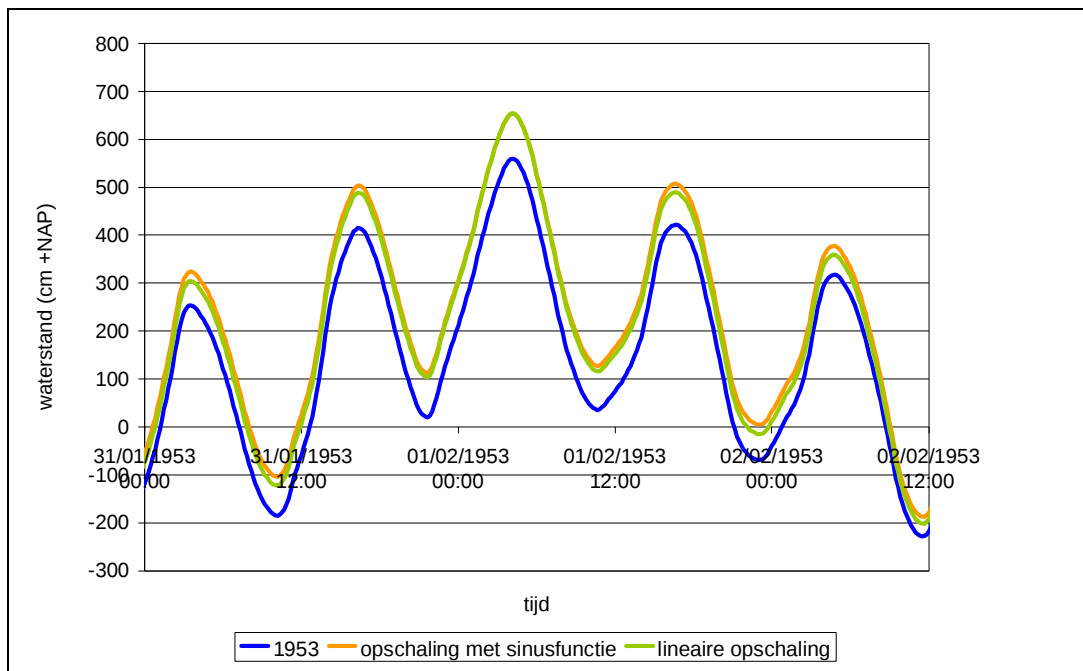


Figuur 2.7 Variaties in stormduur leiden tot verschillende samengestelde waterstandsverlopen

2.3.4 Opschalen van opgetreden hoogwaters

Een andere methode die gebruikt kan worden om een maatgevend waterstandsverloop vast te stellen is het opschalen van werkelijk opgetreden hoogwaters. In Nederland wordt hiervoor vaak gebruik gemaakt van de stormvloed van 1953. Figuur 2.8 toont het resultaat van deze methode voor een locatie nabij Bath, in het oostelijk deel van de Westerschelde. Verschillen ten opzichte van de standaard methode zijn:

- een meer symmetrisch verloop van het hoogwater
- een lagere eb-waterstand



Figuur 2.8 Opscaling van de stormvloed van 1953 tot een maatgevend hoogwater voor een locatie nabij Bath

2.4 Toelichting waterstandsverlopen in Vlaanderen

2.4.1 Historisch overzicht in Vlaanderen gehanteerde getijkrommes

Al in de jaren '40 werden fysische modelproeven uitgevoerd ten behoeve van stormvloed-beheersing in het Scheldebekken. Later werden ook mathematische modellen gedraaid. Hierbij werden werkelijk opgetreden of artificiële getijden opgelegd als afwaartse randvoorwaarden. Voor de inschatting van de bovenstroomse randvoorwaarden werden uiteenlopende aannames gemaakt.

Tot op vandaag wordt hierbij op volgende moeilijkheden gestuit:

- Hoe de opwaaiing op de Westerschelde in rekening brengen?
- Hoe de invloed van dijkoverloop en dijkbreuken in rekening brengen?
- Hoe omgaan met gemis aan juiste kennis van de bovendebietten?

De simulaties en bijhorende (hydraulische) randvoorwaarden hadden tot doel het effect van waterbouwkundige ingrepen (afdammingen, stormvloedkeringen, overstromingsgebieden, baggerwerken, rechtekkingen, ...) op de (hoog)waterstanden op de Zeeschelde te begroten. De gehanteerde randvoorwaarden beperken zich daarom tot (afwaartse) waterstanden en (bovenstroomse) debieten.

In de onderzoeken uit het verleden rond de veiligheid op de Schelde werd er dikwijls een analyse van de getijcondities op de Schelde uitgevoerd om, voor het ontwerpen van constructies, die omstandigheden te kunnen selecteren die met een zekere extreme kans van voorkomen de grootste bedreiging vormen voor de betreffende constructie. Het voornaamste doel van de analyse van de getijcondities op de Schelde was, naast het bekomen van een maatgevende waterstand, te komen tot maatgevende tijvormen (naargelang het project te Vlissingen of te Prosperpolder) die de modellen konden aandrijven. Door het model afwaarts

te begrenzen ter hoogte van de Belgisch-Nederlandse grens (Prosperpolder) werd het probleem van de opwaaiing op de Westerschelde ondervangen.

Bij oriëntatieproeven ivm. de stormvloedkering te Oosterweel werd de tijkromme van Hansweert opgenomen tijdens de storm van 31/01 en 01/02/1953 als afwaartse modelbegrenzing (Baalhoek – Ossenissee) opgelegd (WL MOD 300, 1968).

In een studie in 1976 werden berekeningen uitgevoerd met het stormtij van 03/01/1976 en het buitengewoon stormtij van 01/02/1953 (zonder dijkoverloop of dijkdoorbraken in het model toe te laten) (WL MOD. 331, 1976).

In het kader van berekeningen betreffende de stormvloedbeheersing (WL MOD. 331/2, 1977) werd een gestileerd getij uitgewerkt voor de afwaartse modelbegrenzing (Belgisch-Nederlandse grens) om gegeven de maatgevende stormvloedhoogwaterstanden te Antwerpen, de overeenkomstige meetkundige plaats van de hoogwaterstanden voor het ganse Scheldebekken te berekenen. De stijgende tak van dit getij kwam overeen met deze van het buitengewoon stormtij van 03/01/1976, de dalende tak met deze van het getij voorafgaand aan het buitengewoon stormtij van 03/01/1976. Door een aaneenschakeling van deze tijkrommen kan een veld afgetest worden waarbij de achtereenvolgende hoogwaters telkens 1,20 m hoger gelegen zijn dan de voorgaande en waarvan de rijzing telkens 5,50 m bedraagt. Op deze wijze bekomt men het zogenaamd drietrapsgetij. Door de reeks 40 cm resp. 80 cm hoger te starten, kan met een stapsgewijze stijging van 40 cm van de hoogwaterstanden te Antwerpen (resp. NKD +6,6 m; 7,0 m; 7,4 m; 7,8 m; 8,2 m; 8,6 m en 9,0 m) de overeenkomstige meetkundige plaats op de Schelde worden berekend.

Bij hydraulisch onderzoek rond de stormvloedkering te Oosterweel (WL MOD. 400/1, 1979) werden een vijftal typegetijden opgesteld die elk hun belang hadden voor de verschillende soorten belastingen die zouden kunnen optreden op de stormvloedkering. De twee belangrijkste zijn als volgt:

- Type 1: een aaneenschakeling van 3 tijkrommen waarvan de hoogwaterstanden telkens 1,20 m hoger liggen gebaseerd op het buitengewoon stormtij van 3 januari 1976. Met intervallen van ongeveer 30 cm werd een scala van hoogwaters afgetast tot de waarde van NKD +9,05 m (in Antwerpen: TAW +8,97 m). Zowel Prosperpolder als Vlissingen functioneerden als afwaartse rand.
- Type 2: volgt uit het getij van 2 januari 1979 waar in een tijd van 4 uur 35 minuten het getij van NKD -0,43 m naar NKD + 7,02 m steeg, dus een gemiddelde stijgsnelheid van 1,71 meter per uur. Met deze stijgsnelheid werden extrapolaties gemaakt door het laagwater te laten beginnen op NKD +0,05 m (tot NKD +7,50 m of TAW +7,42 m in Antwerpen).

Berekeningen ihkv. actualisatie Sigmaplan gebruiken het drietraps-stormtij (tijtype 1) gebaseerd op de storm van 1976. De bovendebieten werden gelijkgesteld aan het jaarlijks maximum daggemiddeld debiet (WL MOD. 440/3, 1990).

Een studie rond stormvloedbeheersing in de Schelde gebruikte als afwaartse randvoorwaarde 5 drietraps-stormtijden (tijtype 1) gebaseerd op de storm van 1976 te Prosperpolder opgelegd. De hoogwaters te Prosperpolder situeren zich tussen TAW + 6,33 m en +9,63 m. Ook werden berekeningen gemaakt zonder bovendebiet, en met een groot bovendebiet te Gentbrugge en te Merelbeke. Het bovendebiet van de andere bijrivieren werd gelijk aan nul gesteld (WL MOD. 440/6, 1996).

Om de impact van verdieping tussen Antwerpen en Hingene na te gaan wordt opnieuw als afwaartse randvoorwaarde het drietraps-stormtij (tijtype I) gebaseerd op de storm van 1976 te Prosperpolder opgelegd (WL MOD. 440/8, 1997). De hoogwaters te Prosperpolder situeren zich tussen TAW +6,03 m en +9,03 m (NAP +3,68 tot NAP +6,68 m).

Voor de overstromings- en ontpolderingsgebieden waarvan de invloed zich uitstrekt afwaarts van de Belgisch-Nederlandse grens werden drietrapsgetijden te Vlissingen gebaseerd op de storm van 1976 opgelegd (WL MOD. 440/13, 2000). De drietrapsgetijden werden zodanig gekozen dat de hoogwaters te Vlissingen zich situeren tussen TAW +5,32 m en +8,62 m. Voor de overige overstromings- en ontpolderingsgebieden werden drietrapsgetijden te Prosperpolder opgelegd. De drietrapsgetijden werden zodanig gekozen dat de hoogwaters te Prosperpolder zich situeren tussen TAW +6,03 m en +9,03 m met een interval van 30 cm. Om de effectiviteit van overstromingsgebieden te verhogen bij stormen die zeer snel ontwikkelen werd eveneens gebruik gemaakt van een tijtype II als afwaartse randvoorwaarde met een hoogwater van TAW +6,78 m te Vlissingen.

In het kader van het ontwerp van de in- en uitwateringssluizen van GOG KBR werd een nieuw drietrapsgetij voorgesteld als afwaartse randvoorwaarde te Prosperpolder. Als basisvorm voor de getijkromme wordt de storm van 1993 genomen (welke bijna zo goed als analoog is als deze van 1979) waarvan het voorafgaand laagwater op TAW +0,86 m geplaatst is in plaats van TAW +0,14 m zodat het stormtij de waarde van TAW +8,25 m bereikt in plaats van de geregistreerde TAW +7,53 m. Het daarop volgende laagwater is verhoogd naar TAW +3,00 m (gestileerd 2002-1) en TAW +2,00 m (gestileerd 2002-2) in plaats van de geregistreerde TAW +1,92 m en het daaropvolgende hoogwater bereikt opnieuw TAW +8,25 m. Deze twee opeenvolgende maximale hoogwaters van TAW +8,25 m worden gevolgd door een geleidelijke stormtijdaling. Hierin werden ook twee varianten voorgesteld (2002-3 en 2002-4) die allebei globaal 40 cm lager liggen.

Bij de bepaling van de effecten van de geplande ingrepen ter hoogte van Wijmeers werd te Vlissingen een set van drietrapsstijlen opgelegd als afwaartse randvoorwaarde afgeleid van de drietrapsstijlen te Prosperpolder gebaseerd op de storm van 1976 (WL MOD. 713/10, 2004). De drietrapsgetijden werden zodanig gekozen dat de hoogwaters te Vlissingen zich situeren tussen TAW +5,02 m en +8,02 m.

Ihkv. de Actualisatiestudie Sigmaplan (WL MOD. 713/3, 2000-2005) werden composietranden opgesteld voor in totaal 12 terugkeerperiodes (in jaar): 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2500, 4000, 10000. De Algemene Methodologie (Berlamont *et al.*, 2000; Willems, 2007 en IMDC, 2005) opgesteld in opdracht van het Waterbouwkundig Laboratorium werd gevolgd voor het schatten en voorspellen van extreme waterlooptoestanden. Op basis van debiet-duur-frequentie-relaties (QDF) werden compositiethydrogrammen voor de opwaartse randen opgesteld. Afwaartse compositielimnigrammen te Vlissingen (voor situatie 2000 en 2100) werden opgesteld obv. waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF). Voor de windsnelheid boven de Westerschelde werden IDF-relaties voor de uurgemiddelde windsnelheid opgesteld waarmee compositie windstormen werden opgesteld (Voor het Mike11 Sigmamodel werd een winddragcoëfficiënt afgeijkt voor de Westerschelde op basis van windmetingen te Hansweert). Door middel van een 2^e orde analyse werd de tijdsverschuiving tussen de composietranden vastgelegd. Meer informatie met betrekking tot de opmaak van deze composietranden is gegeven in Asselman *et al.*, 2007. Hiernaast werden op basis van een analyse van de duur van de storm, de verschillende hoogwaters en laagwaters gedurende stormen en de bijhorende windsnelheden, synthetische stormen

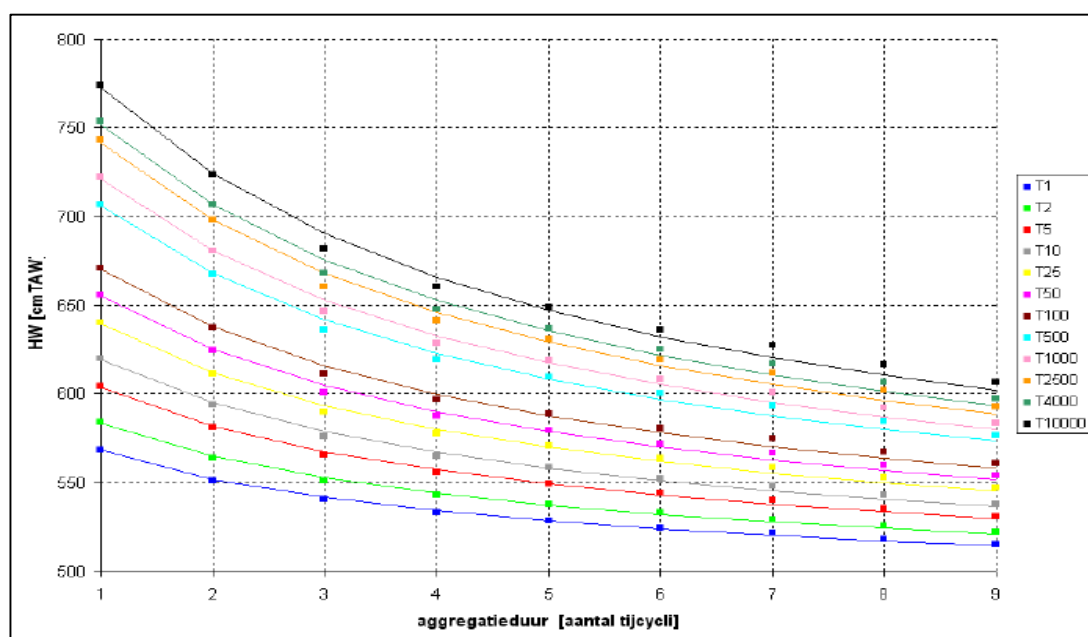
(combinatie van waterstandsverloop in Vlissingen en windveld boven de Westerschelde) gecreëerd welke representatief zijn voor verschillende hoogwater-classes. De methode leidde uiteindelijk tot 756 synthetische stormen (elk met een duur van ongeveer 100 uur), waarvoor de kans op voorkomen in een willekeurig jaar kan berekend worden. Deze kans blijft behouden gedurende de hydrodynamische simulatie, wat een frequentie-analyse toelaat op verschillende locaties langs de Schelde (waar belang bovendebiet gering is).

In onderzoek naar de bresgevoeligheid van Vlaamse dijken werden 544 synthetische stormen te Vlissingen beschouwd met elk een kans op voorkomen (WL MOD. 706/8, in opmaak). Deze kans blijft behouden gedurende de hydrodynamische simulatie, wat een frequentie-analyse toelaat op verschillende locaties langs de Schelde (waar het belang van het bovendebiet gering is). Hiervoor dienen dan wel alle stormen te worden doorgerekend. De set van synthetische stormen biedt ook een overzicht van mogelijke waterstandsverlopen met variabele duur van hoogwater, hoogte van eerstvolgend laag- en hoogwater enz.

2.4.2 Opmaak van de afwaartse composietrandvoorwaarden voor Vlissingen

De extreme-waardenanalyse van de hoogwaters te Vlissingen is een noodzakelijke voorbereiding op de opmaak van de afwaartse composietrand te Vlissingen. De ontbrekende schakel tot de composietranden zijn de zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF). Hierna volgt de werkwijze hiervoor.

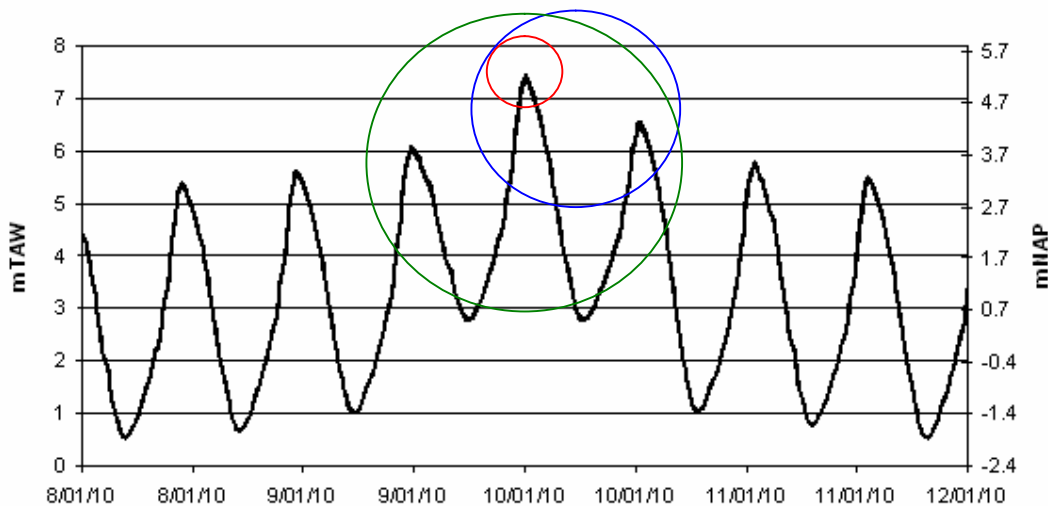
Voor een selectie aan terugkeerperiodes wordt voor verschillende aggregatieniveaus (1, 2, 3, ...tot 9 tijdcycli) een extreme-waardenanalyse uitgevoerd van de hoogwaters te Vlissingen. De grafische voorstelling van al deze discrete punten levert HDF-verbanden op. Via een 'smoothing'-procedure kunnen door deze discrete punten continue HDF-curves gefit worden. Dit gebeurt voor elke terugkeerperiode. Een voorbeeld van eindresultaat is te zien in Figuur 2.9.



Figuur 2.9 HDF-relatie voor HW te Vlissingen (IMDC, 2005)

Het berekenen van laagwater gebeurt via een methode die rekening houdt met het al of niet aanwezig zijn van een storm. Zonder storm geldt dat de getijamplitude monotoon toeneemt met het hoogwater, terwijl bij storm kan worden aangenomen dat zowel hoogwater als laagwater gemiddeld even sterk stijgen als gevolg van stormopzet. Via een speciale regressietechniek worden deze twee fenomenen verwerkt in één enkele relatie tussen het hoogwater en het getijamplitude/laagwater.

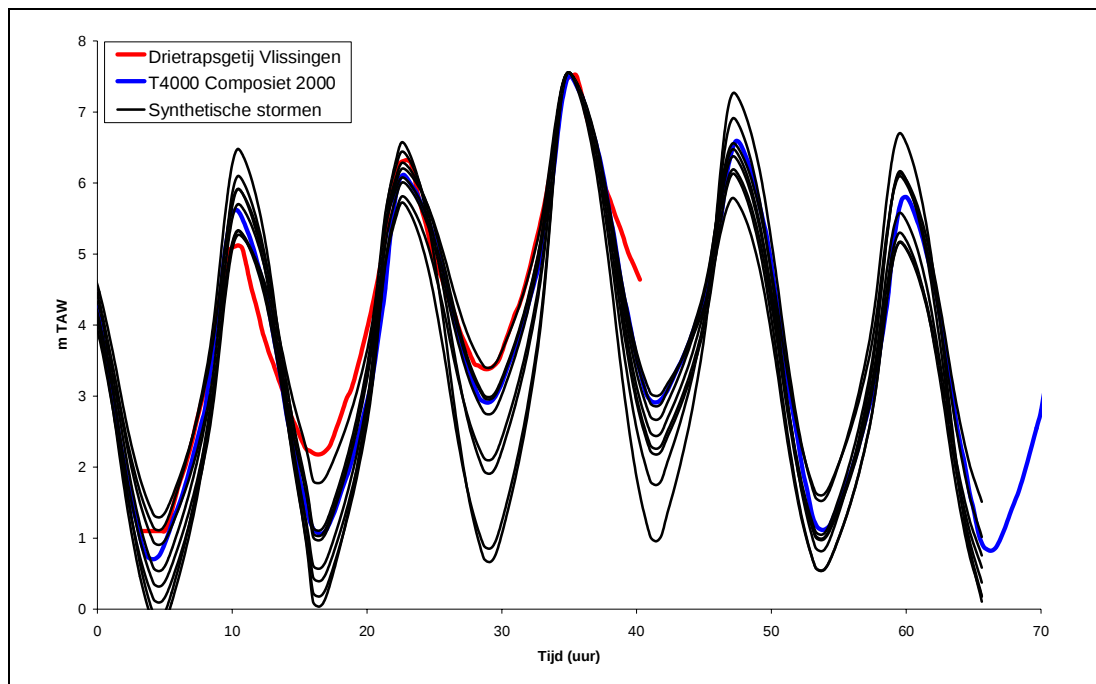
Figuur 2.10 toont de T2500-composietrand te Vlissingen welke over heel de lijn voldoet aan de opgestelde T2500-HDF-relatie in Figuur 2.9, nl. het eigenlijke (maatgevende) hoogwater is gelijk aan **TAW +7,40 m of NAP +5.05 m**. Opdat het maatgevende en eerstvolgende hoogwater samen een gemiddelde waarde gelijk aan **TAW +7.00 m** (aggregatieduur = 2) kennen, dient het eerstvolgende hoogwater gelijk aan TAW +6.60 m gesteld te worden. Voor een aggregatieduur van 3, dient het voorafgaande hoogwater gelijk aan TAW +6.10 m gesteld te worden opdat het gemiddelde van de drie hoogwaters gelijk is aan **TAW +6.70 m**.



Figuur 2.10 T2500 composietrandvoorwaarde voor Vlissingen 'anno 2000'

2.4.3 Mogelijke Vlaamse tijkrommes Vlissingen

De composietmethode is één manier om de aan het eigenlijke hoogwater voorafgaande en opvolgende hoogwaters vast te leggen. Hiernaast bestaan nog andere tijkrommes (al dan niet gebaseerd op een waargenomen storm) welke kunnen angewend worden om de maatgevende waterstand te bereiken (Figuur 2.11). Hoewel steeds eenzelfde maatgevende waterstand wordt bereikt, hebben de verschillende tijkrommes voor aggregatieduren van 2 en meer niet noodzakelijk dezelfde kans op voorkomen. De verschillende tijkrommes zijn dus mogelijk, maar kennen niet dezelfde probabiteit.



Figuur 2.11 Mogelijke waterstandsverlopen voor Vlissingen

2.5 Conclusies

Nederland en Vlaanderen hebben verschillende maatgevende waterstanden. Verschillen in maatgevende waterstanden liggen in de orde van 1 à 2 decimeter, maar zijn niet constant binnen het estuarium.

Nederland en Vlaanderen hanteren ook verschillende methoden om te komen tot een maatgevend waterstandsverloop. Waargenomen verschillen tussen de resulterende waterstandsverlopen hebben betrekking op de laagwaterstanden volgend op het maatgevend hoogwater en op de volgende hoogwaterstanden.

3 Modelinstrumentarium

3.1 Inleiding

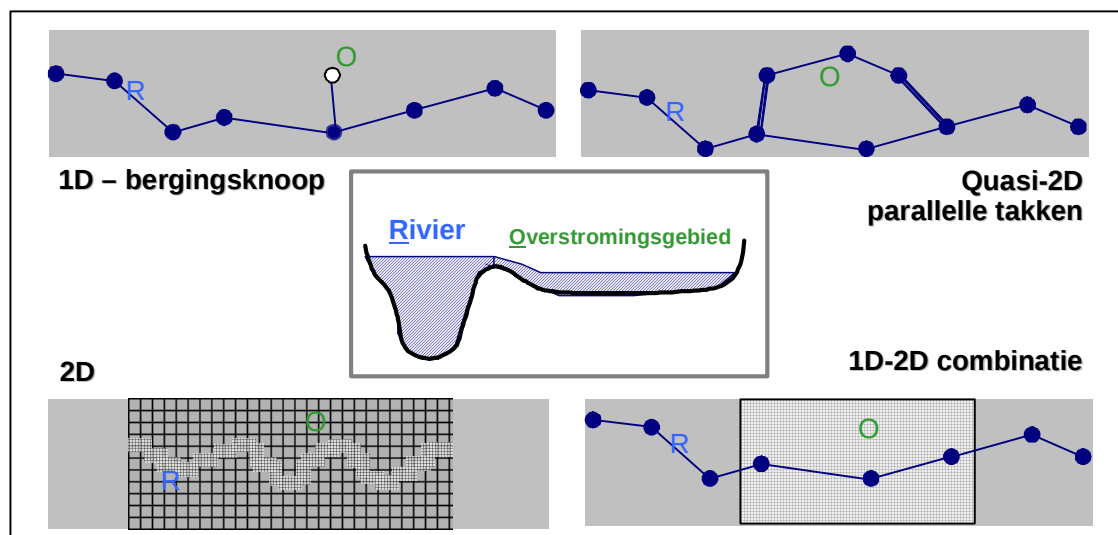
Een model is steeds een vereenvoudigde weergave van de werkelijkheid. De stroming in de rivier en bijhorende overstromingsgebieden en de onderlinge interactie kunnen op verschillende wijzen worden gemodelleerd. Een gewone 1D-schematisatie is bijvoorbeeld niet mogelijk wanneer rivier en vallei gescheiden worden door één of andere waterkering.

Naast modelschematisatie, kunnen modellen ook onderling verschillen als gevolg van de opgelegde modelgrenzen. Zo is het mogelijk om bij de overstromings simulaties de bres als modelgrens te nemen. Anderzijds kan ook de stroming in een (groter) deel van de rivier waarlangs de bres zich voordoet, worden gesimuleerd. Beide sets van mogelijkheden dragen bij tot de zogenaamde *schematisatieonzekerheid*.

Tot slot zijn verschillende modelsoftwares beschikbaar die toelaten diverse modelschematisaties te implementeren. Het belang van deze laatste noemen we de *softwareonzekerheid*.

Nederland en Vlaanderen gebruiken verschillende modelsoftwares en schematisatiewijzen om overstromingen te simuleren.

3.2 Toelichting van beschikbare modelschematisatiewijzen in volgorde van toenemende complexiteit



Figuur 3.1 Overzicht van verschillende schematisatiewijzen

De 1D- en Quasi 2D-schematisatie (Figuur 3.1) kunnen toegepast worden in SOBEK Channel Flow en MIKE 11. Voor een 1D2D gekoppelde schematisatie kan gebruikt worden gemaakt van SOBEK 1D2D en Mike Flood. Mike 21, Delft 3D alsook SOBEK Overland Flow (OF) maken een volledige 2D-schematisatie mogelijk. Tot slot is het in SOBEK en MIKE ook mogelijk om bresgroei toe simuleren. Een beschrijving van de gebruikte modelsoftwares is gegeven in Asselman et al., 2007.

1D-modellen hebben als groot voordeel dat ze snel rekenen. Men kan dus veel simulaties draaien, of een groot gebied modelleren, zonder tegen onacceptabele rekentijden aan te lopen.

Hoewel 1D-modellen eenvoudiger lijken, hoeven ze dat zeker niet te zijn. Wanneer een 1D-schematisatie wordt gemaakt voor een complex gebied vergt dit meer voorkennis en pre-processing om tot goede resultaten te komen dan wanneer een 2D model wordt gebruikt.

In rivieren kunnen 1D modellen een goed beeld geven van de waterstanden en de optredende stroomsnelheden. Echter, wanneer een complex gebied als het oostelijk deel van Zuid-Beveland wordt gemodelleerd kunnen alleen 2D-modellen een realistisch beeld geven van de stroomsnelheden en de aankomsttijden van het water. In een 1D-model wordt de stroming hiervoor onvoldoende nauwkeurig gesimuleerd.

Quasi 2D-modellen trachten het ruimtelijk stromingsbeeld beter weer te geven dan 1D-modellen terwijl de rekentijden beperkt blijven.

4 Analyse softwareonzekerheid

4.1 Inleiding

Verschillende softwarepakketten laten toe dezelfde modelschematisaties toe te passen. Verschillen die dan nog resulteren, zijn een gevolg van minieme verschillen in de implementatie van gelijkaardige concepten, bv. numerieke oplossingschema's, (standaard)waarden van modelparameters en stromingsformuleringen.

Onderstaande analyses maken een vergelijking van gelijkaardige modelschematisaties gebruikmakende van verschillende softwarepakketten.

4.2 2D-schematisatie van Zuid-Beveland: Vergelijking SOBEK 1D2D & Delft 3D

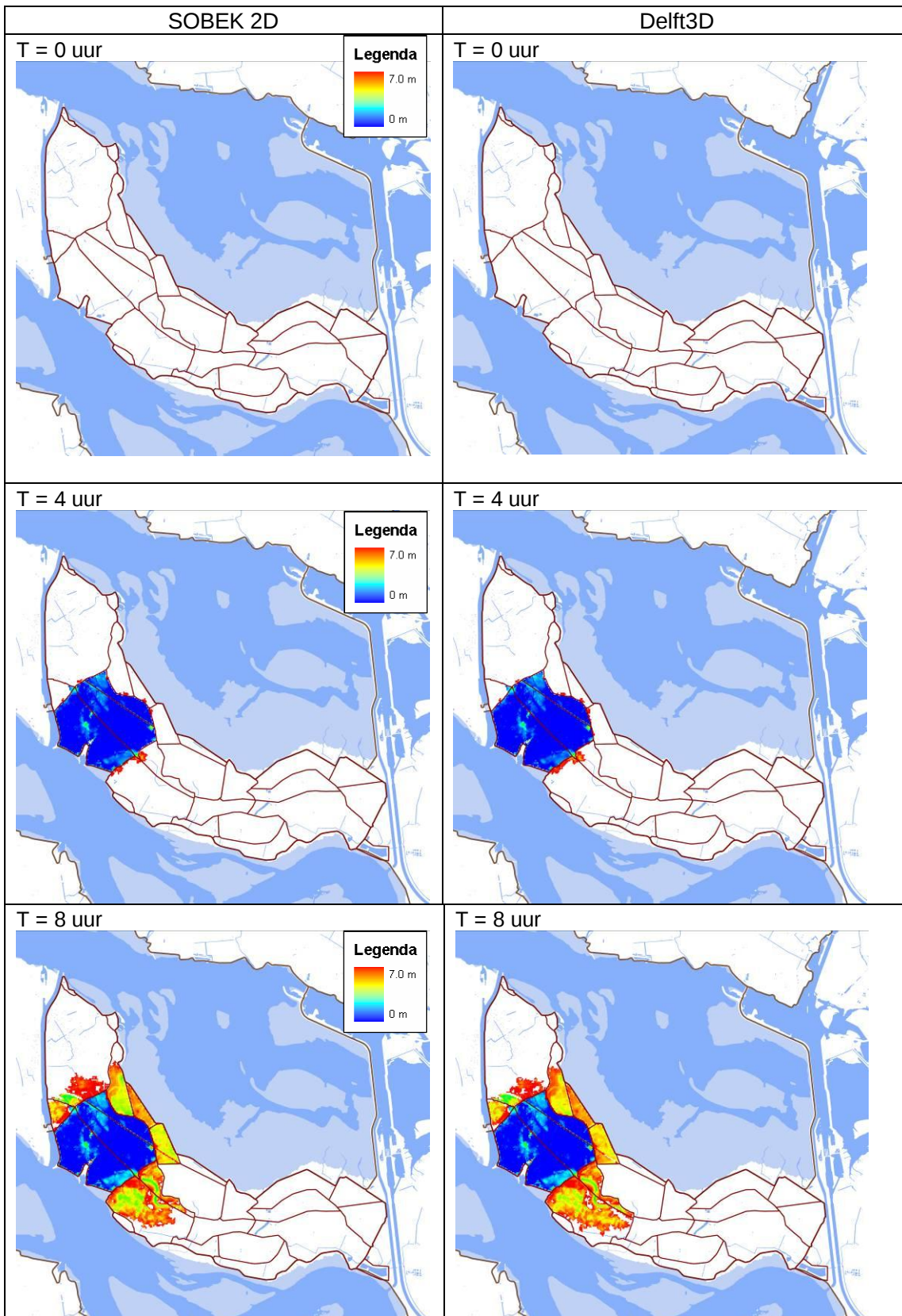
4.2.1 Inleiding

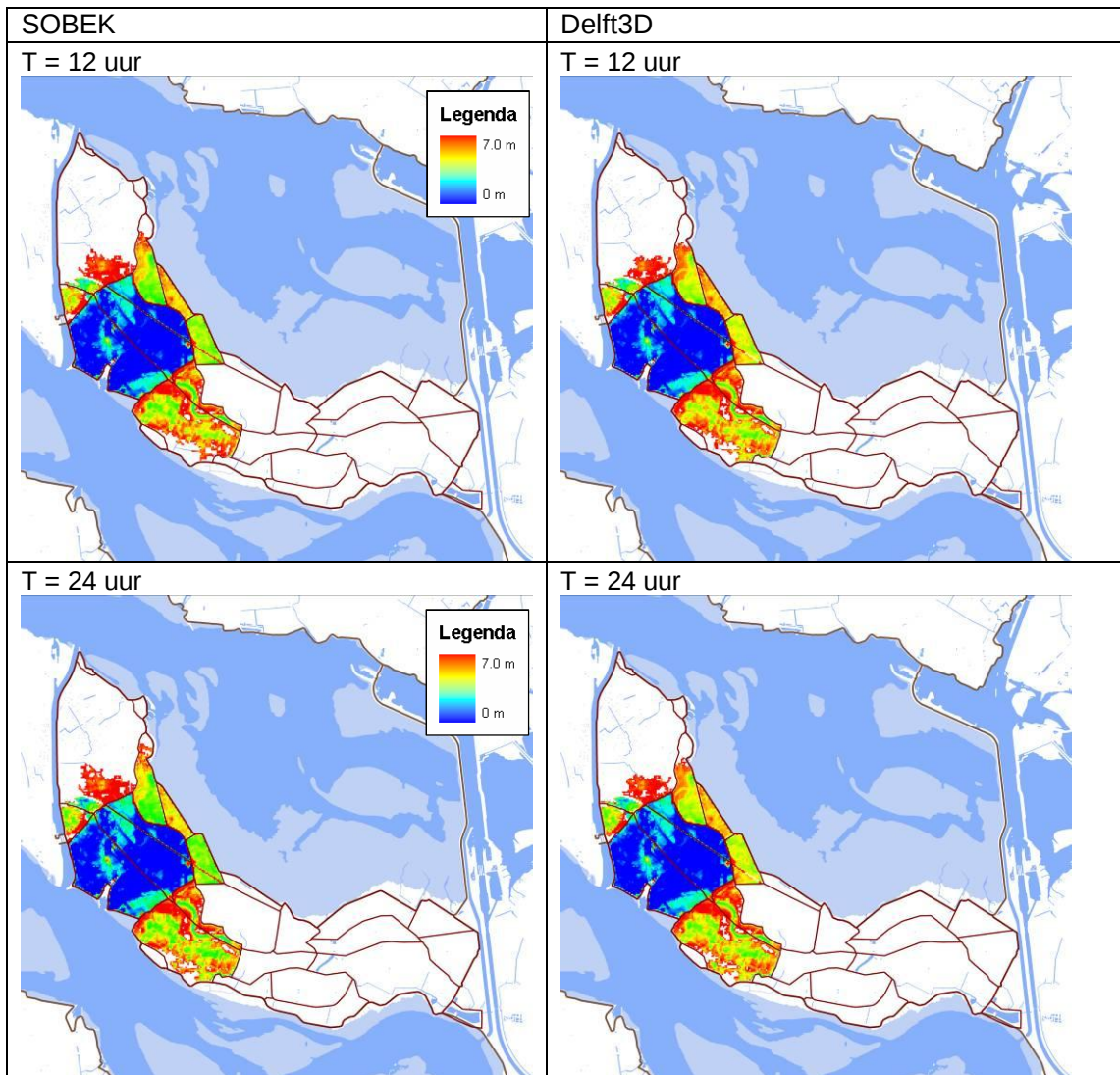
De vergelijking van SOBEK 2D en Delft 3D is uitgevoerd op basis van het 2D hoogtemodel van Zuid-Beveland oost. Aangenomen is dat sprake is van één bres die optreedt in de veerhaven bij Kruiningen. De bres ontstaat instantaan aan het begin van het hoogwater (dus nog voor de maximum waterstand wordt bereikt) en heeft een breedte van 100 meter. Het waterstandsverloop bij de bres is als harde randvoorwaarde opgelegd en komt overeen met de situatie zoals is voorgekomen tijdens de stormvloed van 1953. De overeenkomsten en verschillen tussen beide modellen worden in onderstaande tekst toegelicht.

4.2.2 Vergelijking inundatieoppervlak

Figuur 4.1 toont de inundatiediepte zoals berekend met SOBEK2D en Delft3D voor verschillende tijdstippen vanaf de dijkdoorbraak.

Uit de figuren valt op te maken dat zowel het inundatieoppervlak als de inundatiediepte goed overeen komt. Met name in het begin van de simulatie ($T=4$) lijken de resultaten vrijwel identiek, vanaf $T=8$ en verder wijken de inundatiediepten iets af maar blijven de resultaten toch vrij dicht bij elkaar.

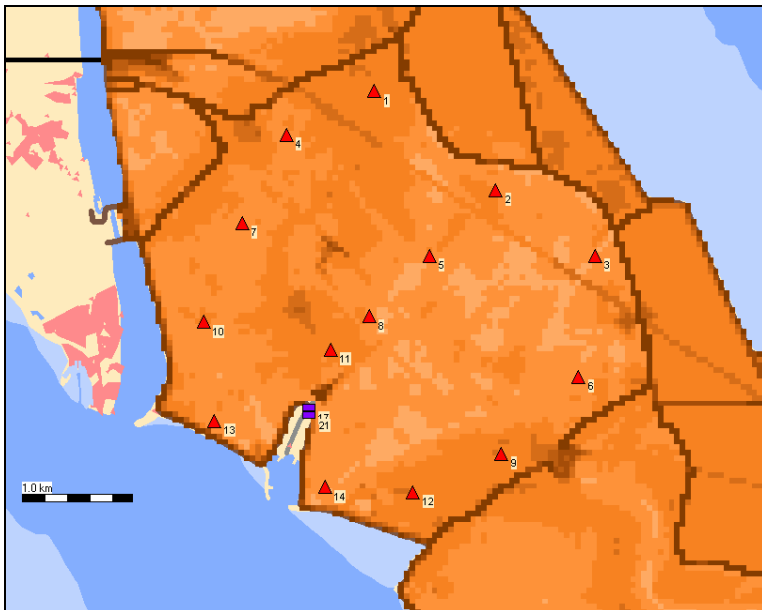




Figuur 4.1 Vergelijking inundatiediepte berekend met SOBEK 2D en Delft3D stand alone voor verschillende tijdstippen vanaf de dijsdoorbraak.

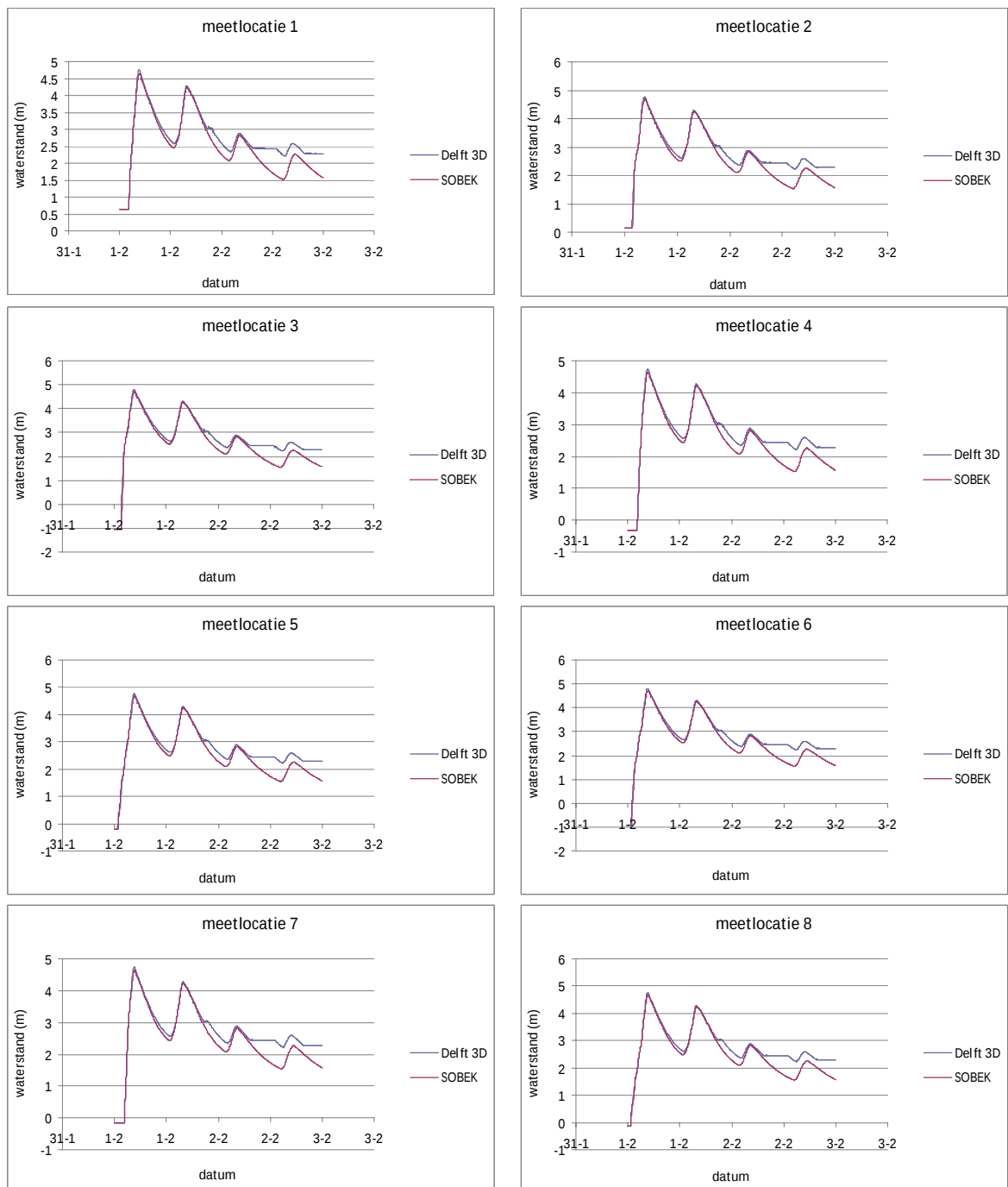
4.2.3 Vergelijking waterstanden bij meetpunten

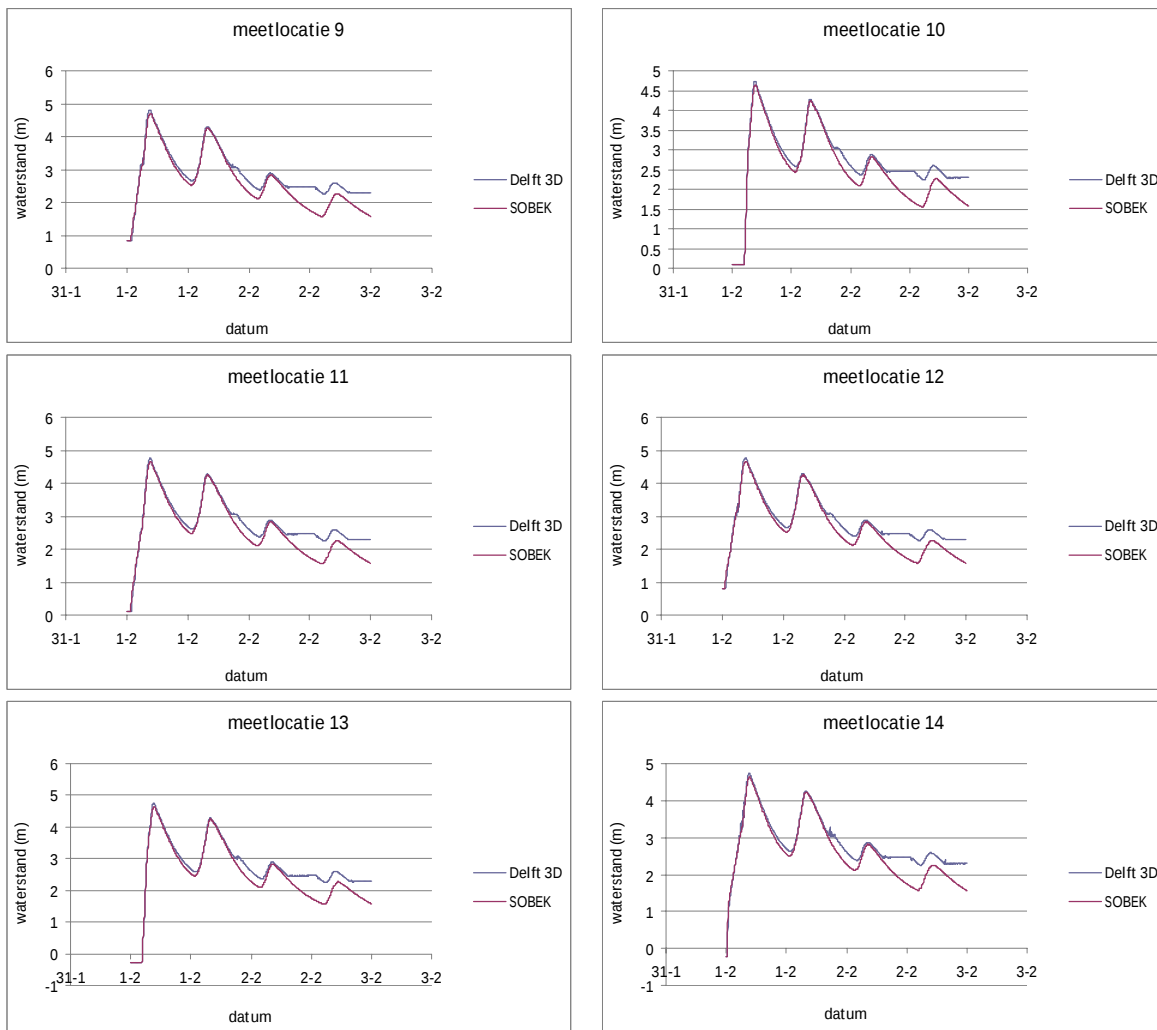
Binnen het gebied zijn voor een aantal locaties de waterstanden tegen de tijd uitgezet. Zowel bij de SOBEK als de Delft3D berekening gaat het om de meetlocaties weergegeven in Figuur 4.2.



Figuur 4.2 Meetlocaties

De waterstanden blijken de eerste 18 uur goed overeen te komen. Daarna wijken de berekende waarden van SOBEK en Delft3D af. Bij de SOBEK berekening blijft het waterstandverloop een vloeiende sinusvormige lijn volgen. In de Delft3D berekening lijkt het er op dat het waterniveau niet meer verder kan uitzakken onder een bepaalde waarde (Figuur 4.3). Deze ondergrens lijkt ergens te liggen in de buurt van de 2,5 m. Dit wordt veroorzaakt door problemen met droogvallende cellen aan de randen van het Delft 3D model. Het droogvalschema aan de open randen van Delft3D wordt beïnvloed door de dieptes van de actieve rekenpunten die aan de open randen aangrenzen.





Figuur 4.3 Waterstandsverlopen berekend voor verschillende locaties met SOBEK en Delft3D

4.2.4 Conclusies

De verschillen tussen SOBEK 2D en Delft 3D, toegepast als 2D model, zijn zeer klein. Dit wordt verklaard door het feit dat dezelfde rekenmethode wordt gebruikt in beide softwarepakketten.

4.3 1D2D-schematisatie van Zuid-Beveland: Vergelijking SOBEK 1D2D & Mike Flood

4.3.1 Inleiding

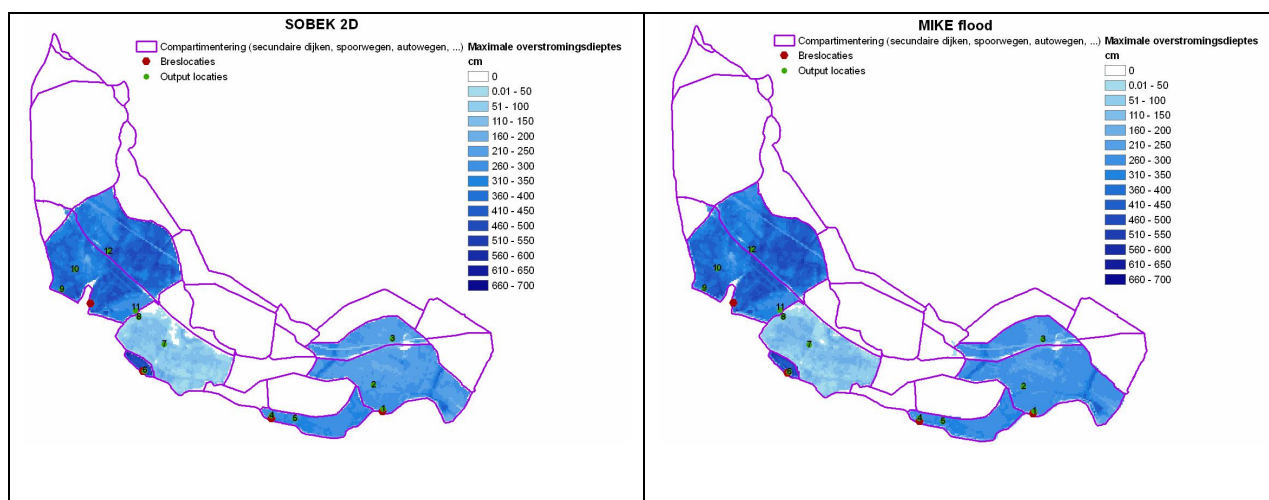
Voor de vergelijking van Sobek 2D en MIKE flood wordt gebruik gemaakt van het DHM van Zuid-Beveland. Er worden 4 bressen verondersteld. De bresgroei start net voor het maximum waterpeil in de Westerschelde, en loopt tot 1 uur na het maximum waterpeil. De eigenschappen van de bressen worden weergegeven in Tabel 4.1. Als randvoorwaarde wordt het Nederlandse T4000 waterstandsverloop in de Westerschelde opgelegd.

Tabel 4.1 Eigenschappen van de bressen ter hoogte van de polder te Zuid-Beveland, gebruikt voor vergelijking van SOBEK 2D en Mike FLOOD

Nr	Start bres-vorming	Initiële breedte	Breedte bres bij max. water-peil (m)	Eind-breedte bres (m)	Initiële bres-hoogte (m NAP)	Bres hoogte (m NAP)	Eind hoogte bres (m NAP)	Bres helling
1	7/03/2008 2:30	0	10	75	5.67	4.97	1.07	0
2	7/03/2008 2:40	0	10	75	5.67	4.97	3.16	0
3	7/03/2008 2:40	0	10	61	5.67	4.97	-0.08	0
4	7/03/2008 2:30	0	10	75	5.67	4.97	0	0

4.3.2 Vergelijking inundatieoppervlak

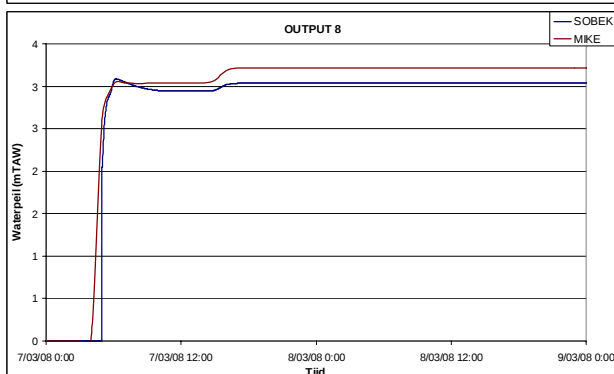
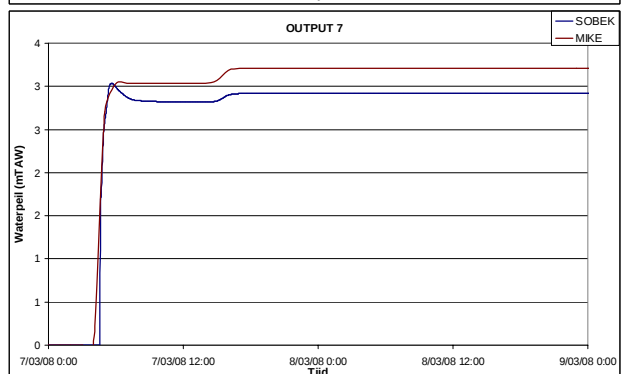
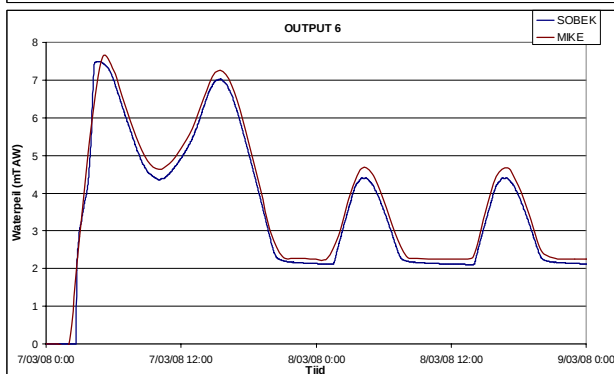
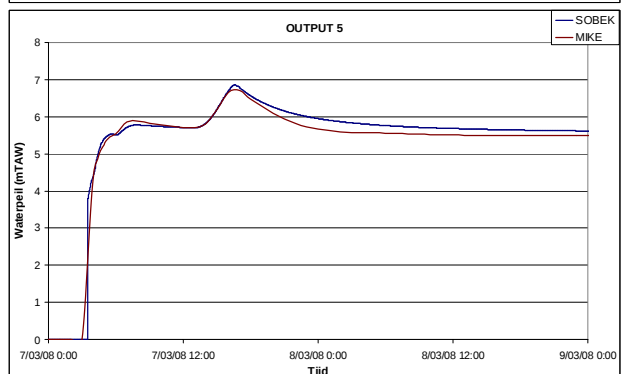
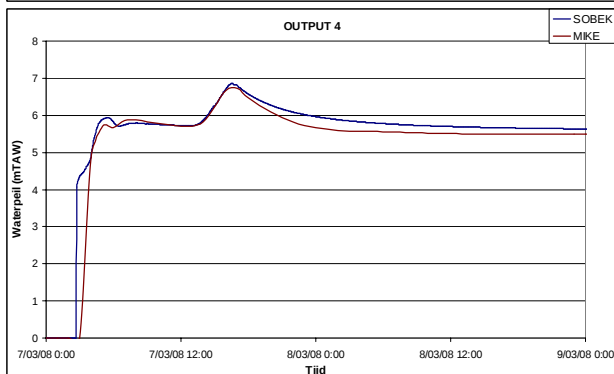
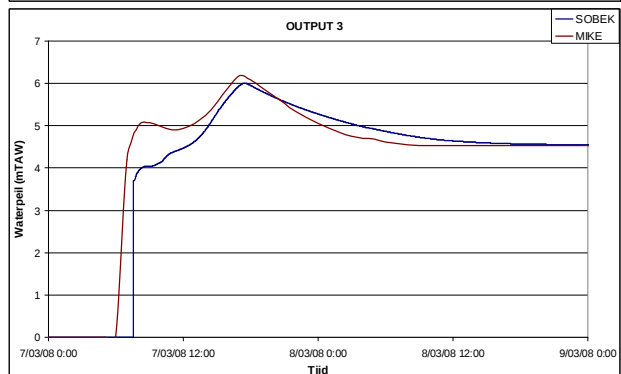
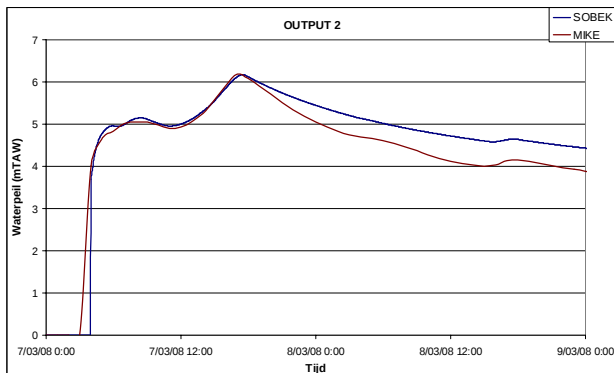
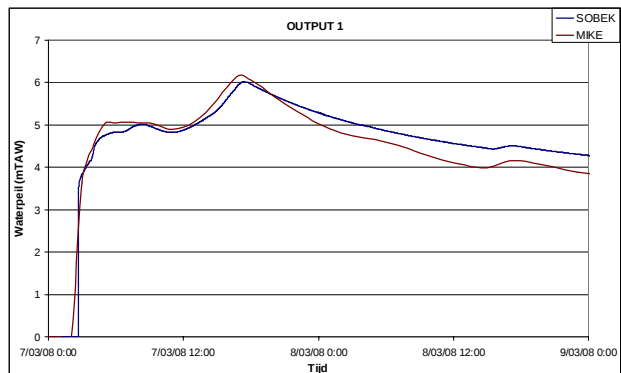
Figuur 4.4 geeft de overstromingskaarten met de maximale overstromingsdieptes weer. Hieruit blijkt dat er slechts weinig verschil is in overstromde oppervlakte tussen de resultaten van de verschillende softwares. Ook de maximale overstromingsdiepte verschilt slechts weinig.

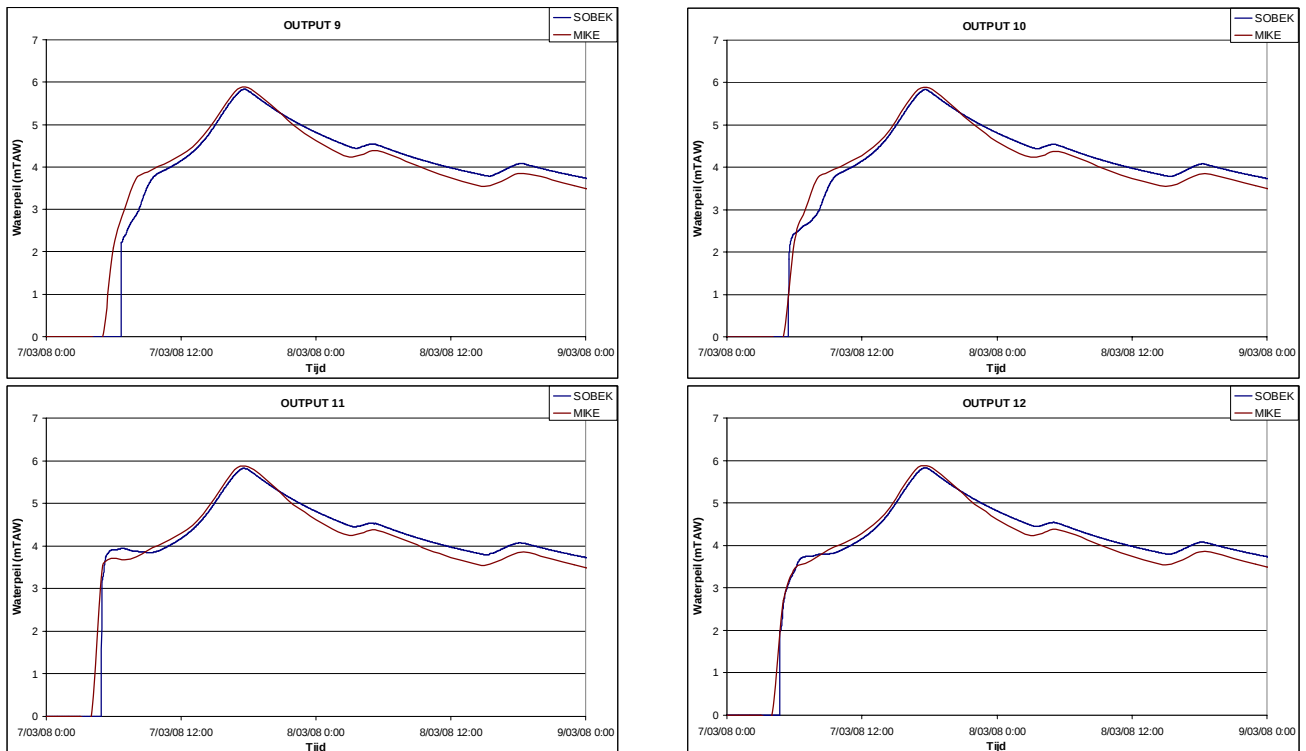


Figuur 4.4 Overstromingskaarten (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, 2D schematisatie in SOBEK2D (links) en in Mike flood (rechts)

4.3.3 Vergelijking waterstanden

Verschillen in de tijdreeksen met waterstanden kunnen te wijten zijn aan een verschillende opslagperiodiciteit in beide modellen. De SOBEK-resultaten zijn elke 2 minuten opgeslagen, terwijl de MIKE-resultaten slechts om het uur opgeslagen zijn. Het waterstandsverloop voor het maximum waterpeil is voor de meeste outputpunten vrij gelijkaardig. Ook de maximale waterstanden verschillen slechts weinig. Na het maximum waterpeil is het verloop van het waterpeil in de gebieden meer verschillend. Dit is mogelijk te wijten aan verschillende ruwheden ter hoogte van de bressen of in het gebied, of verschillende rekenmethodes die de modellen gebruiken.





Figuur 4.5 Tijdsverloop waterstanden in Zuid-Beveland (zie Figuur 4.4)

4.3.4 Conclusies

Algemeen komen de resultaten van de 2D-modellen vrij goed overeen. Voornamelijk de overstromingskaarten met maximale overstromingsdieptes zijn zeer gelijkaardig. Verschillen in de waterstandsverlopen ter hoogte van de outputlocaties zijn mogelijk te wijten aan de verschillende rekenmethodes die de modellen gebruiken.

4.4 Bakkenmodel van Zuid-Beveland: SOBEK CF & Mike 11

4.4.1 Inleiding

Voor een vergelijking van de modelsoftwares voor 1D-modellen is ervoor gekozen Zuid-Beveland te schematiseren met 1D-bergingsknopen of 'bakken' verbonden door overlaten. Deze schematisatie blijkt echter niet zo eenvoudig te verlopen als de 2D-schematisatie. Waar de schematisatie in de verschillende softwarepakketten volledig 1 op 1 kon uitgevoerd worden, zijn de verschillen in resultaten miniem. Verder worden enkele ervaringen weergegeven bij de schematisatie in de verschillende modelsoftwares.

4.4.2 Ervaringen bij schematisatie in verschillende modelsoftware

Bij het opstellen van de 1D-bakkenmodellen in Sobek en Mike werd vastgesteld dat een grondige kennis van de modelsoftwares nodig is om de schematisatie op een gelijkaardige wijze uit te voeren. Voor de schematisatie van de secundaire dijken wordt in MIKE11 gebruik gemaakt van link channels, met een bepaalde drempelhoogte, breedte, lengte en ruwheid. In SOBEK wordt hiervoor gebruikt gemaakt van weirs. De QH-relatie van deze structuren wordt echter op een verschillende wijze berekend. Om deze berekening beter op elkaar af te stemmen, dienen parameters in het model gewijzigd te worden. Hiervoor is kennis van de achterliggende formules noodzakelijk.

Bij de schematisatie van de bressen bleek in eerste instantie de naamgeving van bepaalde 'bresselementen' verschillend. Daarnaast is ook het proces van 'bresgroei' in de verschillende softwares anders. In MIKE11 dienen de dijkkruihoogte, hoogte van de onderzijde van de bres, de breedte van de bres en de helling van de zijden van de bres ingegeven te worden. Voor deze laatste 3 parameters kan een tijdreeks ingegeven worden, waarin meerdere tijdstappen in seconden na de start van de bresgroei kunnen gegeven worden. In SOBEK wordt de bresgroei gesimuleerd in 2 fasen. Tijdens een eerste fase daalt de breskruin met een bepaalde breedte. Wanneer een bepaalde diepte bereikt is, start de 2^{de} fase waarin de bres groeit in de breedte. In SOBEK kan aan de zijden van de bres geen helling toegekend worden. Kennis van deze beide 'bresgroei-wijzen' is noodzakelijk om in beide modellen dezelfde bresgroei te simuleren. Voor de schematisatie van de deelgebieden of 'bakken' diende in beide modellen eenvoudigweg de oppervlakte-hoogterelaties ingevoerd te worden. Deze werden het makkelijkst berekend met MIKEGIS.

4.5 Conclusies en aanbevelingen

Verschillen in berekende overstromingskenmerken als gevolg van softwarekeuze zijn relatief klein. Verschillende softwarepakketten kunnen worden gebruikt om vergelijkbare modelschematisaties te ontwikkelen. Een grondige kennis van beide softwarepakketten is echter noodzakelijk om tot goede resultaten te komen. Zo beschikken SOBEK en MIKE beide over een module om 1-dimensionale modellen te maken. Verschillen tussen de met deze modellen berekende waterdiepten en overstroomde oppervlakten zijn gering. Hetzelfde geldt voor SOBEK 2D, Delft 3D (stand alone) en MIKE Flood.

Verschillen in berekende overstromingskenmerken zijn vooral het gevolg van verschillende manieren waarop gelijkaardige concepten worden geschematiseerd. Zo is de bresgroei modellering in SOBEK anders dan in MIKE. Ook de wijze waarop de 'bakken' in het 1D-bakkenmodel worden verbonden is sterk afhankelijk van de gekozen software en leidt tot verschillen.

5 Analyse schematisatieonzekerheid

5.1 Inleiding

Elke schematisatie heeft voor- en nadelen. Door de toename in rekensnelheid wordt sneller naar meer complexe schematisatiemethoden gegrepen in de hoop zo nauwkeurige resultaten te bekomen.

Onderstaande analyses maken een vergelijking van verschillende modelschematisaties binnen één of meerdere softwarepakketten.

5.2 Vergelijking verschillende schematisaties van de dijkkring Zuid-Beveland oost

5.2.1 Vergelijking bakkenmodel en 1D2D-schematisatie Zuid-Beveland (SOBEK)

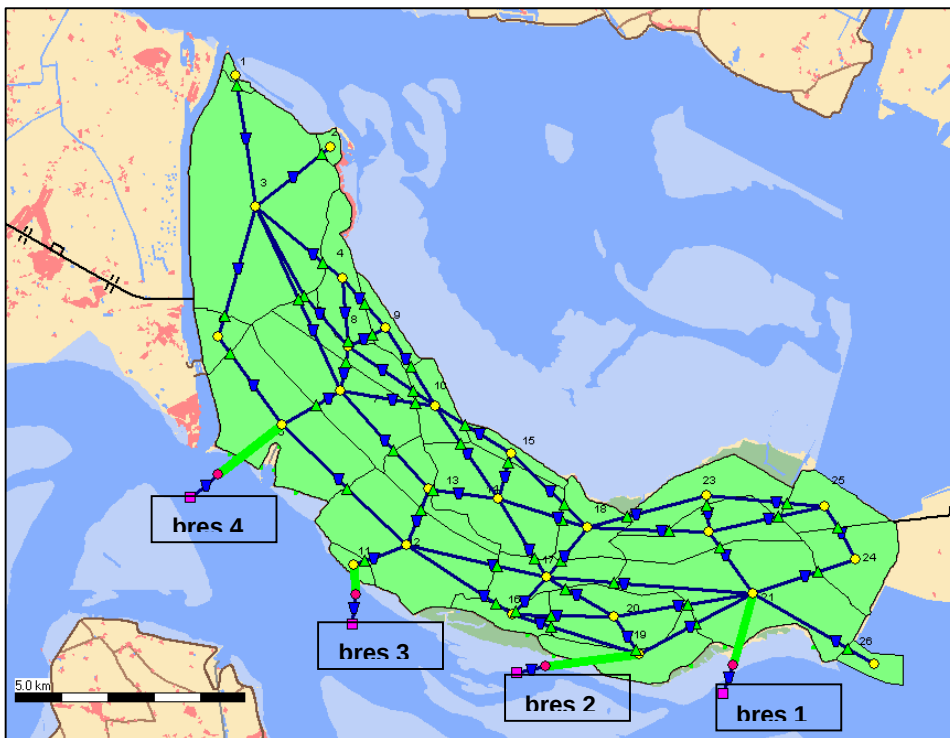
Schematisatie

Voor de vergelijking van het SOBEK 0D bakkenmodel met het SOBEK 1D2D model is gebruik gemaakt van dezelfde randvoorwaarden als beschreven in Par. 4.2.1. Hierbij worden tijdens de simulatie vier primaire dijkdoorbraken gesimuleerd.

Het bakkenmodel is gemaakt met de SOBEK Channel Flow module en bestaat uit een aantal met elkaar verbonden bergingsknopen (bakken) die de verschillende polders representeren. Het volume van deze polders wordt in de bergingsknopen bepaald door een hoogte-oppeervlakterelatie die is afgeleid van het hoogtetegrid (DHM). De bergingsknopen zijn onderling verbonden door middel van zogenaamde Channel Flow reaches en de scheidingen tussen de polders (de secundaire dijken) zijn gemodelleerd door middel van stuwen. De stuwen hebben één vaste kruinhoogte en een bepaalde vaste breedte. Deze waarden zijn afgeleid van het hoogtetegrid, waarbij voor de kruinhoogte de laagste waarde van de secundaire dijk tussen twee betreffende polders is gekozen en voor de breedte van de stuw een representatieve breedte is bepaald. Het kiezen van een vaste kruinhoogte en breedte voor de secundaire dijken is een forse vereenvoudiging, aangezien in de werkelijkheid de overstromingsbreedte van de dijk afhankelijk is van de waterstand. Echter het invoeren van een volledig hoogte-breedteprofiel voor elke stuw bleek modeltechnisch niet mogelijk omdat dit tijdens de berekening leidde tot instabiliteiten.

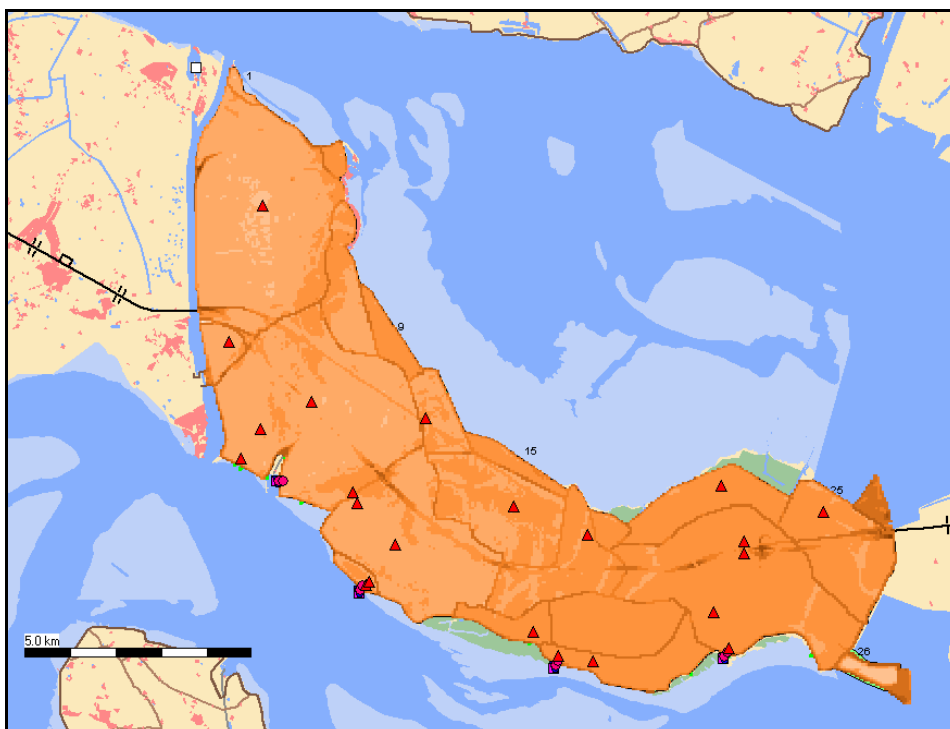
De onderlinge verbindingen (Channel Flow reaches) in het bakkenmodel zijn zodanig geschematiseerd dat het 1-dimensionale hydraulische effect buiten beschouwing blijft. Dit om een zo zuiver mogelijk bakkenmodel (0-dimensionaal model) te verkrijgen. Dit is gedaan door geen rekenpunten te plaatsen op de reaches. Hierdoor worden de debieten tussen de polders onderling uitsluitend bepaald door de kunstwerkformules behorende bij de stuwen die de secundaire dijken representeren. Deze kunstwerkformules maken gebruik van de stuw eigenschappen en de berekende waterstanden in de aangrenzende polders. Water dat over de secundaire dijken stroomt, is hierdoor direct gelijkmatig verspreid over de gehele polder.

Figuur 5.1 geeft de modelschematisatie weer van het bakkenmodel (SOBEK 0D).



Figuur 5.1 Modelschematisatie Sobek OD (bakkenmodel)

Bij het Sobek 1D2D model wordt de overstrooming geheel 2D berekend door gebruik te maken van het hoogtegrid waarin de hoger gelegen secundaire dijken zijn opgenomen. De celgrootte van het hoogtegrid is 50 x 50 m. Figuur 5.2 geeft de modelschematisatie van het SOBEK1D2D model weer.

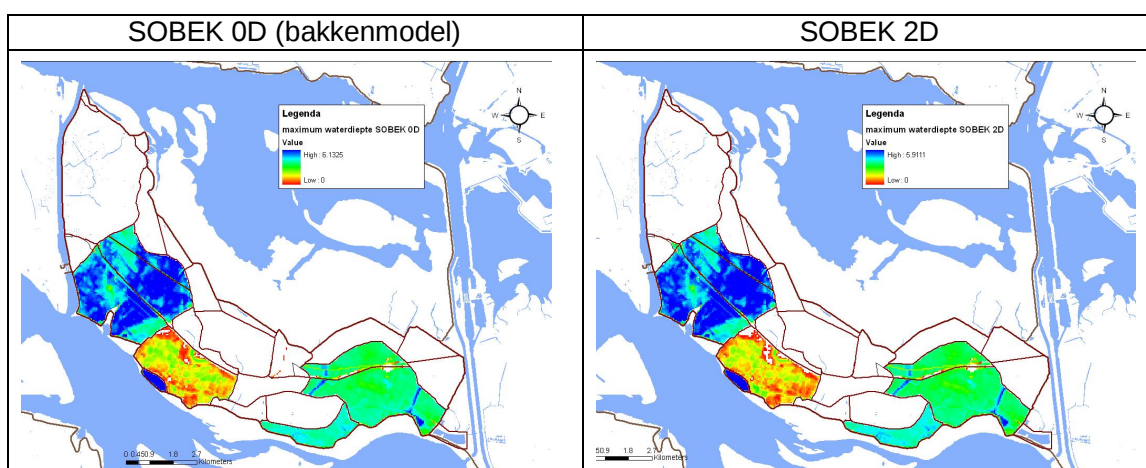


Figuur 5.2 Modelschematisatie SOBEK1D2D model.

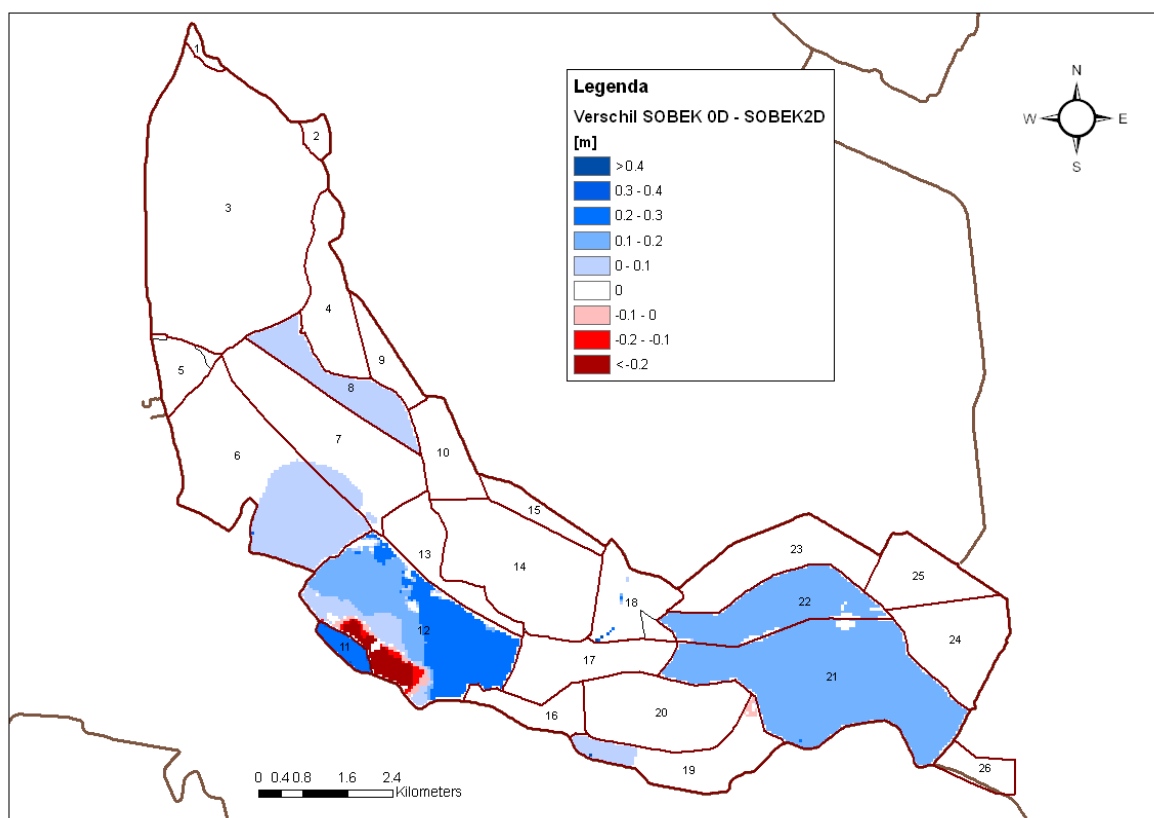
Resultaten

De resultaten van de beide modelschematisaties zijn weergegeven in Figuur 5.3 tot en met Figuur 5.6.

De berekende maximale inundatiediepte (Figuur 5.3) geeft op het eerste gezicht een vrijwel identiek beeld voor de beide modelschematisaties. In de verschilkaart (Figuur 5.4) blijkt dat er wel verschillen tussen de beide uitkomsten zijn, met name in de polders 11 en 12 en in de polders 21 en 22.

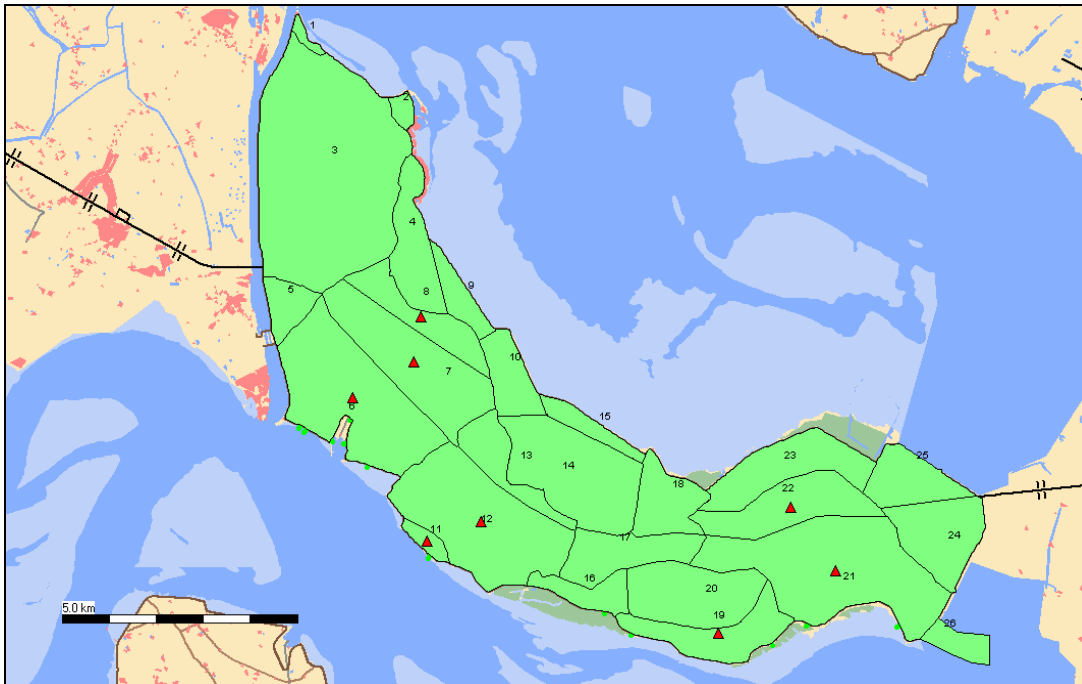


Figuur 5.3 Maximale berekende inundatiediepte bij SOBEK bakkenmodel en SOBEK1D2D model.

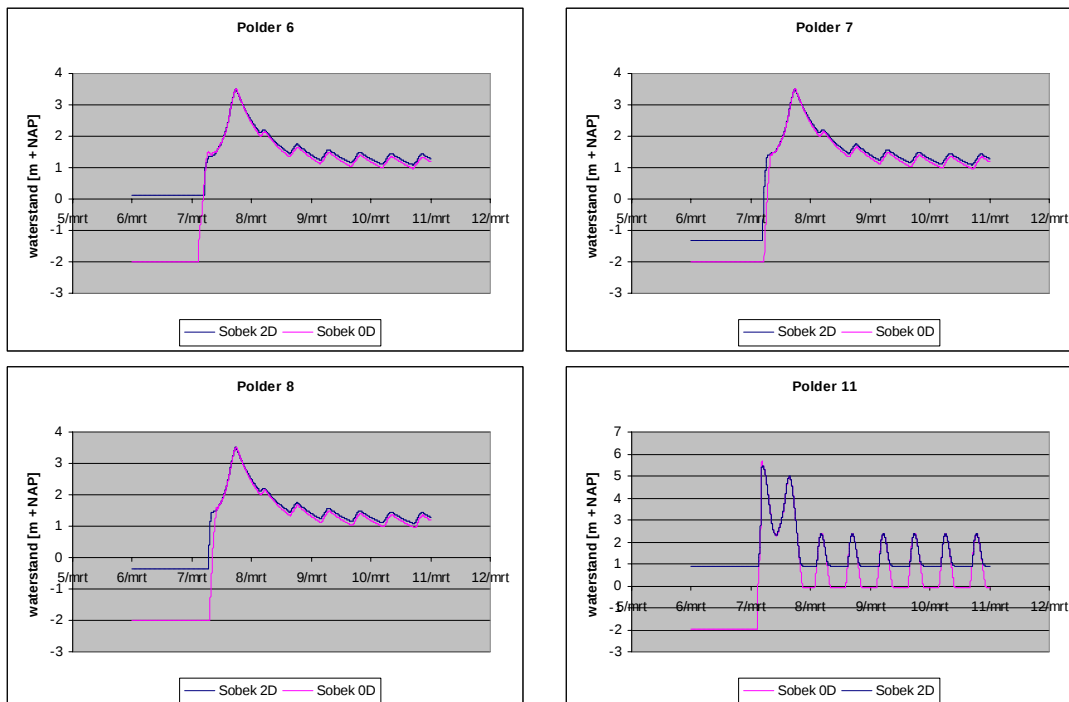


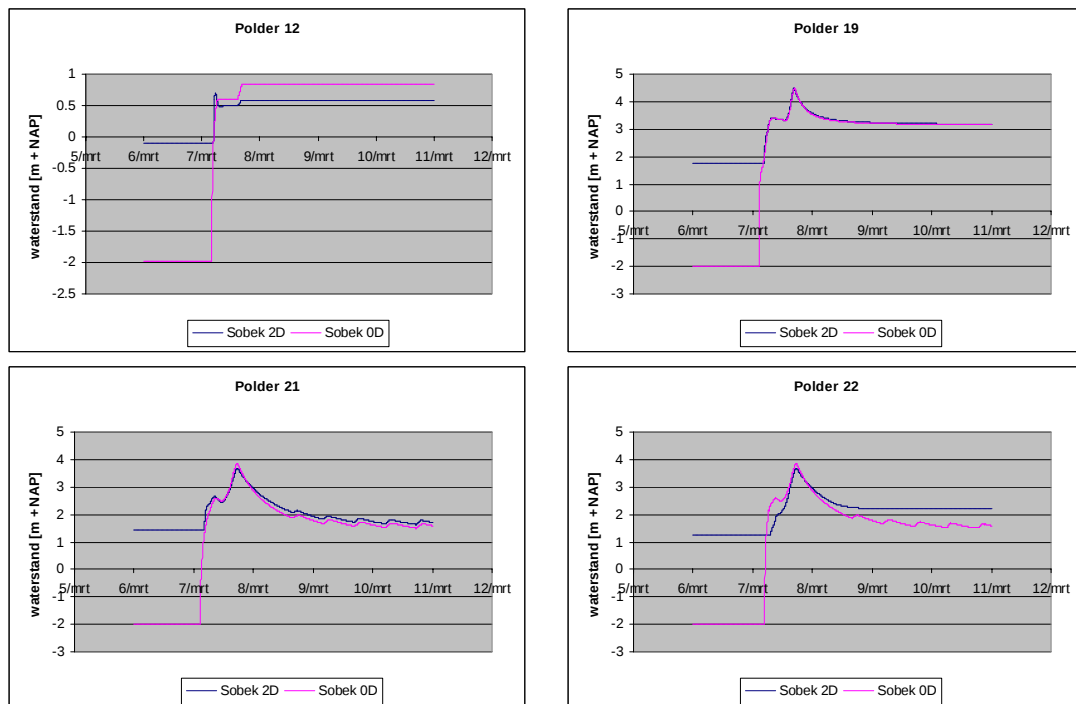
Figuur 5.4 Verschil van de maximaal berekende inundatiediepte tussen het SOBEK bakkenmodel en de SOBEK1D2D berekening.

Bij de geïnundeerde polders zijn ook de berekende waterstanden *in de tijd* met elkaar vergeleken. Figuur 5.5 geeft de meetlocaties weer waar de waterstanden van het SOBEK1D2D model zijn vergeleken met de waterstanden van het OD model.



Figuur 5.5 Waterstandmeetlocaties (history points) van het SOBEK1D2D model.





Figuur 5.6 Vergelijking berekende waterstanden van het Sobek bakkenmodel en het SOBEK1D2D model voor een aantal van de geïnundeerde polders.

Uit de vergelijking van de berekende waterstanden (Figuur 5.6) voor zowel de SOBEK 0D en SOBEK 1D2D-schematisatie blijkt dat voor de meeste polders de resultaten goed overeenkomen. De beginwaterstand van de SOBEK 0D berekening ligt vrijwel altijd lager aangezien deze overeenkomt met het laagste punt in de hele polder. Bij het SOBEK 1D2D model betreft dit de maaiveldhoogte ter plekke van de meetlocatie. Bij polder 12 is wel een duidelijk verschil tussen de waterstanden waarneembaar. Dit wordt veroorzaakt doordat er alleen bij de twee hoogste getijslagen water van polder 11 over de secundaire dijk met kruinhoogte van NAP +4,4m naar polder 12 stroomt. De kleine verschillen in de waterstanden veroorzaken relatief grote verschillen in de debieten over de secundaire dijk. Daarnaast draagt de gekozen vaste kruinbreedte van 400 m van de verbindende stuw in het SOBEK 0D ook bij aan het verschil in het debiet over de secundaire dijk.

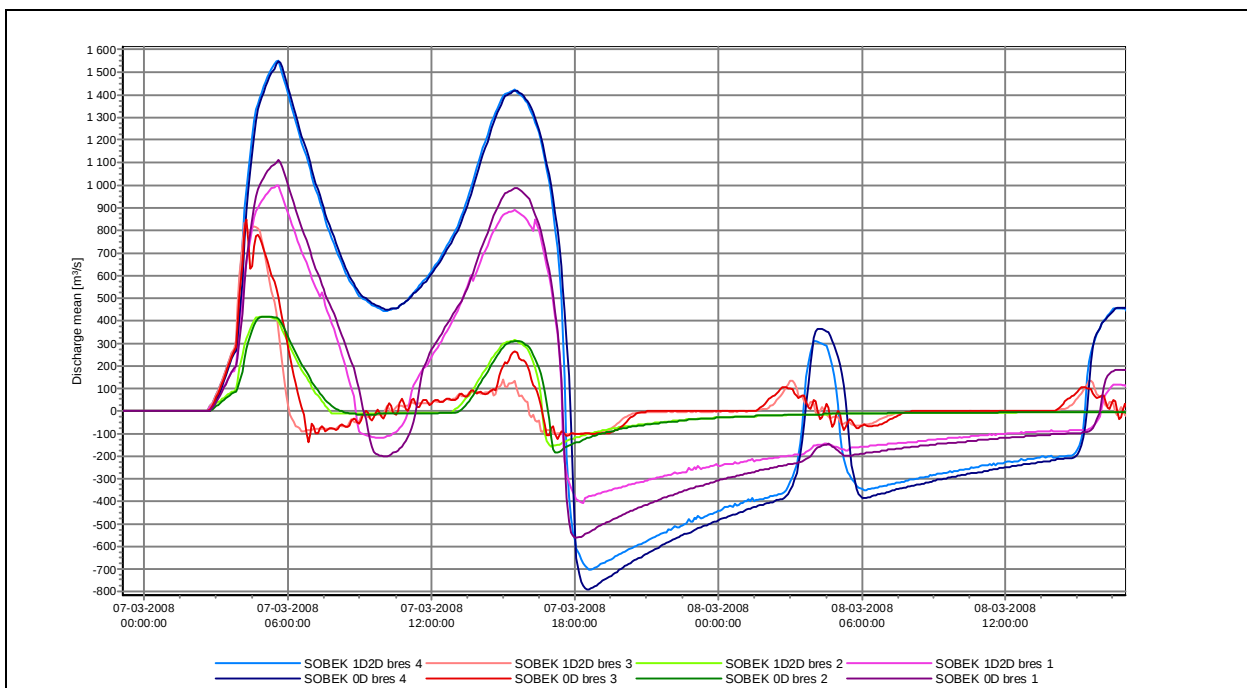
De verschillen tussen de SOBEK 0D en de SOBEK 1D2D berekening zijn verder te verklaren door de volgende factoren:

- afwijkende instroomdebieten bij de dijkbreuk;
- het niet meenemen van de vertraging in het systeem bij het SOBEK 0D model;
- de gekozen kruinhoogtes en kruinbreedtes van de secundaire dijken in het SOBEK 0D model.

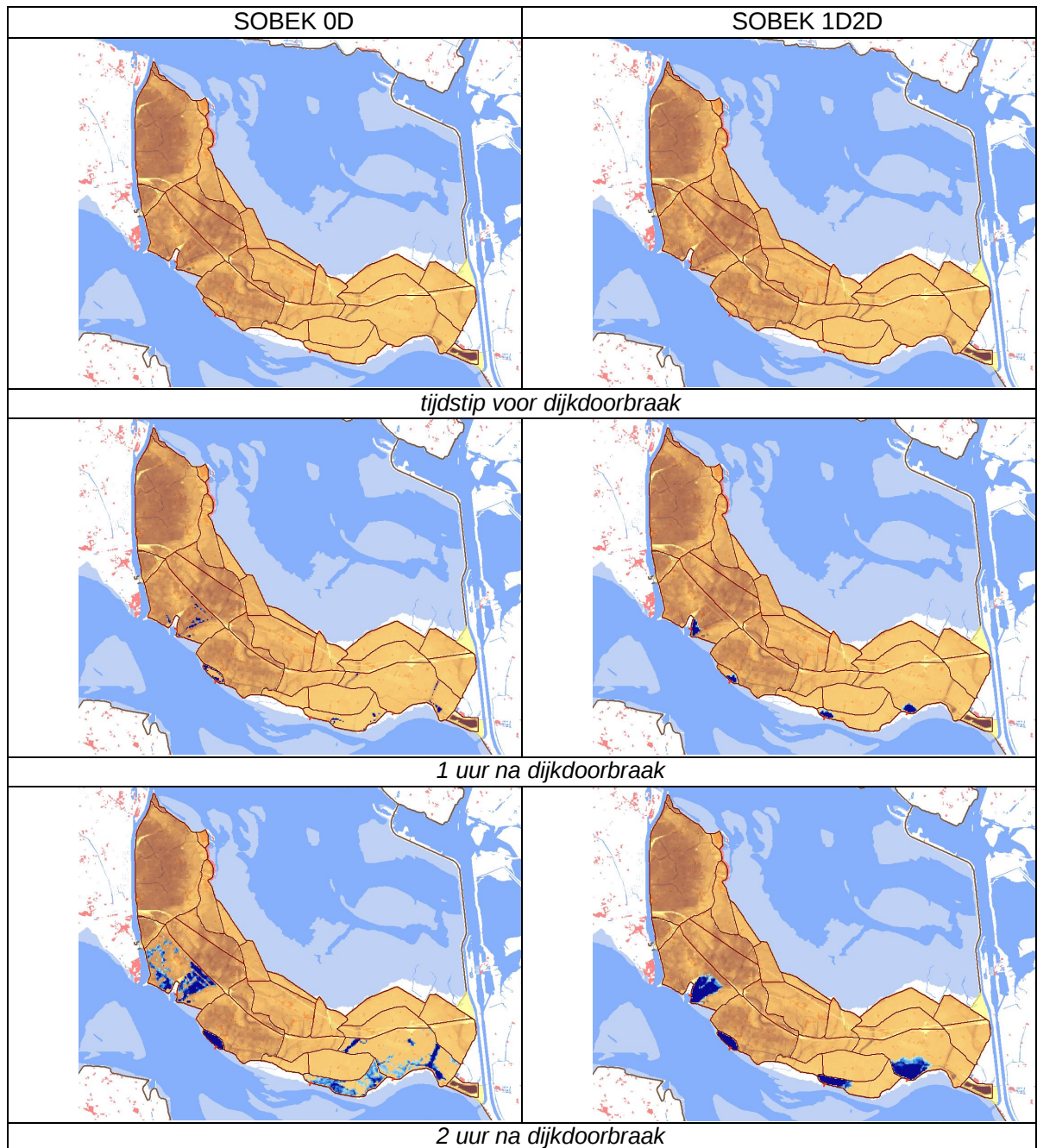
De instroomdebieten van de 4 breslocaties voor beide modelberekeningen zijn weergegeven in Figuur 5.7. Hieruit blijkt dat er toch nog enige verschillen zijn tussen de instroomdebieten, met name bij de bressen 1 en 3. Dit verklaart ook voor een groot deel de verschillen op de verschilkaart van de maximale waterstanden in Figuur 5.4. Het debiet door een dijkdoorbraak is altijd een functie van de boven- en benedenwaterstand. De bovenwaterstand is voor beide modelschematisaties gelijk (de opgelegde randvoorwaarde), maar de berekende benedenwaterstand kan voor beide modelschematisaties verschillend zijn. Dit omdat in het

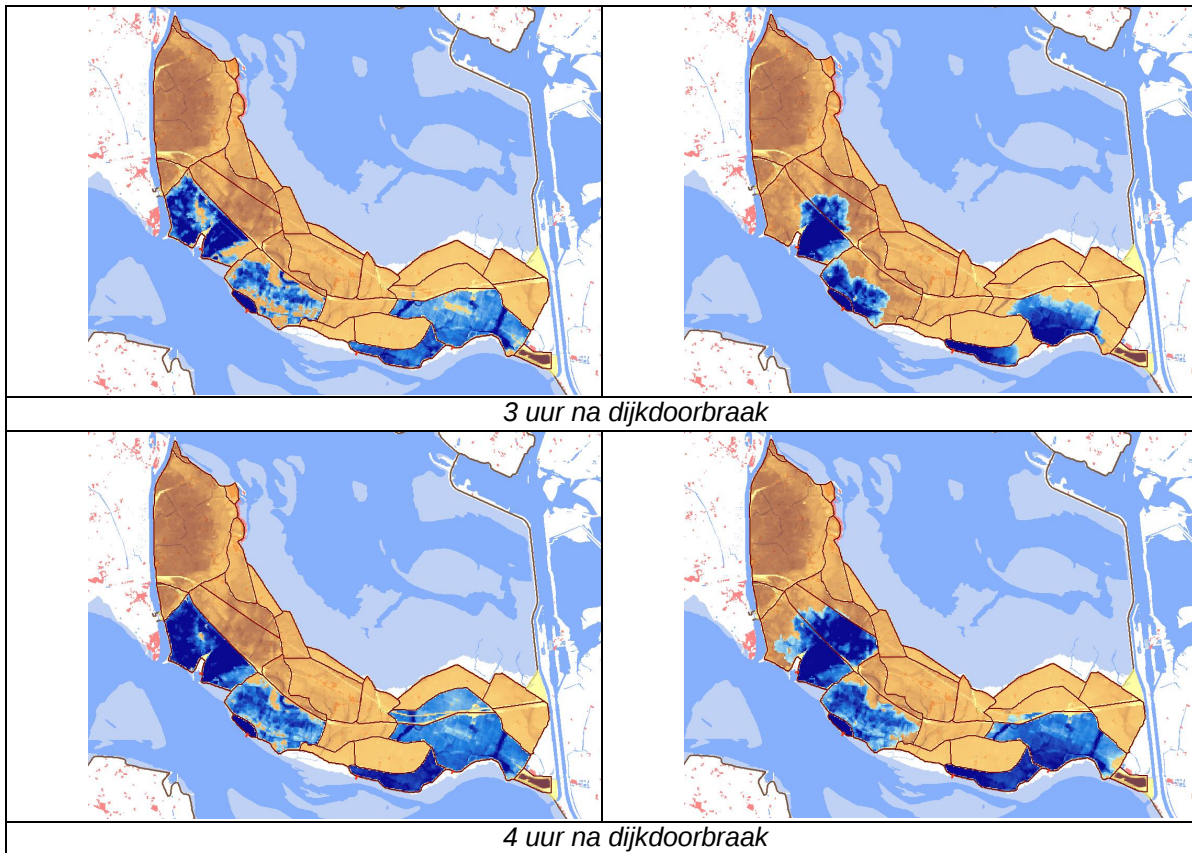
SOBEK1D2D model gekeken wordt naar de waterstand in de gridcel waar de dijkbreuk op uitkomt en in het SOBEK 0D model er gekeken wordt naar de (gemiddelde) waterstand in de gehele polder.

Doordat in het SOBEK 0D-model de polders als één bak geschematiseerd zijn, worden zij ook van onderuit opgevuld met water. Hierdoor is een goede beschrijving van het overstromingsverloop binnen in de polders niet mogelijk. Figuur 5.8 geeft het overstromingsverloop voor de eerste vier uur weer voor beide modelschematisaties. Hieruit blijkt dat bij lage secundaire dijken zoals tussen polders 6 en 7 en 21 en 22, bij het SOBEK 1D2D model de aangrenzende polder al overstroomt, terwijl bij het SOBEK 0D dit nog niet het geval is. Dit komt doordat in het SOBEK 0D model eerst alle lage delen van de polder gevuld worden, ook die delen die in het SOBEK 1D2D nog niet zijn bereikt. Het SOBEK 1D2D model geeft hierdoor dus al hogere waterstanden bij de secundaire dijk, waardoor de aangrenzende polder al overstroomt.



Figuur 5.7 Instroomdebieten bij de vier breslocaties





Figuur 5.8 Vergelijking van het overstromingsverloop voor de SOBEK 0D modelschematisatie (links) en de SOBEK 1D2D modelschematisatie (rechts).

Conclusies

Op basis van de gemaakte vergelijking kan worden geconcludeerd dat:

- Met een vereenvoudigd bakkenmodel resultaten kunnen worden verkregen die redelijk goed vergelijkbaar zijn met een SOBEK 1D2D-model. Het gekozen gebied leent zich daarbij ook goed voor een 'bakkenbenadering' door de indeling van het gebied in afzonderlijke polders begrensd door secundaire dijken.
- Wel geldt dat om een goede OD-schematisatie te kunnen maken en om vervolgens de resultaten te kunnen vertalen naar waterdieptes er ook een gedetailleerd hoogtegrid noodzakelijk is, waarmee dus ook vrij eenvoudig een 2D model kan worden gemaakt.
- Daarnaast gaat door de vereenvoudiging van het overstromingsgebied in afzonderlijke bakken veel van de essentiële overstromingsinformatie verloren, zoals stroomsnelheden, ruimtelijke overstromingsverloop, etc.
- Een zeker duidelijk winstpunt van de vereenvoudigde schematisatie in een OD bakkenmodel is de rekentijd. Deze is ruim een factor 240 korter dan die van het SOBEK 1D2D model (17 sec voor het SOBEK 0D model tegen 1 uur, 8 min en 54 sec voor het SOBEK 1D2D model).

5.2.2 Vergelijking bakkenmodel en Quasi 2D-schematisatie Zuid-Beveland (MIKE)

Schematisatie

Voor de vergelijking van het Quasi 2D-model en het 1D-model met bergingselementen (bakkenmodel) in MIKE11 wordt gebruik gemaakt van de Vlaamse composiet-randvoorwaarden. In Figuur 5.9 wordt de schematisatie in beide modellen weergegeven.

Op basis van het DHM en luchtfoto's is Zuid-Beveland onderverdeeld in polders. Deze worden in het 1D-/bakkenmodel geschematiseerd door middel van onderling verbonden reservoirs of bergingselementen. Er zijn in totaal 26 reservoirs ingevoerd (Figuur 5.9). Aan elk reservoir wordt één bergingsknoop toegekend. Aan deze bergingsknoop wordt het totale volume van het hele reservoir toegekend op basis een oppervlakte-hoogterelatie. Deze wordt berekend met behulp van GIS op basis van het DHM.

Voor de dijken tussen de polders in het gebied kunnen in MIKE11 hoogte-breedteverhoudingen ingegeven worden. Deze zijn eveneens bepaald op basis van het DHM. De bressen zijn ingevoerd met behulp van 'Dambreak structures' in de netwerk-file van MIKE 11. Hierbij moeten verschillende gegevens betreffende de locatie en geometrie van de bressen ingegeven worden, evenals het tijdstip en de wijze waarop de bressen zullen ontstaan en groeien. Wanneer de maximale waterhoogte wordt bereikt, wordt een bresbreedte van 10 meter ingesteld en daalt de bres tot het aangegeven niveau. Als 'Failure Moment' werd gekozen voor 'Date and Time'. Het tijdstip waarop de maximale waterhoogte bereikt wordt in de Westerschelde is 6/01/2010 9:20 uur. De bres bereikt zijn volledige breedte van 75 dan wel 61 meter om 10:20 uur. Omwille van stabiliteitsredenen wordt de bres ongeveer 50 minuten eerder geïnitieerd in het model. Als 'Failure Mode' werd gekozen voor 'Time Dependent' waarmee het mogelijk is de bres te laten 'groeien'. Tabel 5.1 geeft de belangrijkste eigenschappen van de bressen weer.

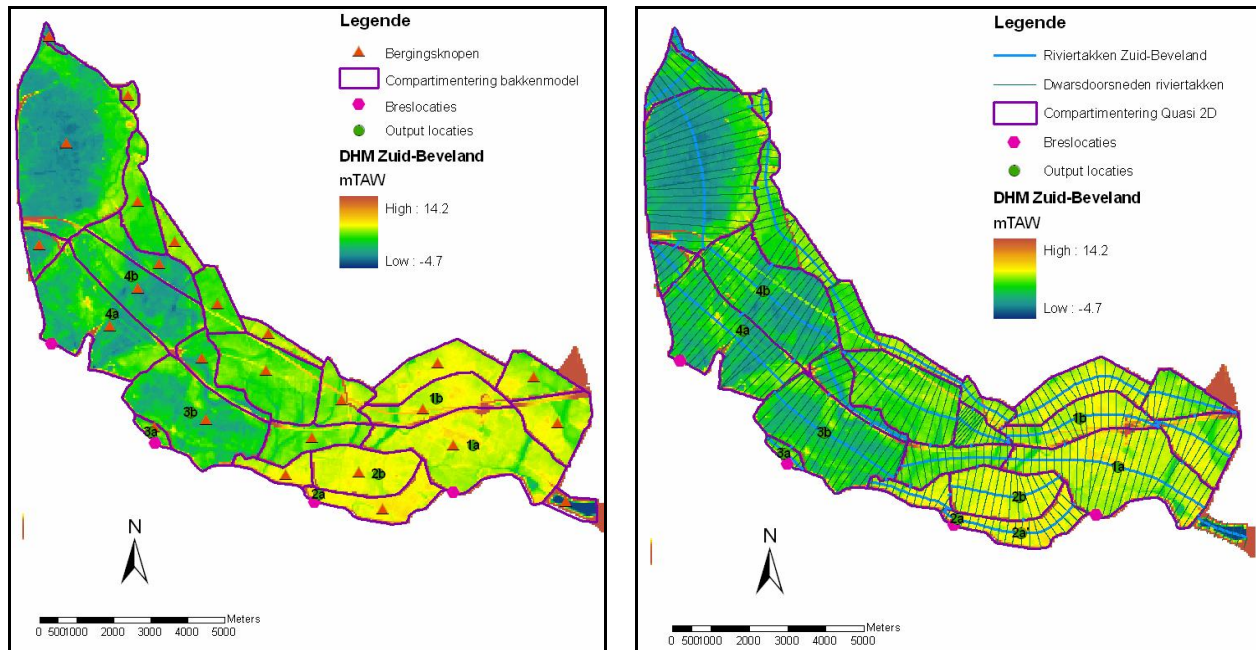
Tabel 5.1 Eigenschappen van de bressen ter hoogte van de polder te Zuid-Beveland

Nr	Start bres-vorming	Initiële breedte	Breedte bres 9:20 (m)	Eind-breedte bres 10:20 (m)	Initiële breshoogte (m NAP)	Bres hoogte 9:20 (m NAP)	Eind hoogte bres 10:20 (m NAP)	Bres helling
1	6/01/2010 8:30	1	10	75	5.67	4.96	1.00	0
2	6/01/2010 8:30	1	10	75	5.67	4.96	3.15	0
3	6/01/2010 8:30	1	10	61	5.67	5.05	0	0
4	6/01/2010 8:30	1	10	75	5.67	4.97	0	0

In de Quasi 2D-schematisatie wordt het gebied Zuid-Beveland voorgesteld door middel van meerdere onderling verbonden riviertakken (Figuur 5.9). Elke riviertak bevat opeenvolgende dwarsdoorsneden waardoor de vorm/ het reliëf van het gebied beschreven wordt. In de riviertakken wordt bijgevolg eveneens stroming gesimuleerd. De indeling van de polders is licht verschillend van de indeling gebruikt voor de 1D-schematisatie van het gebied. De vorm van de polders dient geschikt te zijn voor het tekenen van de riviertakken en bijhorende dwarsdoorsneden.

De dijken tussen de polders zijn in het Quasi 2D-model eveneens geschematiseerd met breedte-hoogte verhoudingen op basis van het DHM. Waar mogelijk werden dezelfde verhoudingen gebruikt als in het 1D-model. De bressen zijn op dezelfde wijze ingevoerd als in het 1D-model (zie hierboven).

Als ruwheid voor de verbindingen tussen de verschillende reservoirs wordt in beide modellen een Manning-coëfficiënt van 0,1 toegepast. Voor de structuren toegepast in de modellen worden de standaardparameters van Mike11 gebruikt.

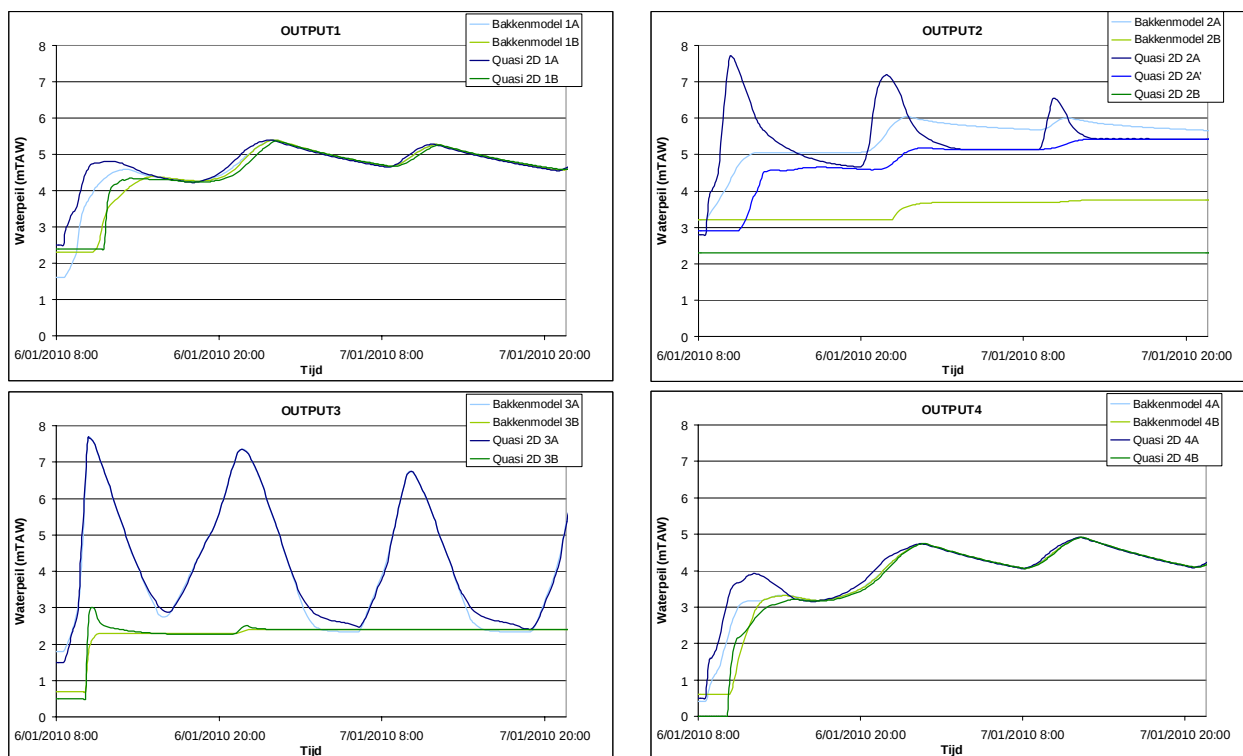


Figuur 5.9 Schematisatie 1D-model met bergingsknopen en Quasi 2D-model in Mike 11.

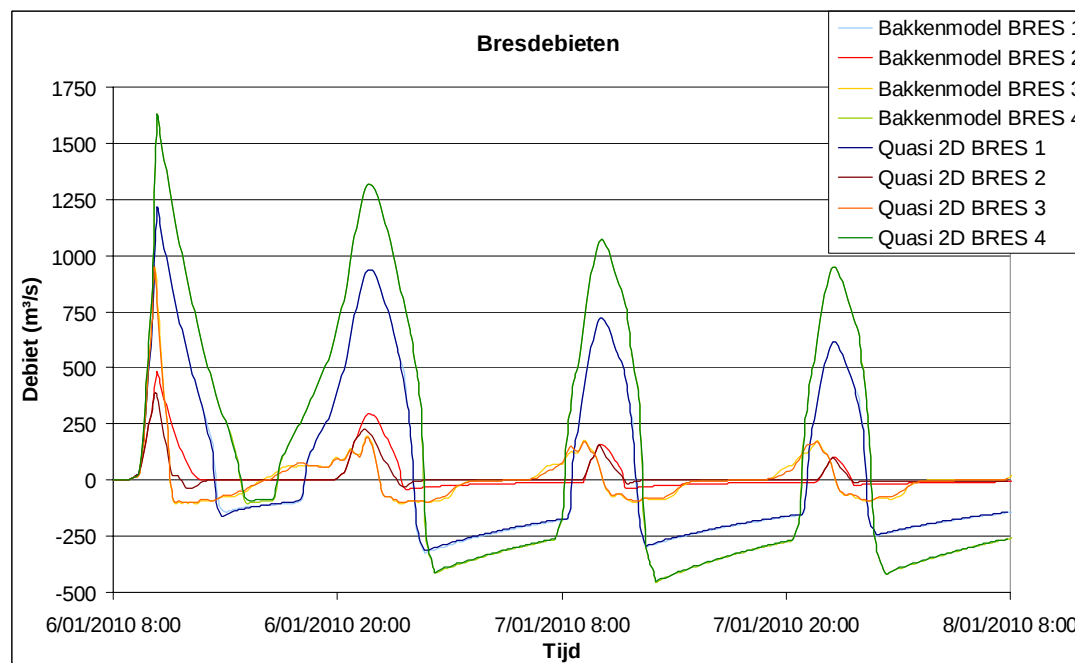
Resultaten

In Figuur 5.10 wordt het tijdsverloop van de waterstanden in enkele deelgebieden weergegeven. De gekozen gebieden hebben dezelfde grootte in beide modellen. Uit deze resultaten blijkt dat in grote compartimenten de waterstandsverlopen van beide modellen redelijk goed overeenkomen. In de kleinere en smallere compartimenten houdt het Quasi 2D-model echter rekening met een mogelijke vertraging van de instroom van het water (zie output 2 en 3). Ter hoogte van de bres wordt een hogere waterstand berekend bij de hoogwaters dan verder van de bres. Het model met bergingselementen berekent in elk compartiment slechts één waterstand en houdt geen rekening met mogelijke vertraging van de instroom van het water. Dit kan gevolgen hebben wat betreft het overtoppen van een secundaire dijk, met lagere hoogte verder van de bres (zie output 2).

De debieten door de bressen (Figuur 5.11) verschillen weinig tussen beide modellen.



Figuur 5.10 Tijdsverloop waterstanden in Zuid-Beveland (zie Figuur 5.9)

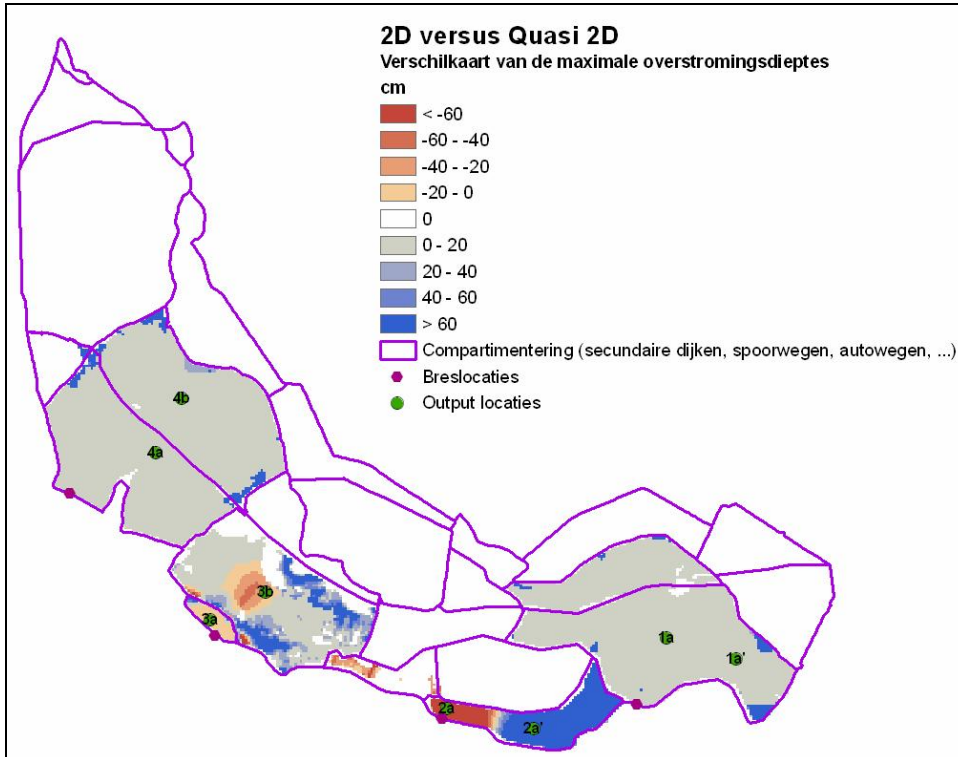


Figuur 5.11 Tijdsverloop debieten door bressen

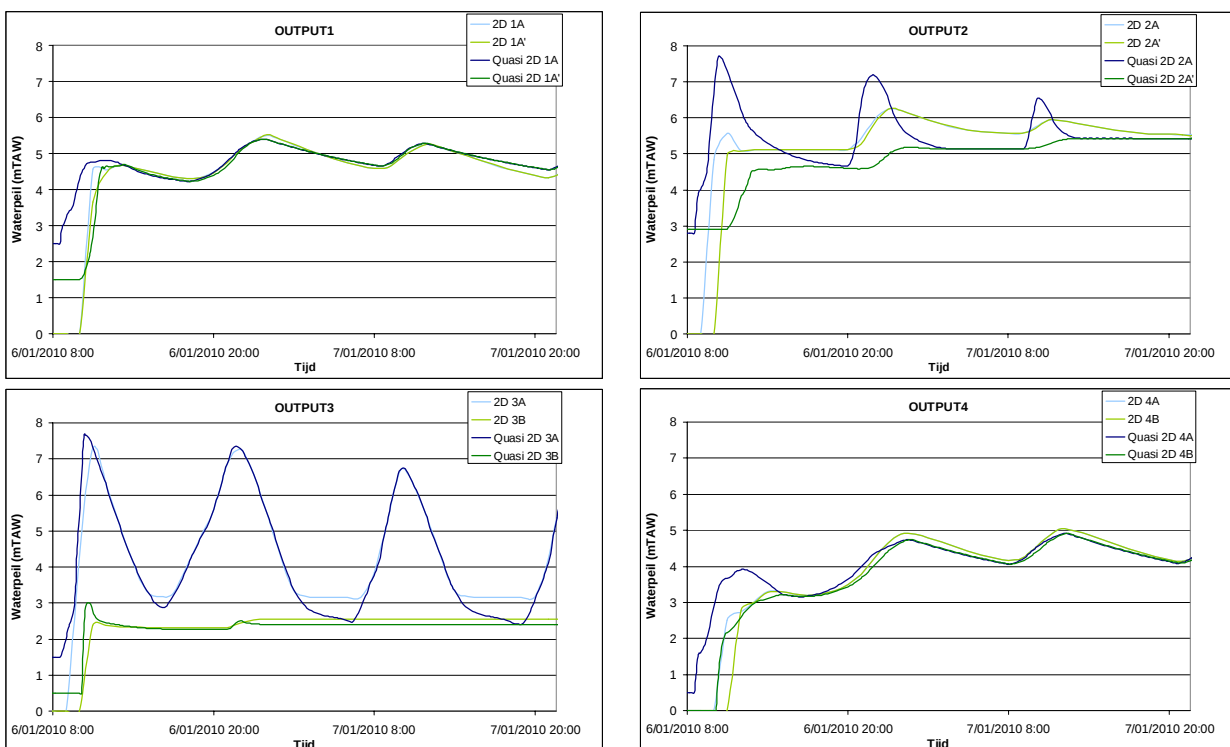
5.2.3 Vergelijking Quasi 2D- en 1D2D-schematisatie Zuid-Beveland (MIKE)

Voor de vergelijking van het Quasi 2D-model en het 2D-model in Mike11 is eveneens gebruik gemaakt van de Vlaamse composietrandvoorwaarde. De bresvorming en -groei zijn op

dezelfde wijze ingesteld. Als Quasi 2D-model werd hetzelfde model gebruikt als voor de vergelijking met het model met bergingselementen (zie Par. 5.2.2).



Figuur 5.12 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, 2D-schematisatie versus Quasi 2D-schematisatie met Vlaamse composietrandvoorwaarde



Figuur 5.13 Tijdsverloop waterstanden in Zuid-Beveland (zie Figuur 5.12)

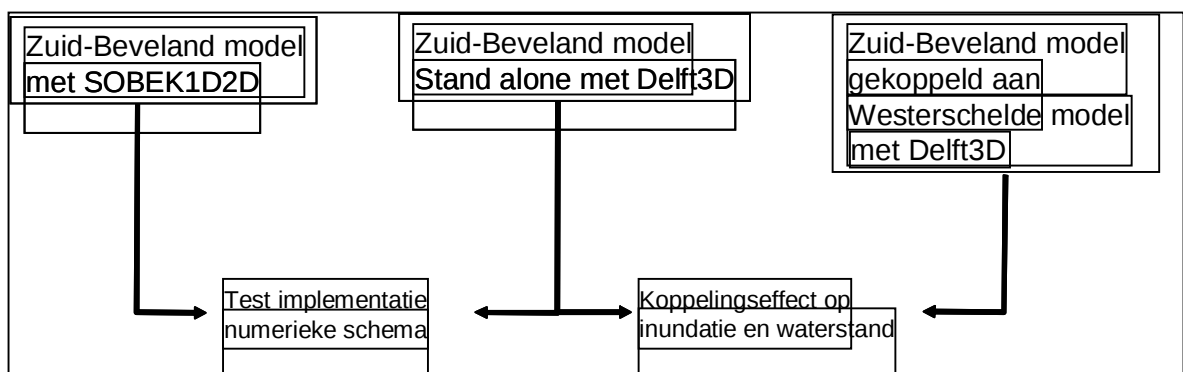
Figuur 5.12 geeft de verschilkaart weer berekend op basis van de overstromingskaarten van beide modellen. In Figuur 5.13 worden de waterstandsverlopen op verschillende locaties in Zuid-Beveland weergegeven. Ook bij deze vergelijking treden de grootste verschillen in waterstanden op in de kleinere compartimenten. Het Quasi 2D-model lijkt de vertraging van de instroom en de opstuwung van het water te overdrijven. Hierdoor zijn de eerste hoogwaters in het Quasi 2D-model tot 2 m hoger dan in het 2D-model. In het 2D-model treedt eveneens een vertraging op, doch beperkter. De uitwatering lijkt in het Quasi 2D-model echter sneller te gebeuren waardoor de laagwaters lager zijn dan in het 2D-model. In grotere compartimenten zijn deze verschillen kleiner.

5.3 Vergelijking schematisatie gebiedsmodel al dan niet gekoppeld aan riviermodel

5.3.1 Vergelijking Zuid-Beveland model (SOBEK 1D2D/Delft3D) al dan niet gekoppeld aan Westerschelde model in Delft 3D

Overzicht van de modellen

Het Zuid-Beveland inundatiemodel wordt met zowel SOBEK1D2D als met Delft3D systeem gesimuleerd. De vergelijking van de implementatie van het “flooding” numerieke schema in beide systemen is beschreven in Par. 4.2.



Het gekoppelde Zuid-Beveland – Westerschelde model wordt met Delft3D gedraaid om het effect van de interactie tussen de stormopzet en het getij te bestuderen op de inundatie (hoogte en oppervlak) en het verloop van de waterstand in het geïnundeerd gebied en langs de Westerschelde.

Randvoorwaarde

Het Zuid-Beveland model (in de stand alone mode) wordt aangedreven aan de open rand met waterstanden berekend door het Westerschelde model. De randvoorwaarde van het Westerschelde model wordt verkregen door het Nederlandse Continental Shelf Model (CSM) voor de 1953 storm (28-01-1953 tot 4 februari 1953) te draaien. De berekende waterstanden langs de open randen van het Westerschelde model kunnen hiermee worden opgelegd.

Het rooster van het CSM model, het Westerschelde model en de ligging van open randen zijn aangegeven in Figuur 5.14.

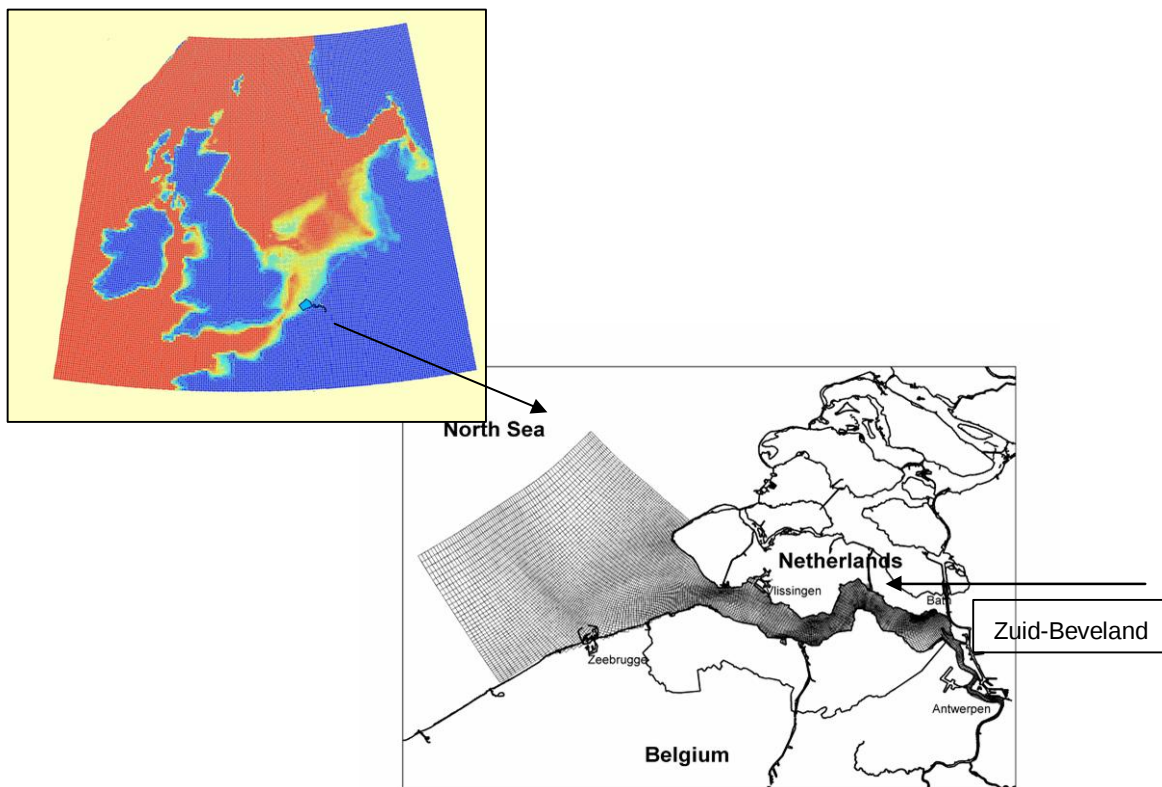
Schematisatie van de bres

Zowel in de stand alone als in het gekoppelde Zuid-Beveland model wordt de bres gemodelleerd als een instantane opening, met een vaste afmeting. De afmeting kan tijdens de simulatie niet meer worden veranderd.¹

De locaties en de afmetingen van de bres voor de twee berekende scenario's (Noord en Oost) zijn aangeven in Figuur 5.15.

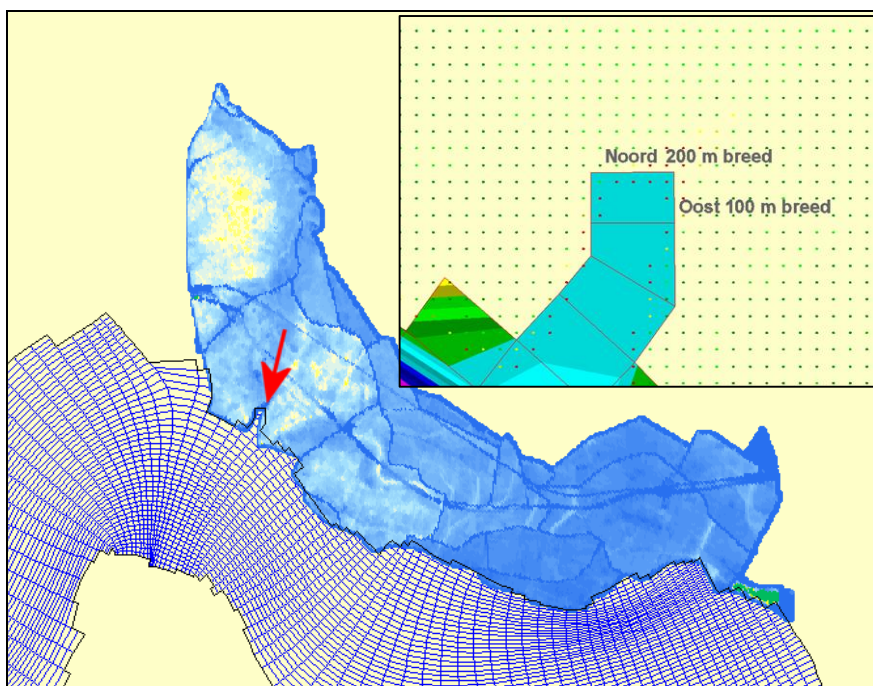
Rooster, bodemschematisatie en bodemruwheid

Zowel voor de stand alone simulaties als voor de gekoppelde simulaties, net als bij SOBEK1D2D zijn identieke roosters, bodemschematisatie, bodemruwheidsformulering (White Colebrook) en ruwheidscoëfficiënten gebruikt voor het Zuid-Beveland model (zie Figuur 5.16).

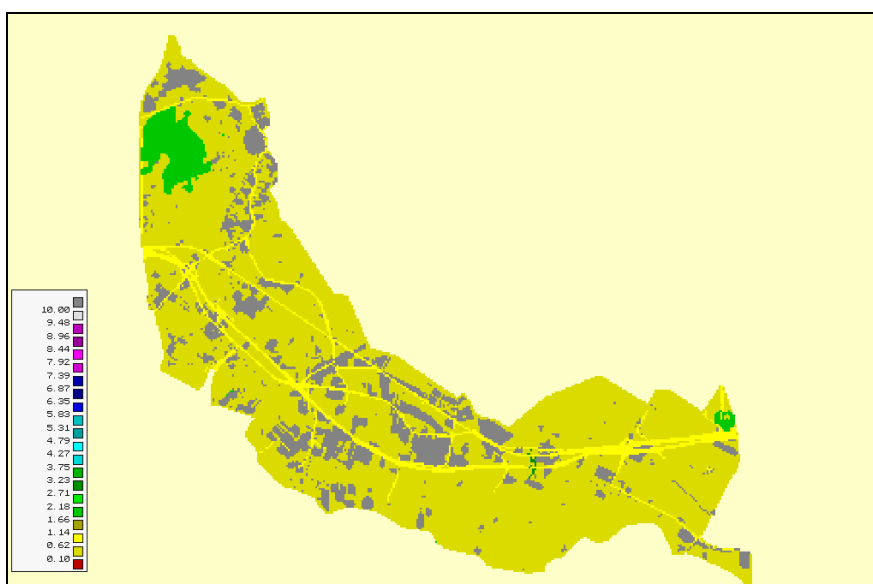


Figuur 5.14 Modelgebied

1. In het Delft3D modelsysteem kan men geen bresgroei definiëren zoals in SOBEK1D2D.



Figuur 5.15 Breslocaties en afmetingen



Figuur 5.16 Bodemruwheid Zuid-Beveland (White Colebrook formulering)

Wind data

Voor de simulatie met het CSM model is gebruikt gemaakt van ruimtelijke en tijdsafhankelijke wind van KNMI. Hetzelfde geldt voor het Westerschelde model. Voor Zuid-Beveland model is gekozen om alleen een tijdsafhankelijke wind op locatie 51,45° N - 3,56° O voor te schrijven. De aandrijvende kracht in Delft3D is hiermee identiek aan SOBEK1D2D.

Coëfficiënt voor de windwrijving

De windwrijvingsterm in de impuls vergelijking bij SOBEK1D2D en Delft3D is identiek:

$$\tau_{wi} = -\rho_{air} C_{wi} u_{wi}^2 \cos(\phi_{wi})$$

waarbij geldt:

τ_{wi}	=	windschuifspanning [N/m^2]
ρ_{air}	=	dichtheid van lucht [kg/m^3]
C_{wi}	=	windwrijvingscoëfficiënt = $\alpha_{wi,1} + \alpha_{wi,2} u_{wi}$
u_{wi}	=	windsnelheid [m/s]
ϕ_{air}	=	windrichting [graden]

De waarden van de coëfficiënten α zijn respectievelijk:

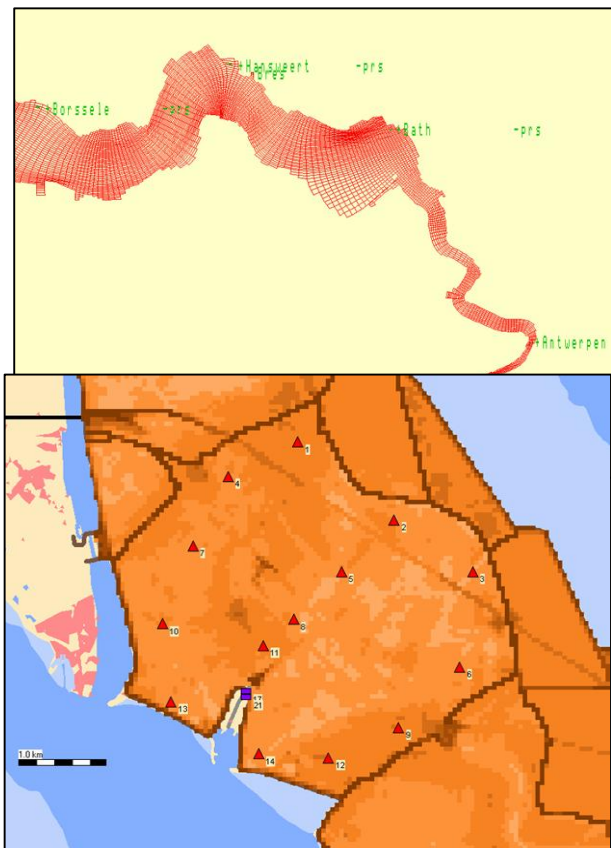
$$\alpha_{wi,1} = 0,50 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_{wi,2} = 0,06 \cdot 10^{-3} [s/m]$$

Deze waarden zijn zowel bij SOBEK1D2D als bij Delft3D gebruikt.

Vergelijking waterstanden op stations

Binnen het modelgebied van Zuid-Beveland is voor een aantal locaties het verloop van de berekende waterstanden tegen de tijd uitgezet. Zowel bij de SOBEK als de Delft3D berekening in Zuid-Beveland gaat het om dezelfde stations (zie onderstaande figuur).



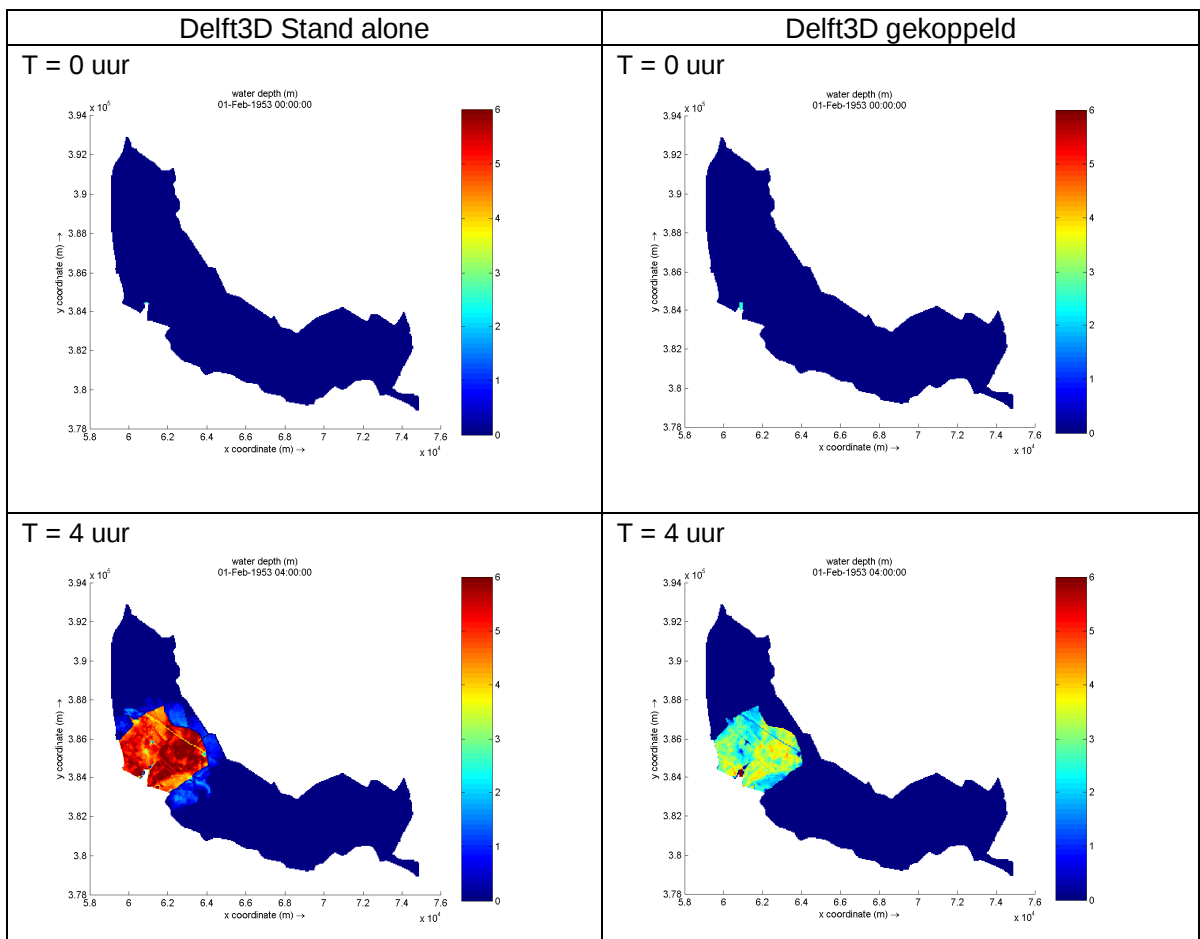
Figuur 5.17 Monitoring stations langs de Schelde (top) en in Zuid-Beveland (onder)

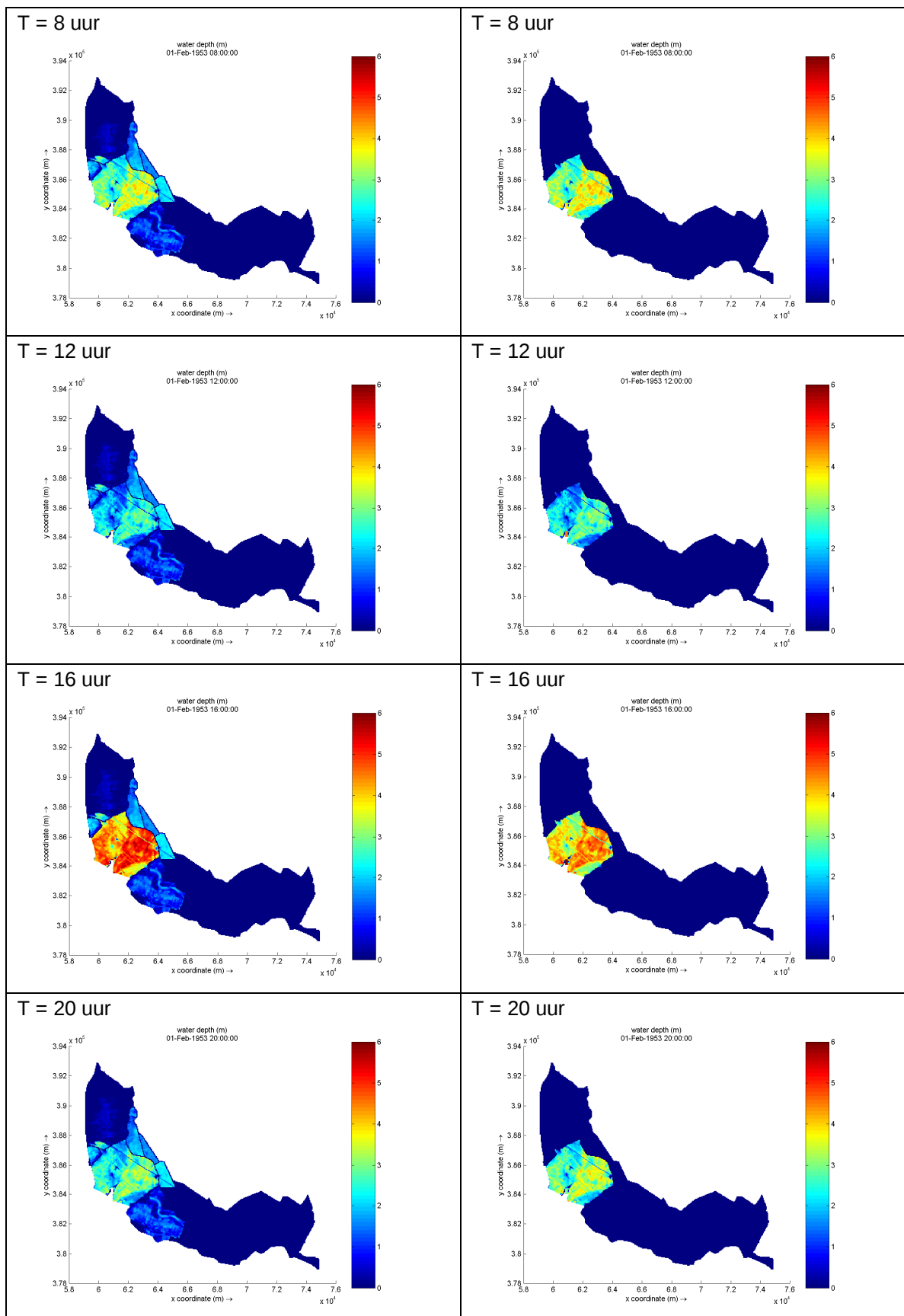
Voor het vergelijken van de waterstanden in het Westerschelde model, met en zonder koppeling met het Zuid-Beveland model, zijn de stations Borssele, Hansweert, Bath en Antwerpen gekozen.

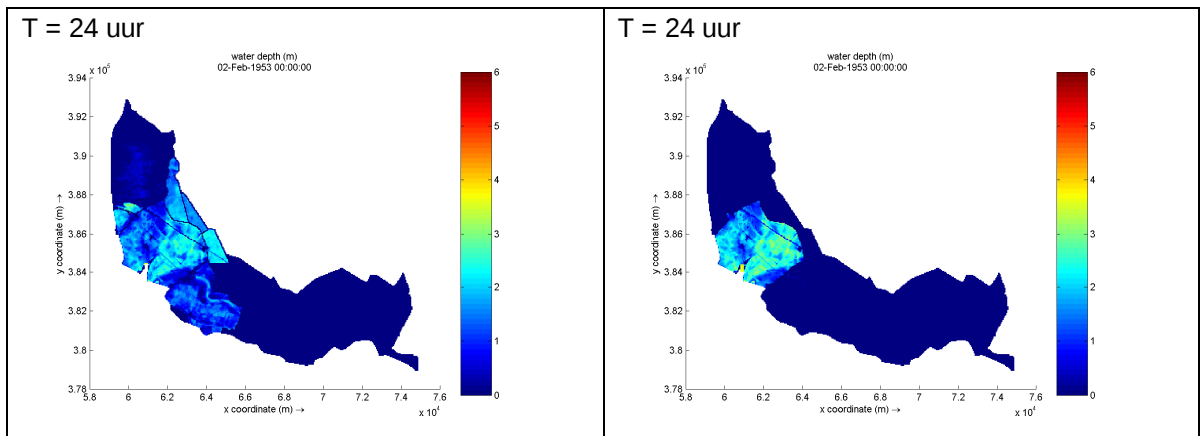
Ten behoeve van de vergelijking van de SOBEK1D2D modelresultaten met het gekoppeld Delft3D systeem, kunnen we in principe volstaan met de presentaties van twee Delft3D modelresultaten van het Zuid-Beveland model: de *stand alone* versie en gekoppelde (met het Westerschelde model) versie.

Vergelijking inundatieoppervlak Noordelijke Bres

Uit onderstaande figuren valt op te maken dat het inundatieoppervlak bij de *stand alone* simulatie voor alle tijdstippen ca. 2 keer zo groot is als het inundatieoppervlak berekend in het gekoppelde model.







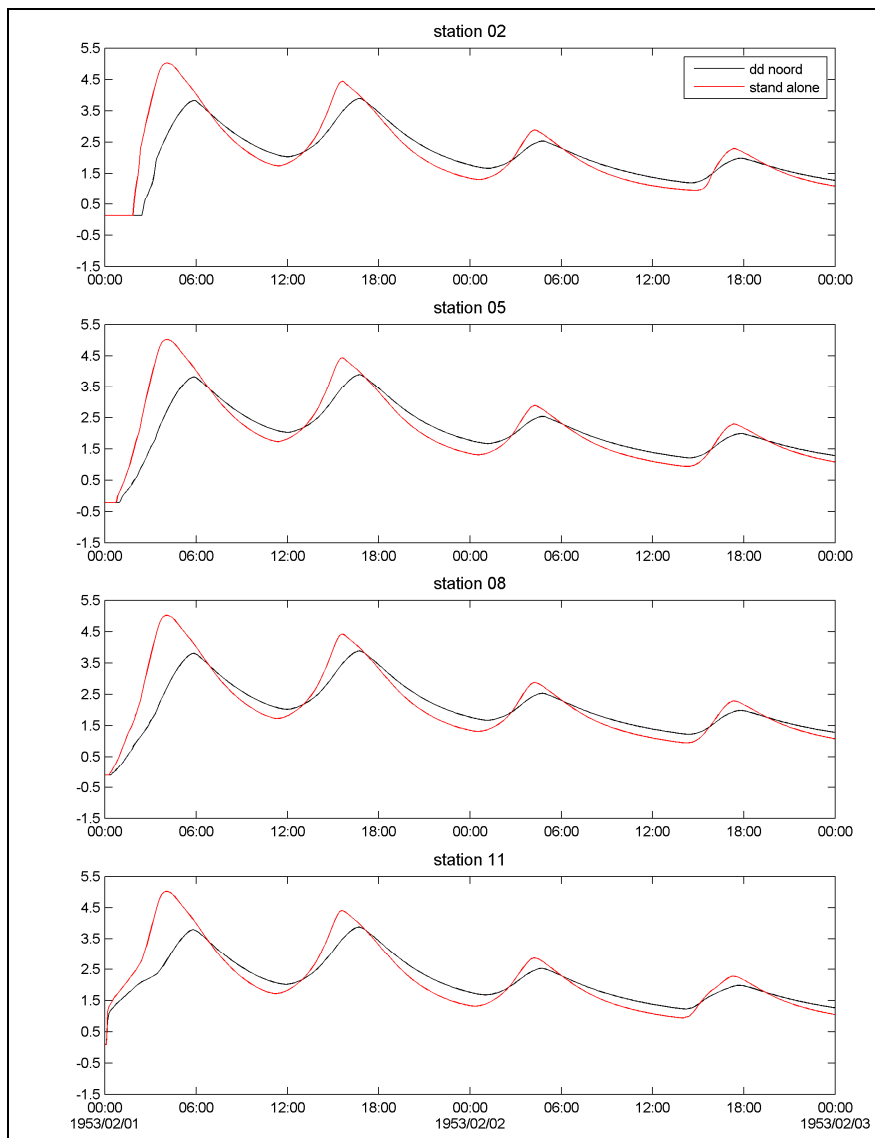
Figuur 5.18 Vergelijking inundatie diepte en oppervlak voor de bres aan de noordelijke zijde (links: stand alone en rechts: gekoppelde simulatie)

Vergelijking verloop waterstand voor de Noordelijke Bres op enkele stations

In Zuid-Beveland

Uit de vergelijking van de waterstanden langs de as van de geïnundeerde polder (stations 02, 05, 08 en 11 – zie ook Figuur 5.17) blijkt dat de waterstand bij de gekoppelde simulatie aanzienlijk lager ligt dan bij de *stand alone* simulatie. Het verschil kan oplopen tot ruim 1.5 meter. Het verschil neemt af in de loop van de tijd. Na ca. 16 uur zijn de berekende waterstanden voor beide simulaties qua grootteorde vergelijkbaar. Het beeld voor de andere stations in Zuid-Beveland is vergelijkbaar.

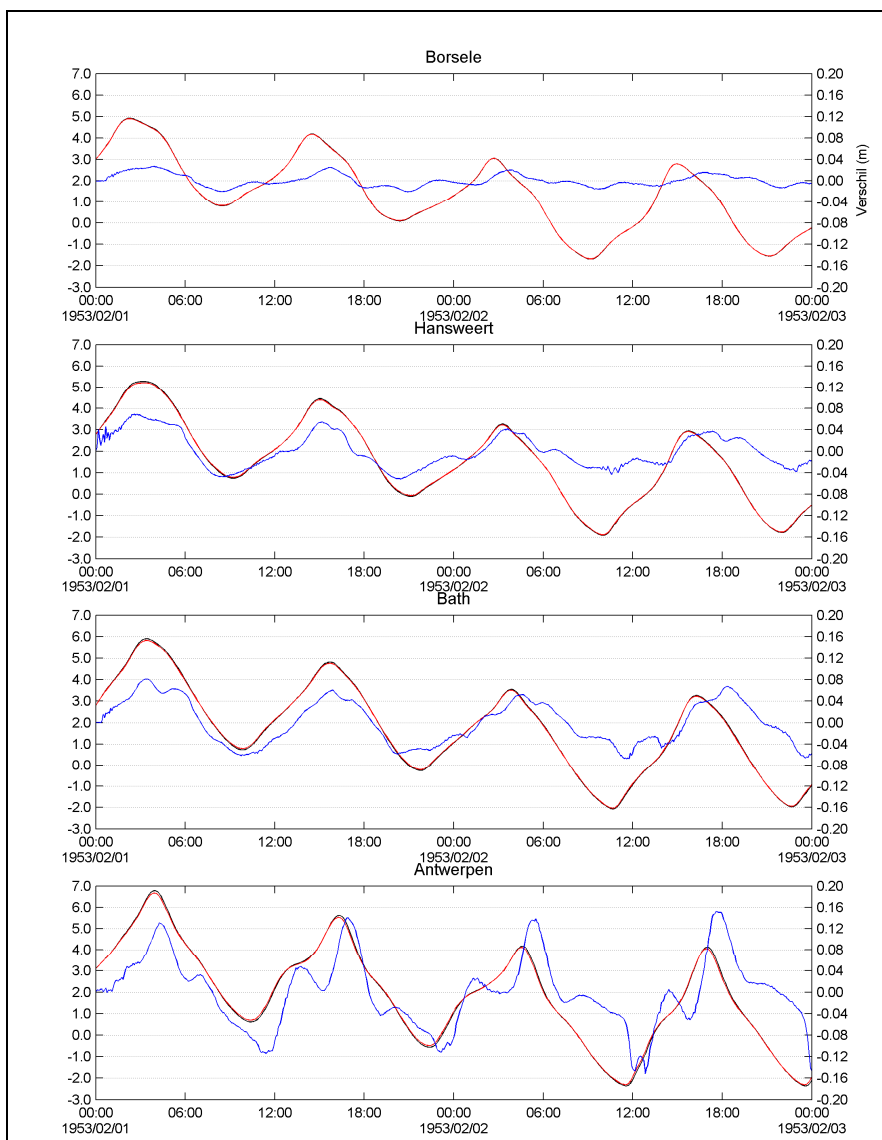
Door de lagere waterstand is het inundatieoppervlak bij de *online* / gekoppelde simulatie eveneens aanzienlijk kleiner (zie Figuur 5.18). In onderstaande figuren worden gekoppelde simulaties aangeduid als 'dd' (domein decompositie) model.



Figuur 5.19 Vergelijking verloop waterstand langs de as van Zuid-Beveland (Noordelijke bres)

Langs de Westerschelde

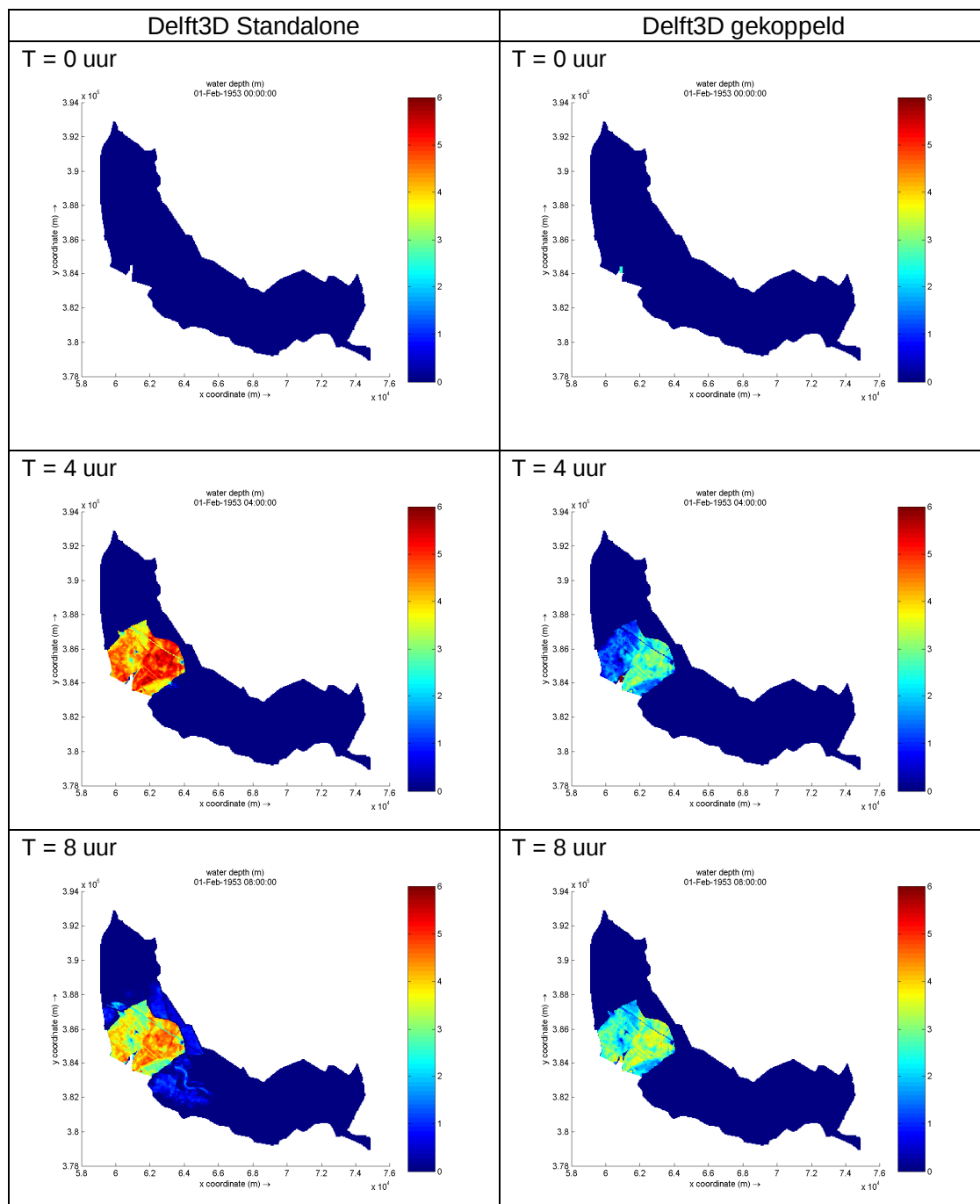
In Figuur 5.20 is het tijdsverloop van de waterstand langs het Schelde-estuarium weergegeven. De zwarte en de rode lijnen geven respectievelijk de berekende waterstanden van de het *stand alone* model en het *online* gekoppelde model aan (in meters; referentie: linker as). De blauwe lijn geeft het verschil tussen de beide simulaties weer (in meters; referentie: rechter as). De berekende waterstandsverschillen ten westen van de breslocatie zijn klein (< 4 cm). Het maximale verschil tussen het *stand alone* (lees SOBEK1D2D) en het gekoppelde model in de buurt van de breslocatie (Hansweert) bedraagt ca. 6 cm. Oostwaarts nemen de verschillen toe als functie van de afstand tot de breslocatie. Het maximale verschil bedraagt in Bath 8 cm en in Antwerpen ca. 15 cm.

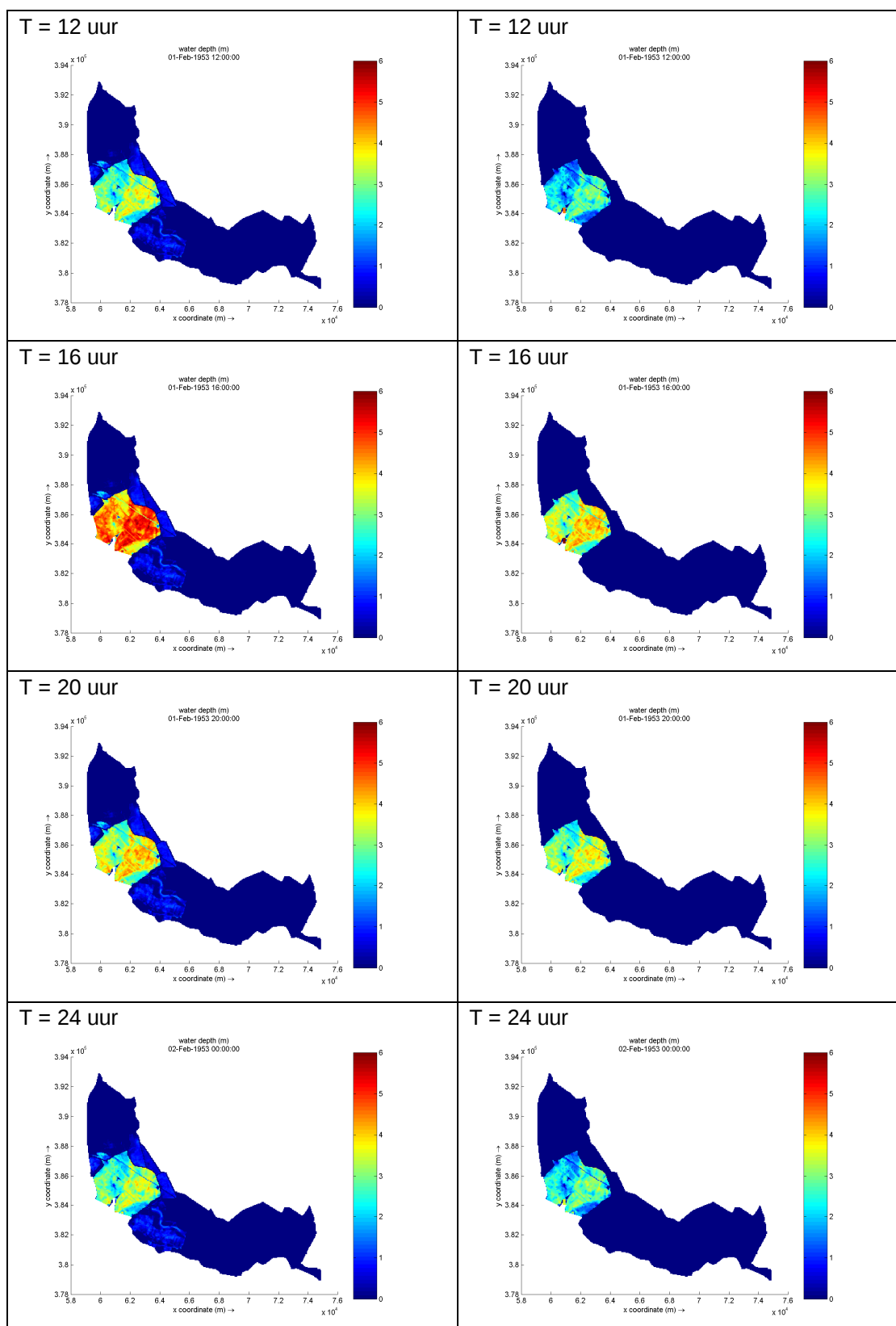


Figuur 5.20 Vergelijking verloop waterstand langs Westerschelde bij Noordelijke bres (Verschil (blauw) = stand alone (zwart) – dd (rood)).

Vergelijking inundatieoppervlak Oostelijke bres:

Uit onderstaande figuren valt op te maken dat het inundatieoppervlak bij de *stand alone* mode, 4 uur na de bres, iets groter is dan het inundatieoppervlak berekend door het gekoppelde model. De berekende inundatiehoogtes bij het gekoppelde model in dit scenario is een stuk lager dan de hoogtes bij de noordelijke bres.





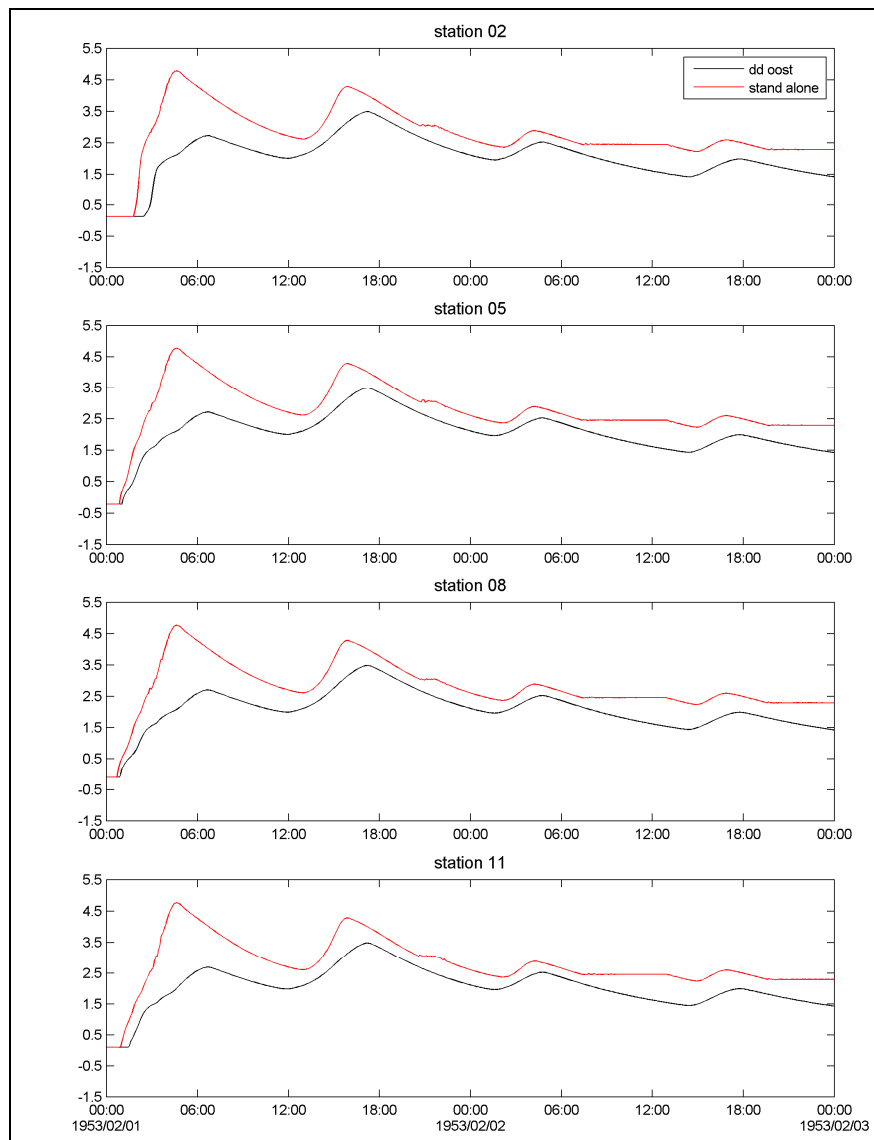
Figuur 5.21 Vergelijking inundatie diepte en oppervlak voor de bres aan de oostelijke zijde (links: stand alone en rechts: gekoppelde simulatie)

Vergelijking verloop van de waterstand voor de Oostelijke bres

In Zuid-Beveland

Door een kleinere bresafmeting zijn de verschillen in de berekende waterstanden tussen het *stand alone* model en het gekoppelde model in dit scenario groter (oplopend tot ruim 2,5 meter).

Het verschil in de berekende waterstand, net als bij het vorige scenario, neemt af in de loop van de tijd. Echter, omdat in het *stand alone* model de rekencellen vlak aan de openrand droogvallen en hiermee de retour stroom voor korte tijd blokkeren, blijft het verschil min of meer constant (tussen de 0,5 – 1 meter). Bij de noordelijke bres komt droogval van de rekencel aan de rand niet voor. De resultaten voor de gepresenteerde stations zijn representatief voor andere stations in Zuid-Beveland. Ondanks de veel lagere waterstand is het inundatieoppervlak bij de gekoppelde simulatie even groot. De inundatiehoogtes zijn echter een stuk lager.



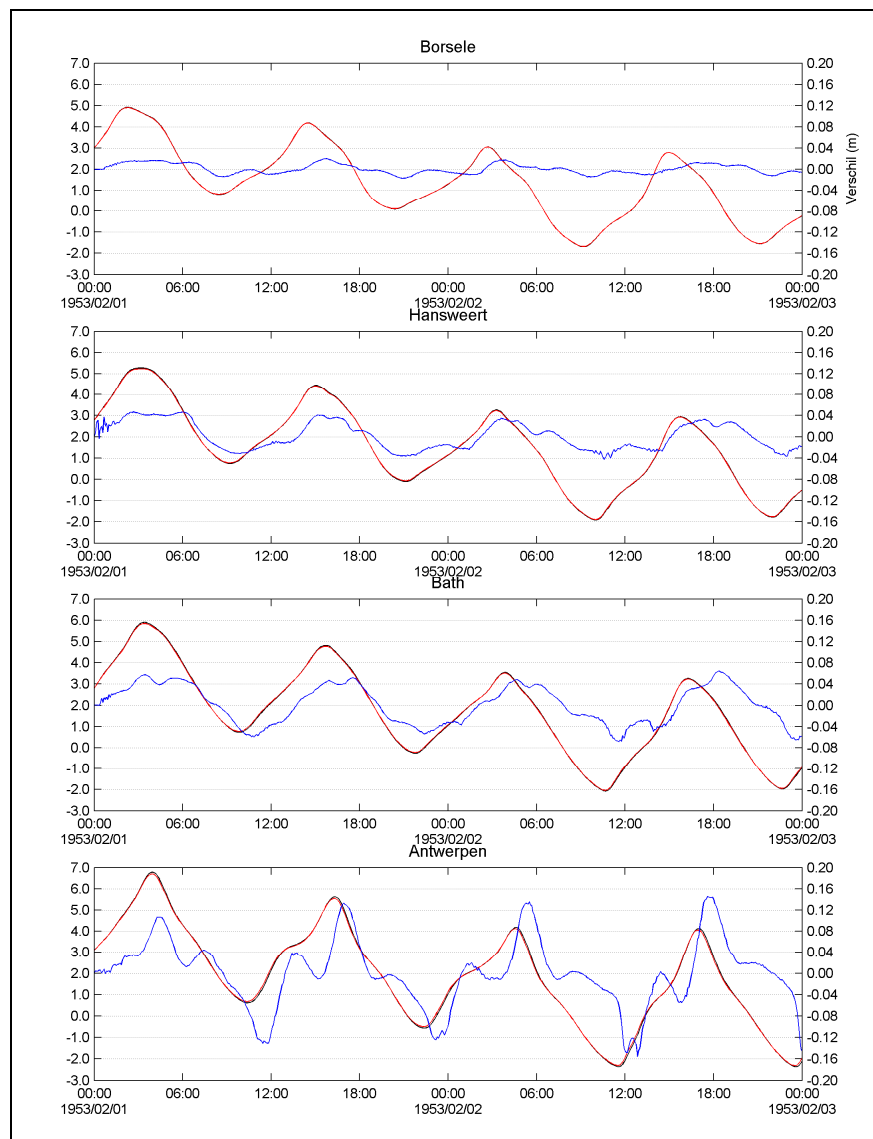
Figuur 5.22 Verloop waterstand langs de as van Zuid-Beveland (Oostelijke bres)

Langs de Westerschelde

In onderstaande figuur is het tijdsverloop van de waterstand langs het estuarium weergegeven. De zwarte en de rode lijnen geven de berekende waterstanden van het *stand alone* model en het *online* gekoppelde model aan (in meters; linker as) en de blauwe lijn geeft het verschil tussen beide simulaties weer (in meters; rechter as).

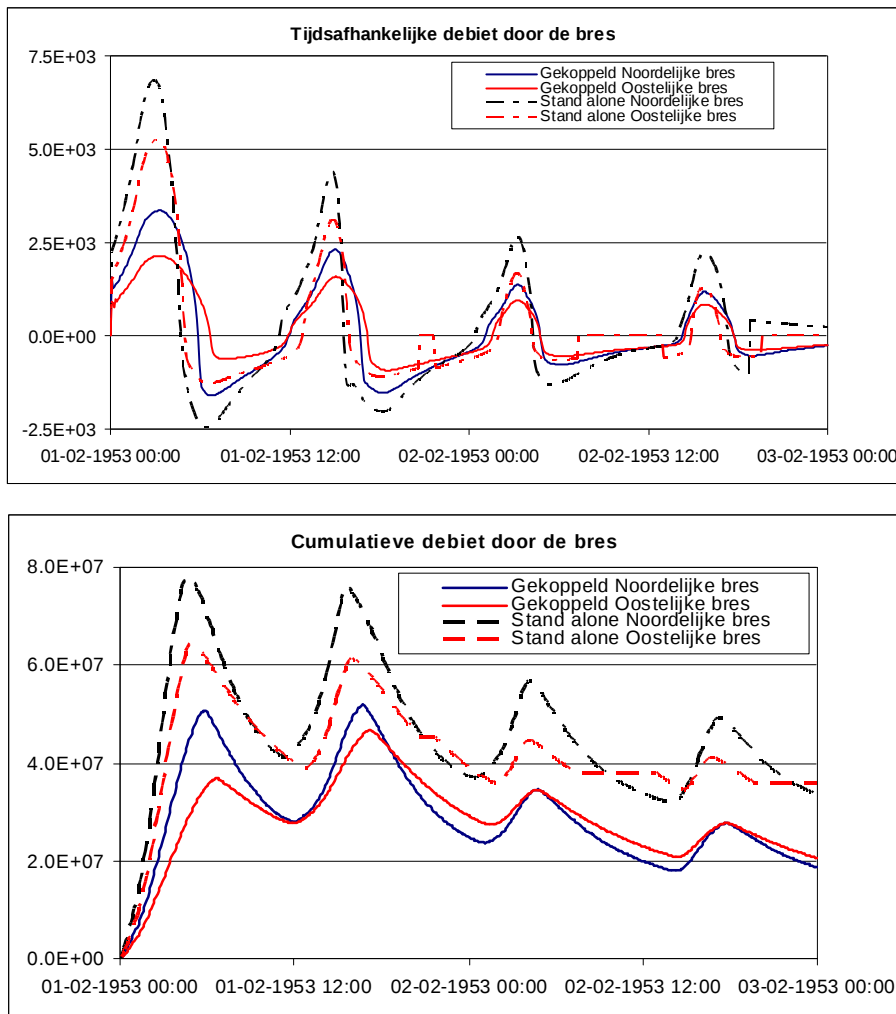
De verschillen in de berekende waterstanden tussen de noordelijke en oostelijke bresscenario, zijn vergelijkbaar. Het maximale verschil bedraagt in Bath ca. 6 cm en in Antwerpen ca. 15 cm.

Dat er nauwelijks verschil is in de berekende waterstanden in Antwerpen voor de twee berekende scenario's is op zich te verklaren. Het grootste effect van het meenemen van extra komberging in Zuid-Beveland leidt in beide scenario's tot een identiek effect, namelijk het verlagen van de getijmaxima en -minima verder stroomopwaarts in het estuarium.



Figuur 5.23 Vergelijking verloop waterstand langs Westerschelde bij Oostelijke bres (Verskil (blauw) = stand alone (zwart) – dd (rood)).

Vergelijking bresdebiet (en -volumes)



Figuur 5.24 Berekende bresdebiet voor de gesimuleerde scenario's

Het cumulatieve debiet door de oostelijke bres in de gekoppelde simulaties (ofwel de totale hoeveelheid water die Zuid-Beveland binnendringt), bedraagt aanvankelijk ca. 2/3 van het debiet door de noordelijke bres. Tijdens het laagwater stroomt water voor een deel Zuid-Beveland weer uit.

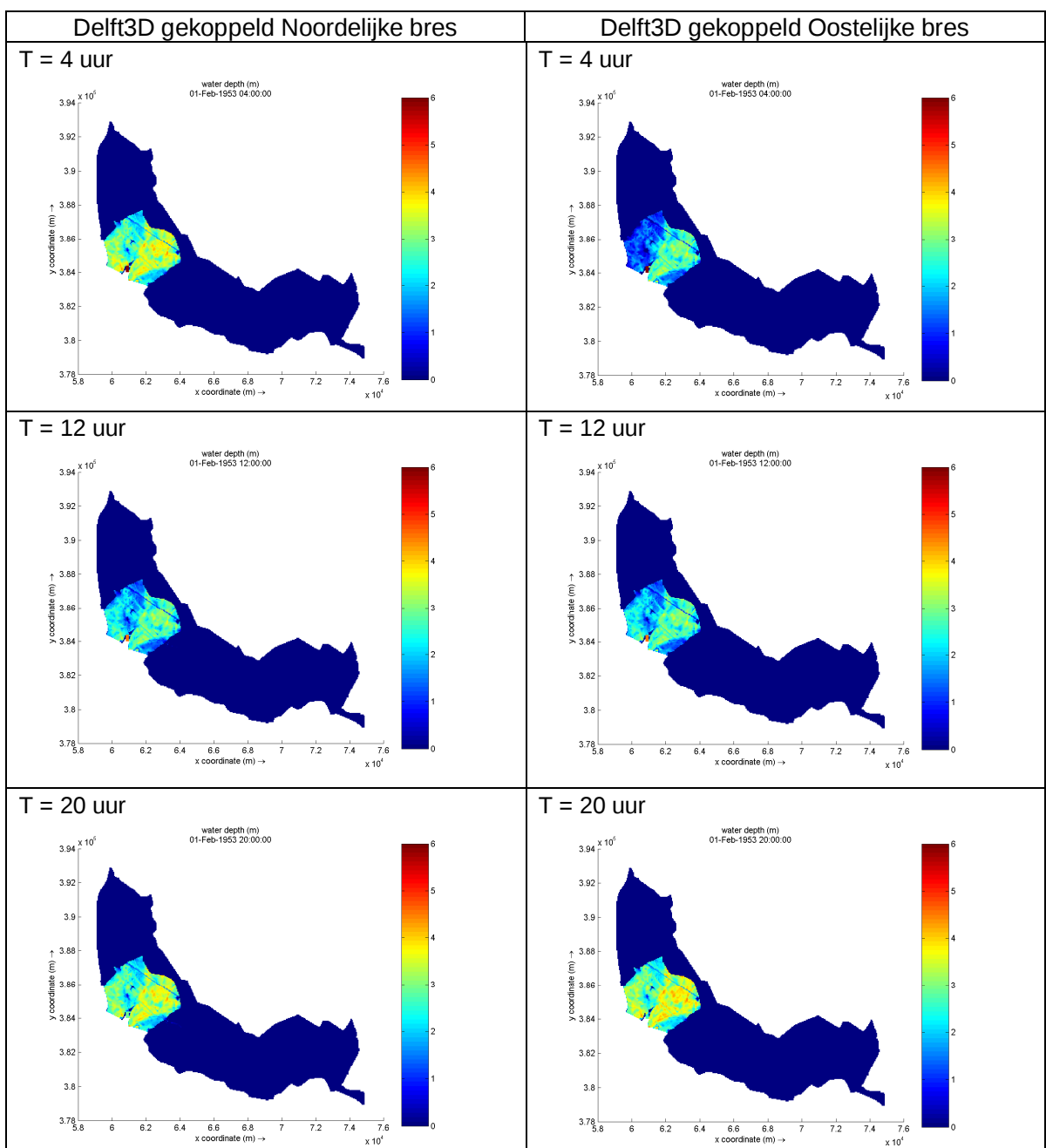
Door een steeds kleiner wordend verhang, stroomt na verloop van tijd steeds minder water Zuid-Beveland binnen en het cumulatieve debiet neemt hierdoor af. Het kleiner wordende verhang wordt voor een deel veroorzaakt door de lagere stormopzet maar ook door het gevuld raken van het overstroomde gebied. Bij de noordelijke bres zijn zowel het ingaande als het uitgaande debiet veel groter dan het debiet voor de oostelijke bres. Na 18 uur is het verschil in het cumulatieve debiet voor beide bresscenario's nagenoeg verdwenen.

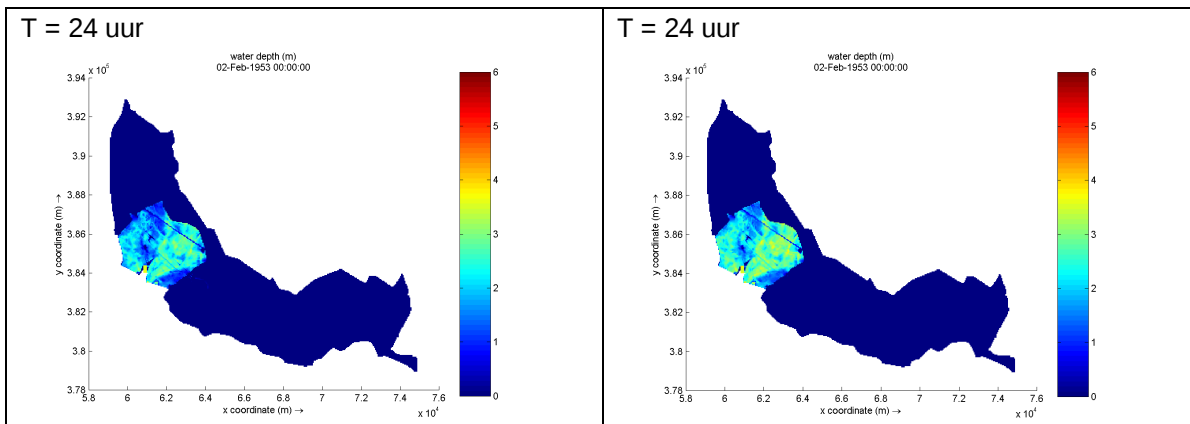
Het effect van beide bressen op waterstanden in Antwerpen bijvoorbeeld maar ook op inundatie parameters zijn na 18 uur vergelijkbaar. Dit impliceert dat door de koppeling van het Zuid-Beveland model aan het Westerschelde er een soort retentiegebied voor de Schelde is

gecreëerd waarmee de waterstand in stroomopwaartse richting kan worden verlaagd. Ook kan worden vastgesteld dat dit effect vrij dominant is.

Hierdoor is het lastig het effect van de koppeling op de vermindering van stormopzet in de stroomopwaartse richting (bv. in Antwerpen) vast te stellen aangezien we geen referentieberekeningen (zonder wind) hebben gedraaid voor de beide bresscenario's.

In de *stand alone* berekeningen (noordelijke en oostelijke bres) zijn de verschillen in het berekende debiet na 48 uur nog steeds waarneembaar. De inundatiehoogtes en inundatieareaal verschillen in beide berekeningen daarom nog significant.





Figuur 5.25 Vergelijking inundatiediepte en oppervlak voor de bres aan de noordelijke en oostelijke zijde (gekoppelde simulatie)

Vergelijking van de rekentijd

	SOBEK1D2D	Delft3D Stand alone	Delft3D gekoppeld
CPU tijd voor 1 dag simulatie	15 minuten	ca. 2.5 uur	ca. 2.5 uur

Conclusies & aanbevelingen

Uit voorgaande berekeningen kunnen we voorzichtig concluderen dat:

- Gekoppelde Delft3D modelsimulaties voor dijkdoorbraken in Zuid-Beveland significante verschillen opleveren voor de berekende inundatiehoogtes en inundatieoppervlak in vergelijking met het *stand alone* model.
- Het grootste effect van de koppeling van het Zuid-Beveland model aan het Westerschelde model lijkt het creëren van een additionele 'opslagruimte' voor water. Dit beïnvloedt de normale getijvoortplanting.
- Het effect op de stormopzet in het estuarium lijkt vooralsnog kleiner, en is slechts van relatief kortere duur, dan het structurele effect op het getijsignaal in stroomopwaartse richting (bv. het reduceren van getijmaximum met ca. 10 tot 16 cm. in Antwerpen)

Voorzichtigheid is geboden omdat niet alle aspecten van stroming en modelspecifieke eigenschappen zijn bestudeerd door tijdgebrek. Enkele aspecten die nog aandacht vereisen zijn:

- Het is niet zeker dat alle modelaspecten die van invloed kunnen zijn op de resultaten zijn uitgesloten
- Referentieberekeningen (simulaties zonder wind) zijn niet uitgevoerd.
- De resultaten zijn gebaseerd op instantane opening over de hele diepte en breedte van de rekencellen. Het effect van de bresgroei is niet meegenomen.

Aanbevelingen:

- Het is nodig dat deze beperkte studie naar gekoppeld simuleren van gebieden waarbij er een sterke interactie is tussen waterstand en overstroming wordt voortgezet.
- Het effect van de gekoppelde simulatie op de stormopzet dient verder te worden gekwantificeerd, door het uitvoeren van referentieberekeningen zonder wind.

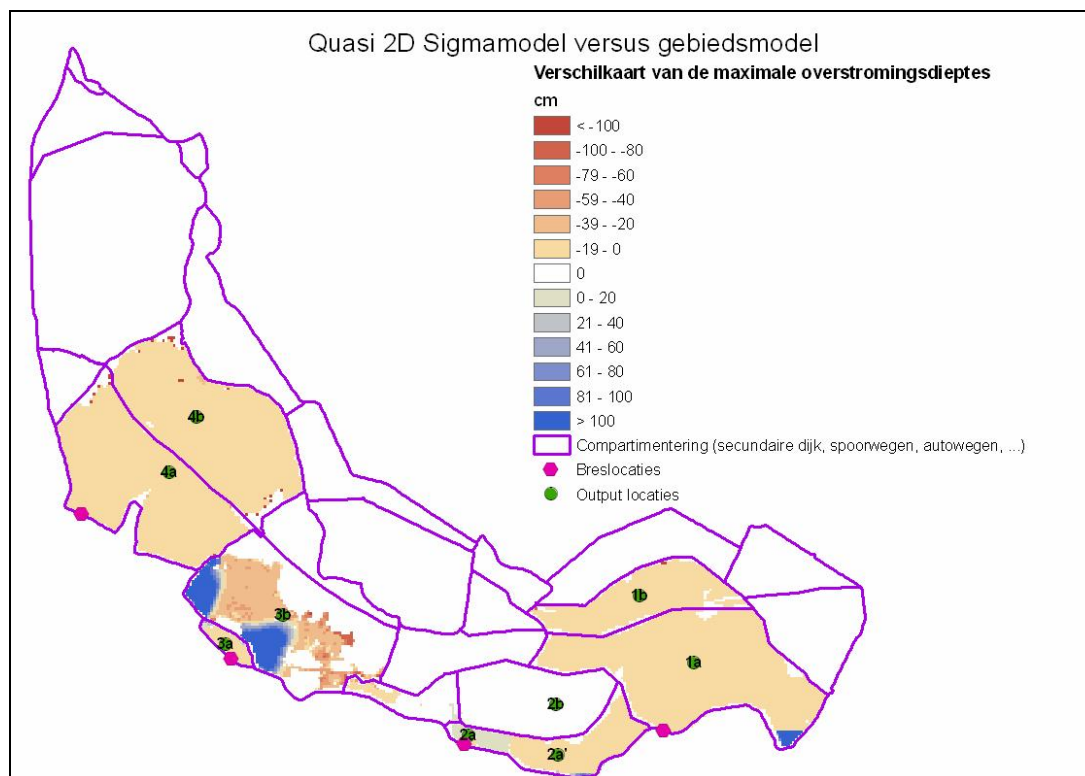
- 3 Het is van belang dat alle mogelijke modelspecifieke aspecten die van invloed kunnen zijn op de modelresultaten worden uitgesloten door een set van zorgvuldig gekozen modelscenario's te definiëren en uit te voeren.
- 4 Het effect van bresgroei op de simulatie zou in kaart moeten worden gebracht en daartoe is het nodig dat in Delft3D de benodigde functionaliteit wordt ingebouwd (in SOBEK1D2D is deze functionaliteit al lang beschikbaar). Als alternatief kan worden overwogen een serie gevoeligheidsanalyses uit te voeren met het 2D-SOBEK-model gekoppeld aan de 1D-SOBEK-schematisatie van de Westerschelde.

5.3.2 Vergelijking Zuid-Beveland model al dan niet gekoppeld aan Sigmamodel in MIKE 11

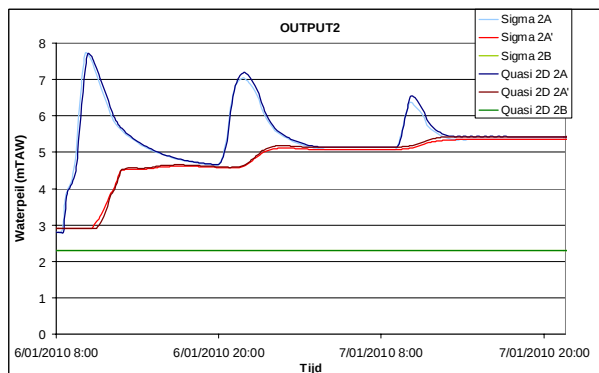
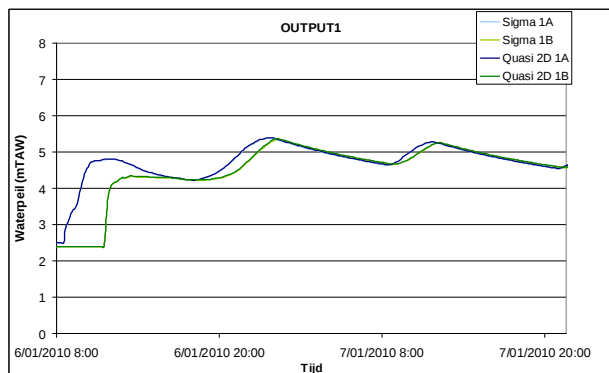
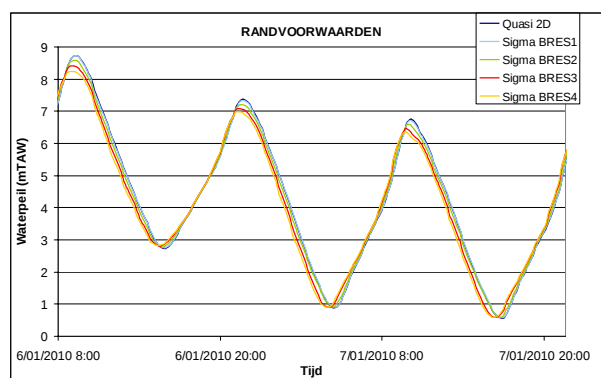
Zowel voor het gebiedsmodel als het Sigmamodel worden de Vlaamse composiet-randvoorwaarden gebruikt. In het gebiedsmodel wordt echter ter hoogte van de verschillende bressen steeds hetzelfde waterstandsverloop opgelegd. Dit is afgeleid van het waterstandsverloop ter hoogte van bres 1 in het Sigmamodel, zonder koppeling met de polder van Zuid-Beveland. In het Sigmamodel treedt ter hoogte van de verschillende bressen een verschillend waterstandsverloop op. In het Sigmamodel is hierdoor de start van de bresvorming aangepast. De duur van de bresgroei blijft echter dezelfde.

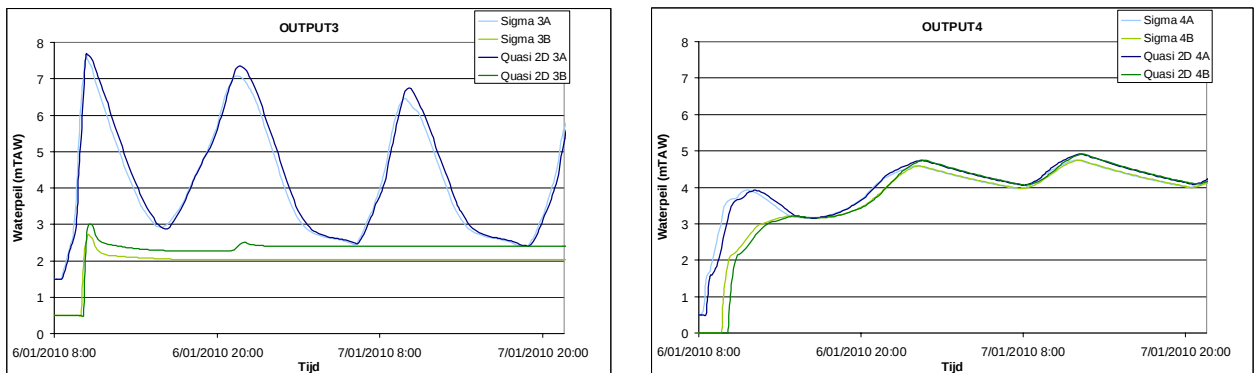
Figuur 5.26 toont de verschilkaart van de maximale overstromingsdieptes in het gebied. In Figuur 5.27 worden de waterstandsverlopen ter hoogte van de bressen en op enkele locaties in Zuid-Beveland weergegeven. Hieruit blijkt dat de bresvorming ter hoogte van Zuid-Beveland zorgt voor een kleine daling van het maximum waterpeil in de Schelde ter hoogte van Zuid-Beveland (circa 1 cm). Het tweede hoogwater kent echter een sterkere daling, met circa 5 cm wanneer het Sigmamodel gebruikt wordt in plaats van het gebiedsmodel. Voornamelijk deze daling zorgt voor een lager waterpeil in het Sigmamodel.

Figuur 5.28 geeft het tijdsverloop van de debieten door de bressen. Voornamelijk bres 3 en 4 laten een verschillend debiet door in de beide modellen.

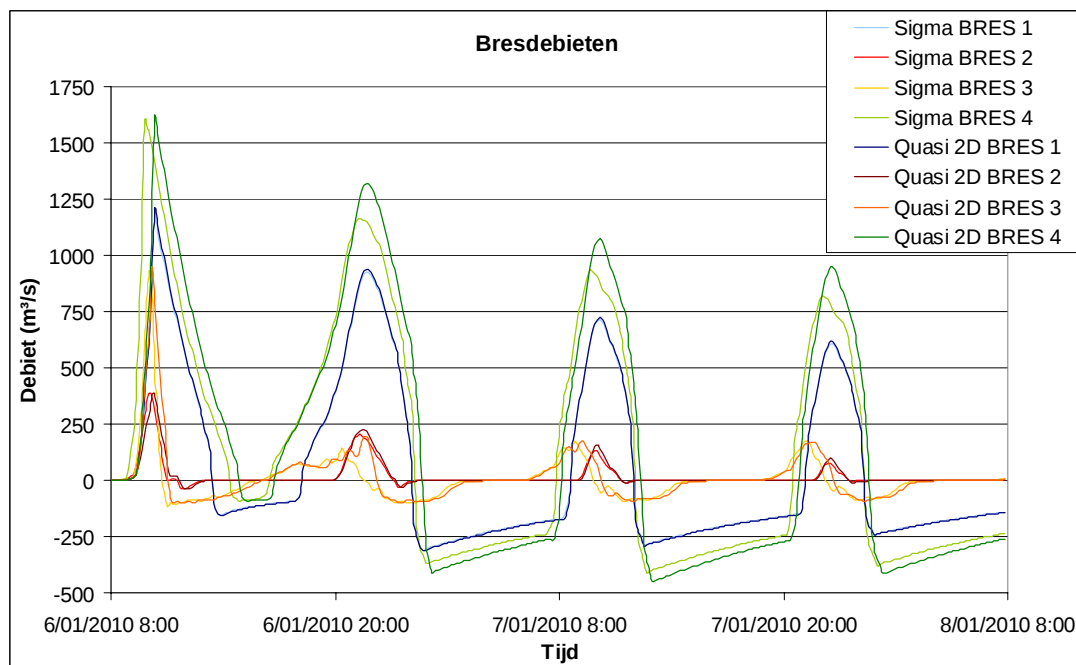


Figuur 5.26 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie Sigmamodel versus gebiedsmodel met Vlaamse composietrandvoorwaarde





Figuur 5.27 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 5.26)



Figuur 5.28 Tijdsverloop debieten door bressen

5.4 Conclusies en aanbevelingen

Verschillen in modelaanpak kunnen leiden tot aanzienlijke verschillen in berekende waterdiepte. De grootste verschillen worden waargenomen tussen eenvoudige bakkenmodellen en 2-dimensionale modellen, vooral in polders die relatief klein zijn of op grote afstand van de bres liggen. Wanneer stromingspatronen bekend zijn kunnen de bakkenmodellen worden verbeterd waardoor de verschillen kleiner worden.

Om met een eenvoudig bakkenmodel resultaten te verkrijgen die vergelijkbaar zijn met een complexer 2D model is een grote inspanning nodig. Zo is een gedetailleerd hoogtetgrid noodzakelijk om de oppervlakte-hoogterelatie van de bakken uit af te leiden. Dit hoogtetgrid is ook nodig om de berekende waterstanden te vertalen naar ruimtelijk variërende waterdiepten. Met dit hoogtetgrid zou ook vrij eenvoudig een 2D model kunnen worden gemaakt.

In de eenvoudigere modellen (bakkenmodellen) gaat veel van de essentiële berekende overstromingsinformatie verloren. Te denken valt hierbij aan stroomsnelheden en het ruimtelijke overstromingsverloop in de tijd. Het toepassingsbereik van deze eenvoudige modellen is daarmee beperkt.

De rekentijd van de eenvoudigere modellen is korter dan voor de complexere modellen. Een eenvoudiger schematisatie biedt daardoor mogelijkheden voor het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses, bijvoorbeeld rond bresgroei. Combinatie van 1D- en 2D-modelschematisaties biedt mogelijkheden voor win-win in rekentijd, resolutie en output.

Het al dan niet meenemen van de stroming in de Westerschelde beïnvloedt de waterstanden in het overstromingsgebied en op de Westerschelde zelf. Het grootste effect van de koppeling van het Zuid-Beveland model aan het Westerschelde model lijkt het creëren van een additionele 'opslagruimte' voor water. Dit beïnvloedt de normale getijvoortplanting. Het effect op de stormopzet in het estuarium lijkt vooralsnog kleiner, en is slechts van relatief kortere duur, dan het structurele effect op het getijsignaal in stroomopwaartse richting. Eerste simulaties van dijkdoorbraken nabij Hansweert duiden op een afname van het getijmaximum met ca. 10 tot 16 cm. in Antwerpen. Omdat in deze studie sprake is geweest van een eerste verkenning van dit effect wordt aanbevolen dit nader te onderzoeken.

6 Analyse randvoorwaardenonzekerheid

6.1 Inleiding

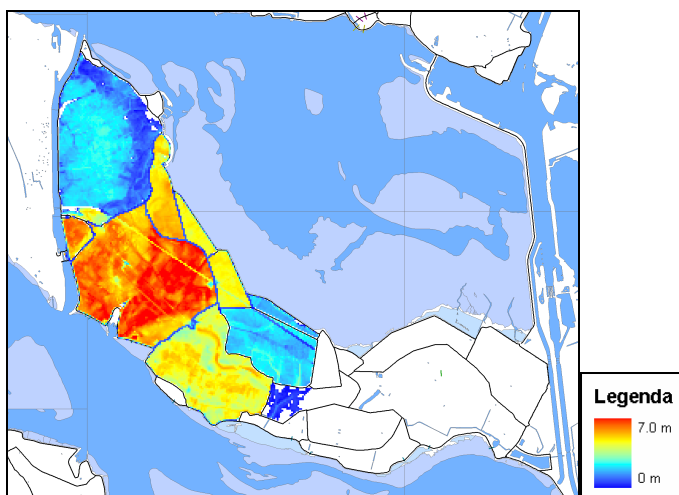
In Nederland en Vlaanderen zijn verschillende methoden voorhanden om de maatgevende waterstand te koppelen aan een waterstandsverloop in de tijd (zie Par. 2.3 en 2.4). In dit hoofdstuk wordt nagegaan wat het effect is van de verschillen in mogelijke waterstandsverlopen op de berekende overstromings-kenmerken, zoals waterdiepte en overstroomd oppervlak.

6.2 Gevoeligheidsanalyse Nederlandse waterstandsverlopen

De verschillende Nederlandse T4000 randvoorwaarden worden doorgerekend met de standaard modelschematisatiewijze, namelijk de SOBEK 1D2D-schematisatie van Zuid-Beveland oost. Aangenomen is dat de bres reeds ontstaat aan het begin van de stormvloed en dus ruim voordat de maatgevende waterstand wordt bereikt.

6.2.1 T4000 volgens standaard methode

Figuur 6.1 toont de berekende waterdiepte wanneer het waterstandsverloop is bepaald met de standaard methode, waarbij is uitgegaan van een gemiddeld getijverloop met een 35 uur durende stormopzet, waarvan de piek 4,5 uur na hoogwater valt.



Figuur 6.1 Waterdiepte berekend met het waterstandsverloop bepaald met de standaard methode

6.2.2 Varianten op de standaard methode

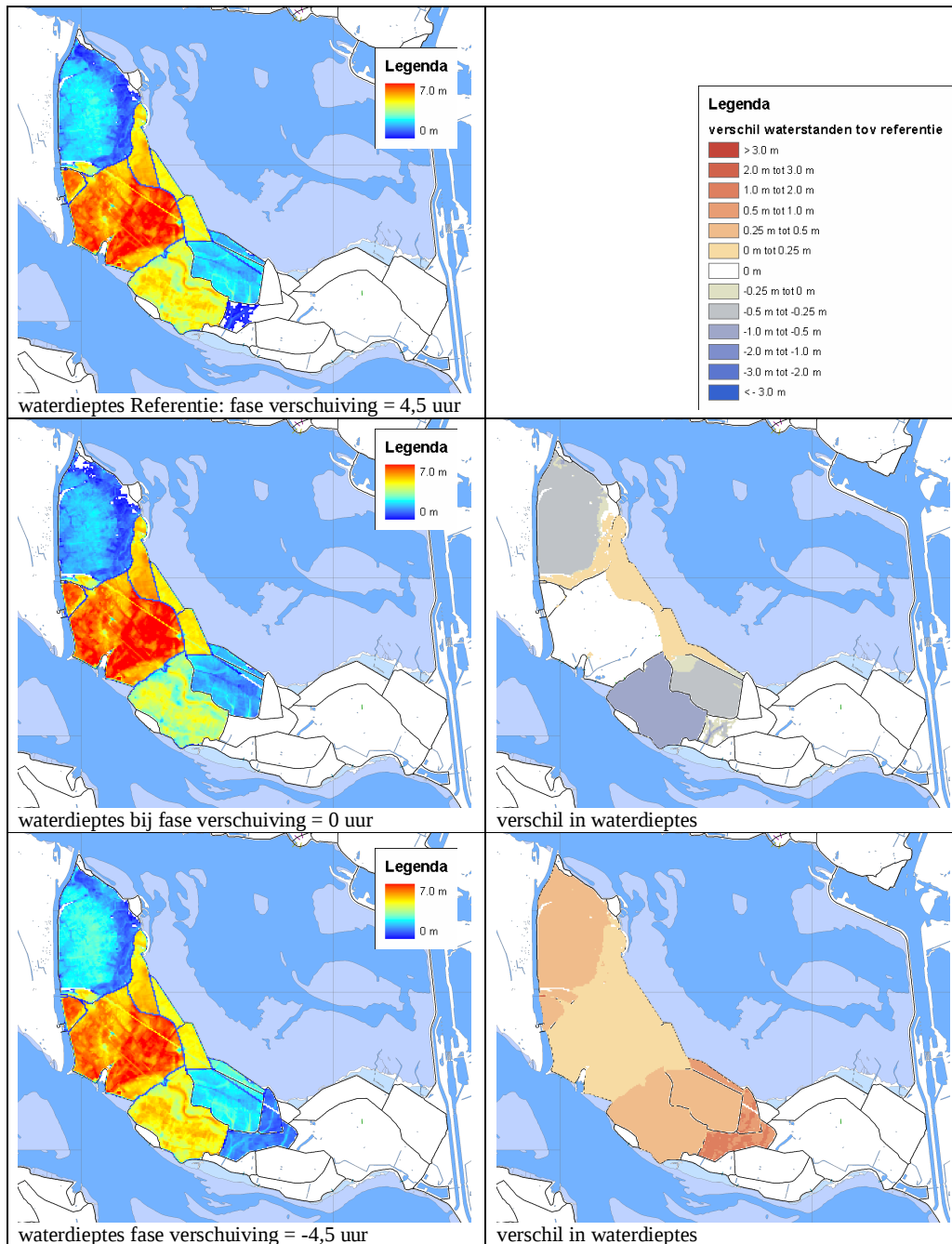
Faseverschuiving

Allereerst is nagegaan wat het effect is van het faseverschil op de berekende overstromings-kenmerken.

Wanneer de bres ontstaat op het moment dat de maatgevende waterstand wordt bereikt leidt een positief faseverschil (stormpiek na hoogwaterpiek) tot een grootschaligere overstroming

dan een negatief faseverschil (stormpiek voor hoogwater). Dit komt doordat de waterstanden bij een positief faseverschil langer hoog blijven nadat de bres is ontstaan.

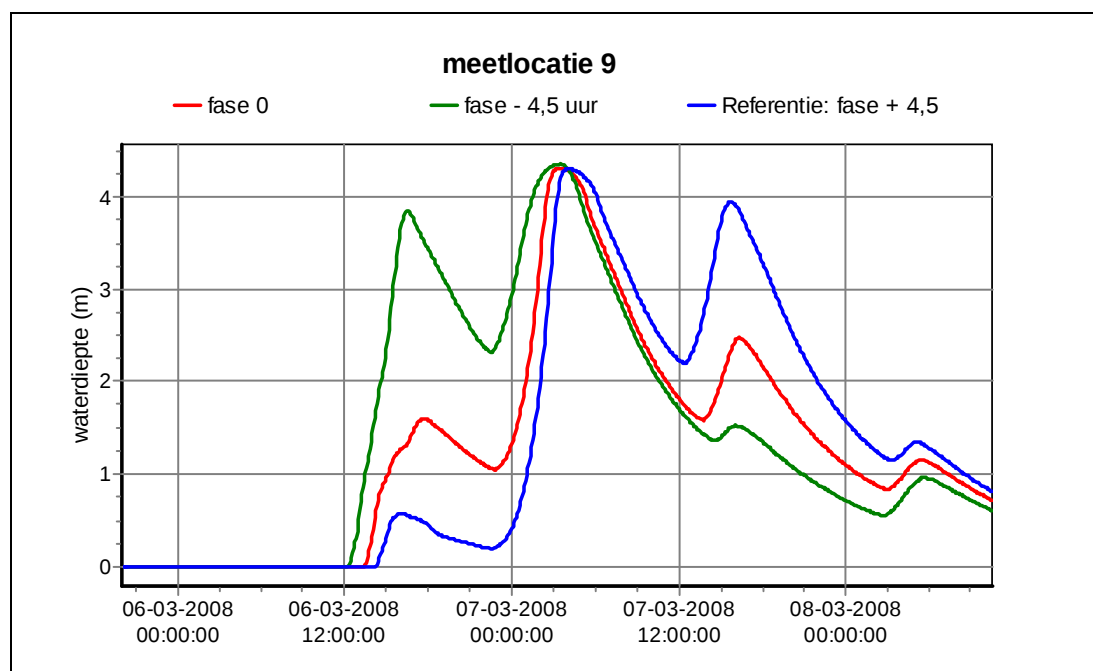
In deze analyse is echter aangenomen dat de bres ontstaat aan het begin van de stormvloed, ruim voordat de maatgevende waterstand wordt bereikt. Dit leidt tot de resultaten weergegeven in Figuur 6.2.



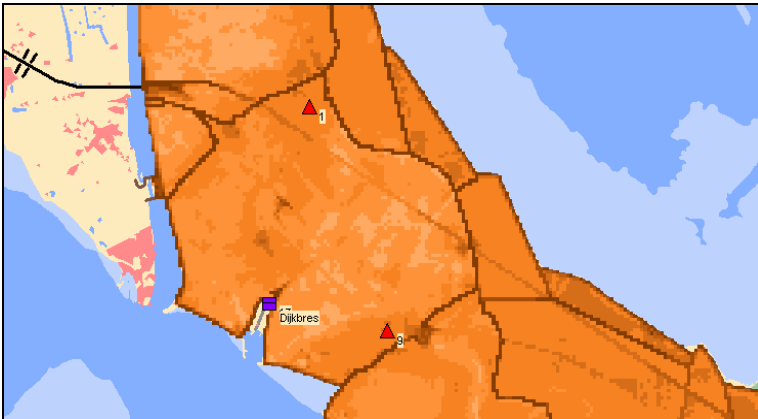
Figuur 6.2 Verschillen in berekende waterdieptes en overstromd oppervlak als gevolg van een verschuiving in het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater.

Een faseverschil van 0 uur (samenvallen hoogwater en maximum stormopzet) leidt tot geringere waterdieptes dan een faseverschil van 4,5 uur. Dit lijkt erop te duiden dat een situatie waarbij de maximum stormopzet na hoogwater valt inderdaad leidt tot extremere overstromingen. Echter, een faseverschil van -4,5 uur leidt tot grotere waterdieptes. Ook is het overstroomd oppervlak groter (een aantal kleine polders ten oosten van de bres overstroomd nu ook). De reden voor deze schijnbare tegenstrijdigheden wordt toegelicht aan de hand van Figuur 6.3.

Figuur 6.3 toont de berekende waterdieptes in de tijd voor meetlocatie 9 (meest oostelijke punt in Figuur 6.4). De hoogteligging van meetlocatie 9 bedraagt NAP +1 m. De hoogte van de secundaire keringen varieert sterk, maar de lagere delen hebben een hoogte van ongeveer NAP +3,7 m. Dit betekent dat bij een waterdiepte van meer dan 2,7 m er water over de secundaire kering heen kan stromen naar verder weggelegen polders. Bij een faseverschil van +4,5 uur is dit gedurende 2 hoogwaters het geval. Bij een faseverschil van -4,5 uur is dit ook tijdens 2 hoogwaters het geval. De totale duur waarbij water over de secundaire kering kan stromen is dan zelfs nog iets langer. Dit resulteert in een iets groter overstroomd oppervlak. Bij een faseverschil van 0 uur stroomt echter maar gedurende 1 hoogwater water over de secundaire kering. Vandaar dat de overstroming in dat geval het minst ernstig is.



Figuur 6.3 Verschillen in berekende waterdieptes als gevolg van een verschuiving in het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater.

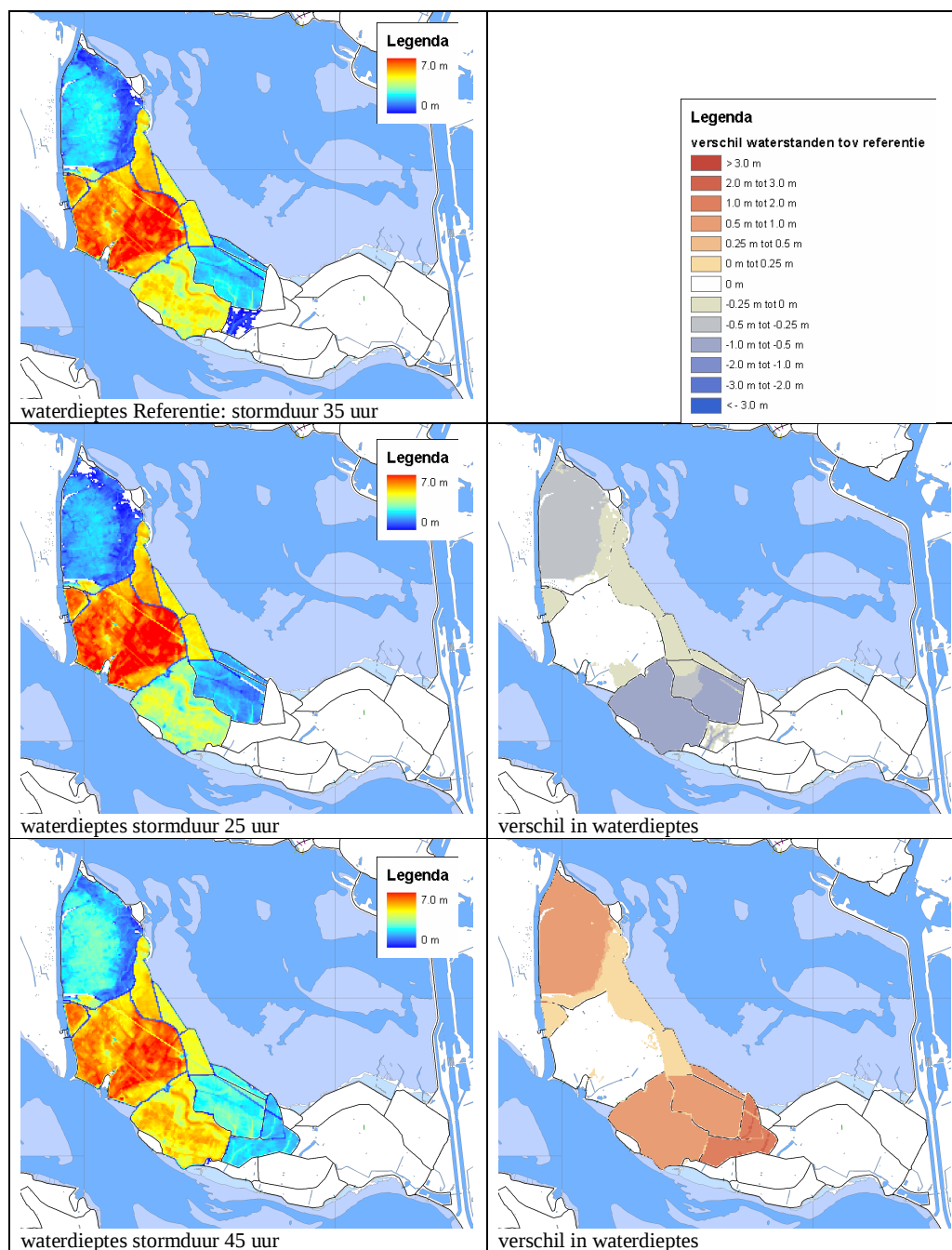


Figuur 6.4 Meetlocatie 1 en 9

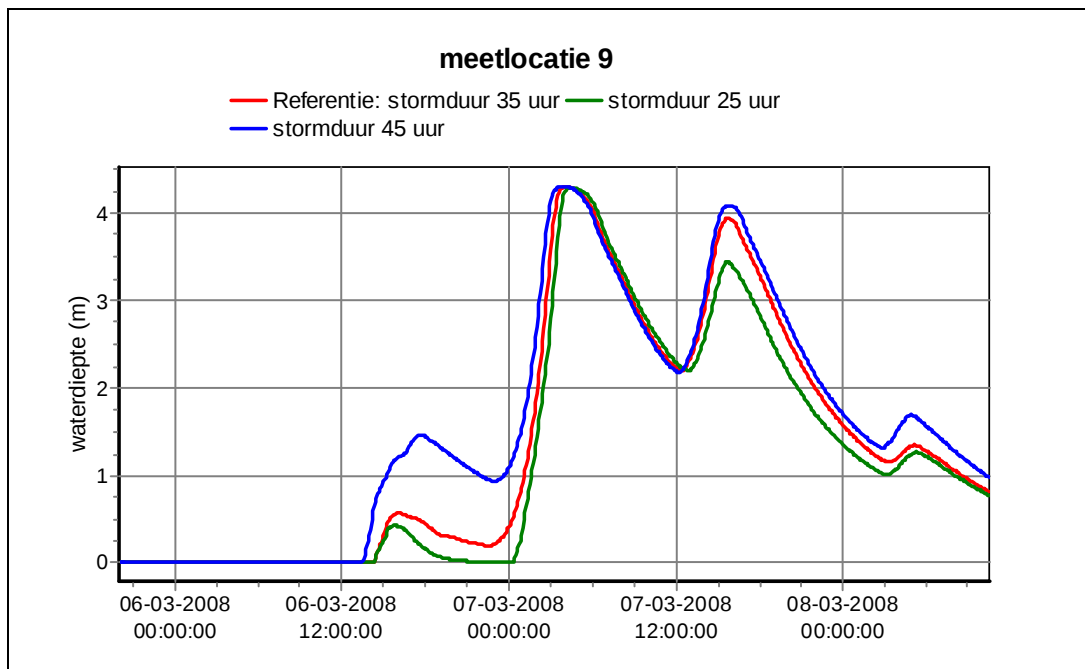
Stormduur

De stormduur is in de referentiesituatie 35 uur. Er zijn twee aanvullende berekeningen gemaakt: één met een stormduur van 25 uur en één met een stormduur van 45 uur. De resultaten zijn te zien in Figuur 6.5 en Figuur 6.6.

Beide figuren laat zien dat de verschillen in *maximale* waterdiepte voor de polder achter de bres (meetlocatie 9) zeer klein zijn. De stormduur heeft vooral effect op de waterdiepte die bereikt wordt tijdens het daaropvolgende hoogwater. Zoals eerder besproken, is de duur van de periode waarbij water over de secundaire keringen heen kan stromen erg belangrijk voor het overstroomd oppervlak en de waterdieptes in achterliggende polders. Uit Figuur 6.6 blijkt dat deze duur gerelateerd is aan de stormduur. Hoe korter de storm duurt, hoe korter de periode waarbij met name tijdens het tweede hoogwater, water over de secundaire keringen heen kan stromen. Dit leidt tot een kleiner overstroomd oppervlak en geringere waterdieptes (zie ook Figuur 6.5). Omgekeerd resulteert een langere stormduur in een groter aantal overstroomde polders en een grotere waterdiepte.



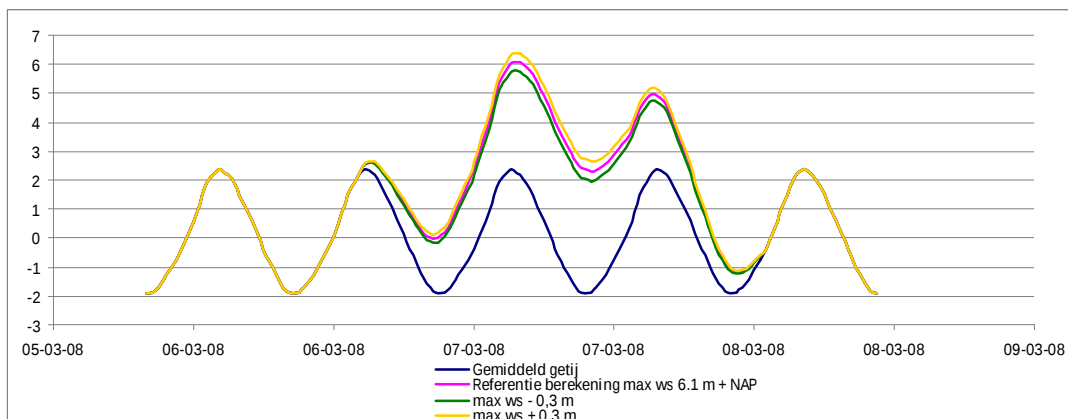
Figuur 6.5 Verschillen in overstroomd oppervlak en berekende waterdieptes als gevolg van variaties in stormduur



Figuur 6.6 Verschillen in berekende waterdieptes voor meetlocatie 9 als gevolg van variaties in stormduur

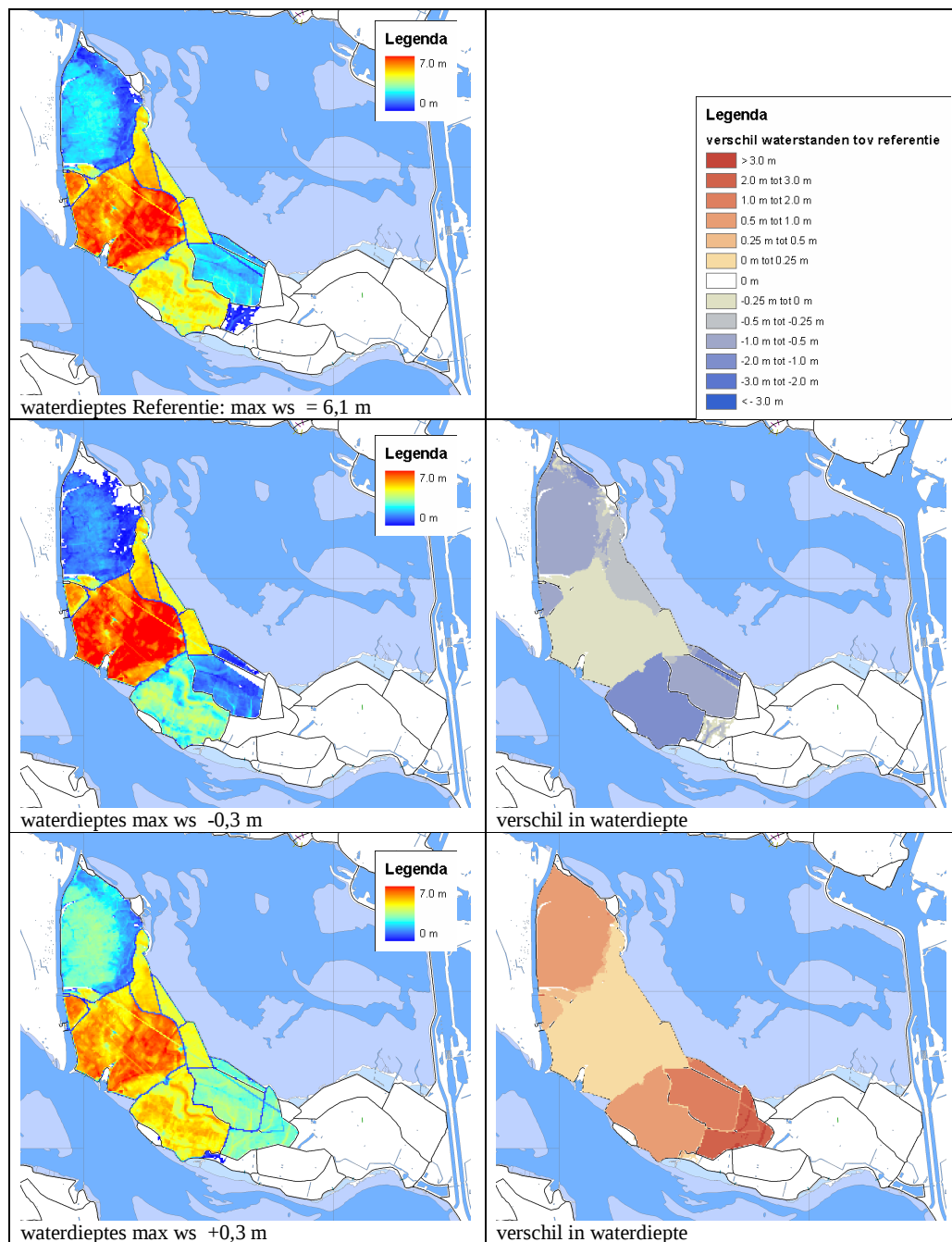
Maximum waterstand

Volledigheidshalve is ook een gevoeligheidsanalyse uitgevoerd naar het effect van een verschil in maximum waterstand. De gebruikte randvoorwaarden zijn te zien in Figuur 6.7. De maximum waterstand varieert van 0,3 m boven maatgevend tot 0,3 m beneden maatgevend.

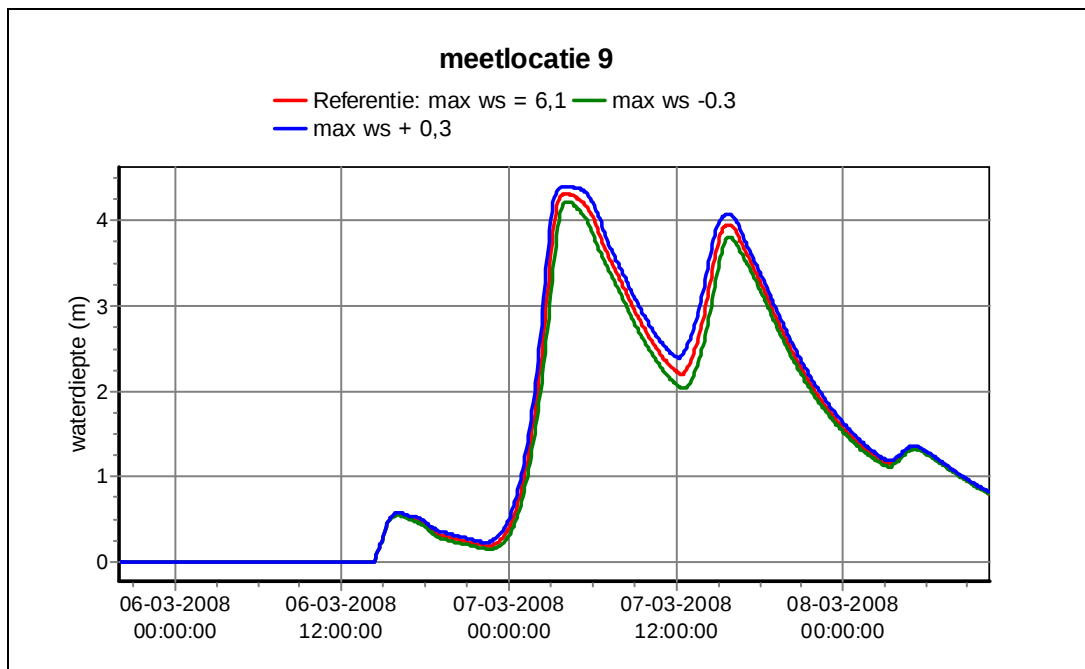


Figuur 6.7 Opgelegde randvoorwaarden met variaties in maximum waterstand (MHW, +/- 0,3 m)

De gevolgen van de verschillen in maximum waterstand zijn te zien in Figuur 6.8. Zoals te verwachten leidt een toename van de maximum waterstand tot grotere overstromingsdiepten en een groter overstroomd oppervlak. Bij een afname van de maximum waterstand is het omgekeerde het geval. Naar verwachting zullen de verschillen kleiner zijn wanneer de bres pas ontstaat wanneer de maximum waterstand wordt bereikt en zich geleidelijk vormt. Het berekende waterstandsverloop in de tijd voor meetlocatie 9 is te zien in Figuur 6.9.



Figuur 6.8 Verschillen in waterdieptes en overstroomd oppervlak als gevolg van verschillen in maximum waterstand



Figuur 6.9 Verschillen in waterdieptes berekend voor meetlocatie 9 als gevolg van verschillen in maximum waterstand

6.2.3 Conclusies

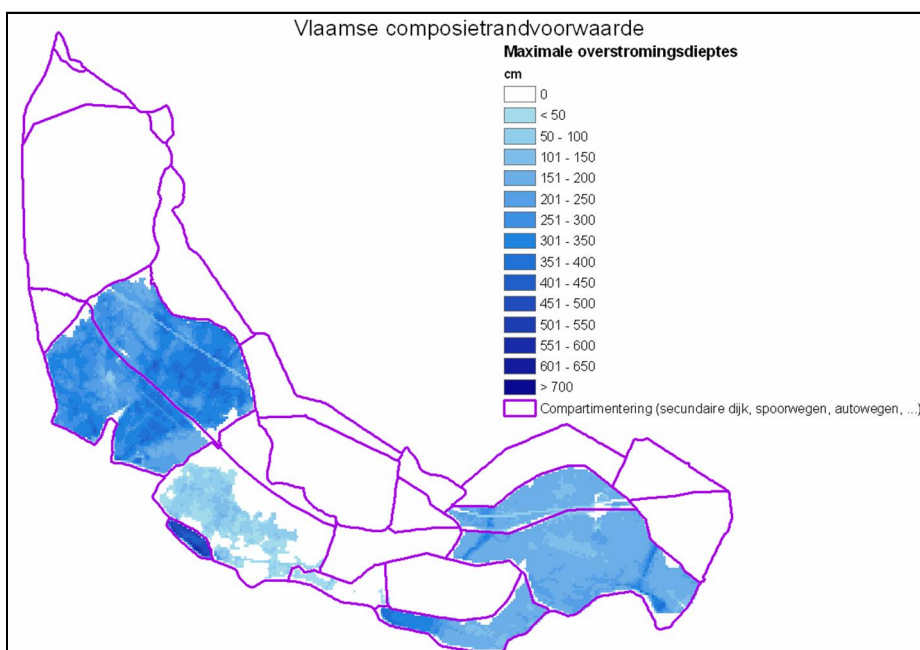
- Variaties in stormduur en in het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater leiden tot duidelijke verschillen in berekende waterdieptes en overstroomde oppervlakten.
- Vooral de duur waarbij water over secundaire keringen heen kan stromen heeft een groot effect op het overstroomde oppervlak.
- De aanwezige secundaire keringen hebben daarmee een groot effect op het overstromingsverloop.

6.3 Gevoeligheidsanalyse Vlaamse waterstandsverlopen

De verschillende Vlaamse mogelijke tijkrommes worden doorgerekend met het Quasi 2D-model in MIKE 11 (zie Par. 5.2.2).

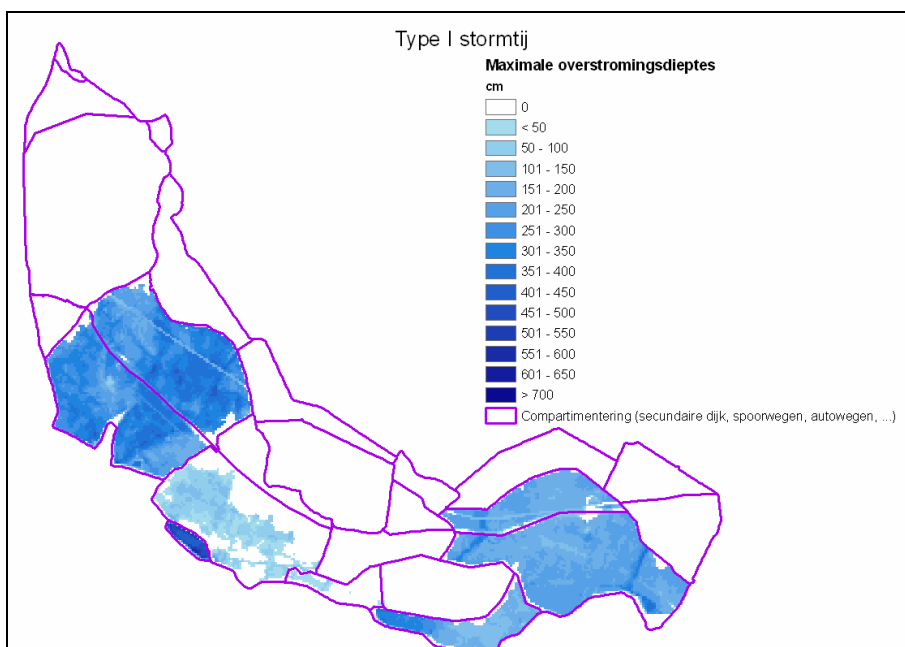
6.3.1 T4000 volgens composietmethode

Figuur 6.10 toont de overstromingskaart van Zuid-Beveland wanneer de Vlaamse composietrandvoorwaarde opgelegd wordt ter hoogte van de bressen. Niet alle polders in Zuid-Beveland worden overstroomd. Het overstroomde oppervlak wordt voornamelijk bepaald door de hoogte van de secundaire dijken.

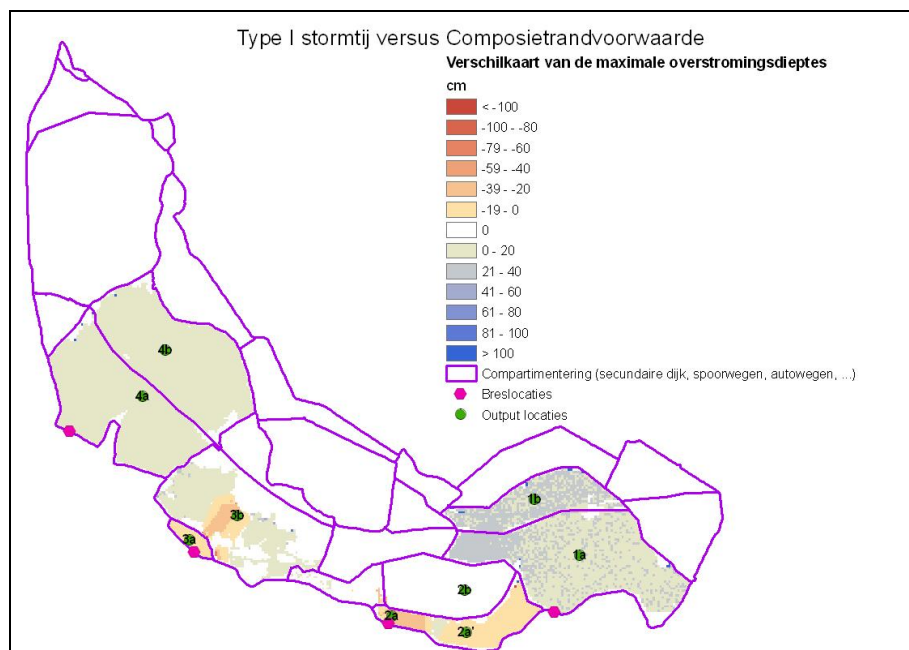


Figuur 6.10 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D Schematisatie met Vlaamse composietrandvoorwaarde

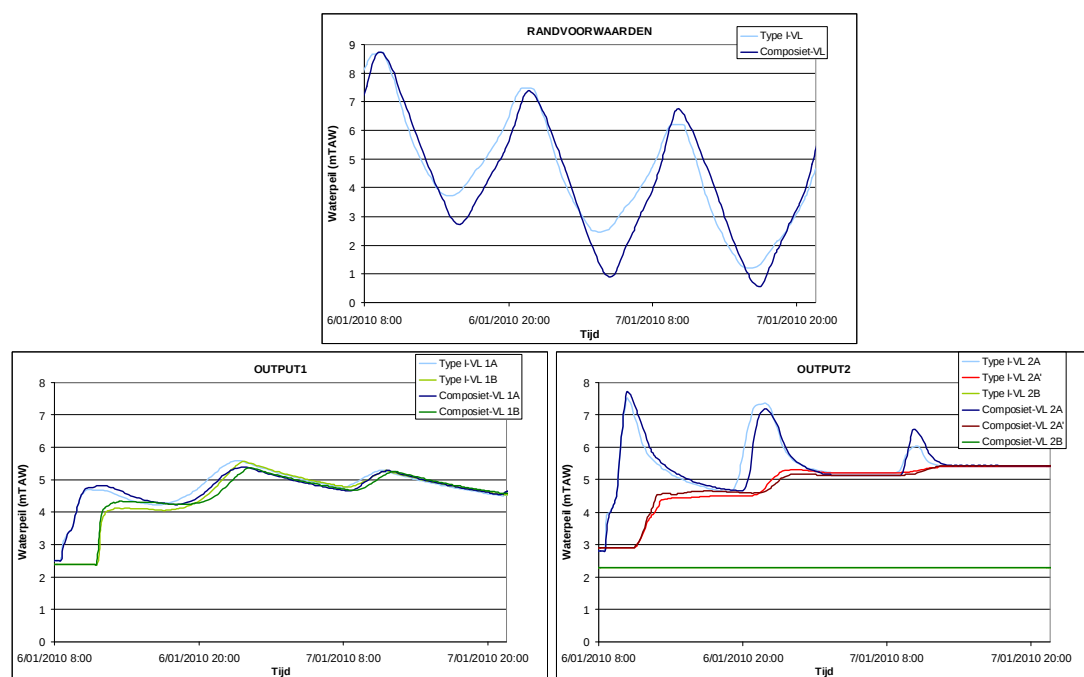
6.3.2 T4000 obv. 1976 (drietrapsgetij)

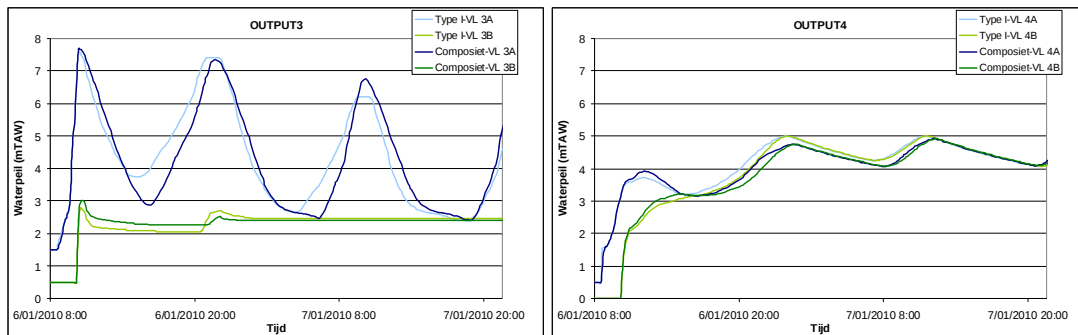


Figuur 6.11 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie met Type I stormtij



Figuur 6.12 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie Type I stormtij versus Vlaamse composietrandvoorwaarde





Figuur 6.13 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.12)

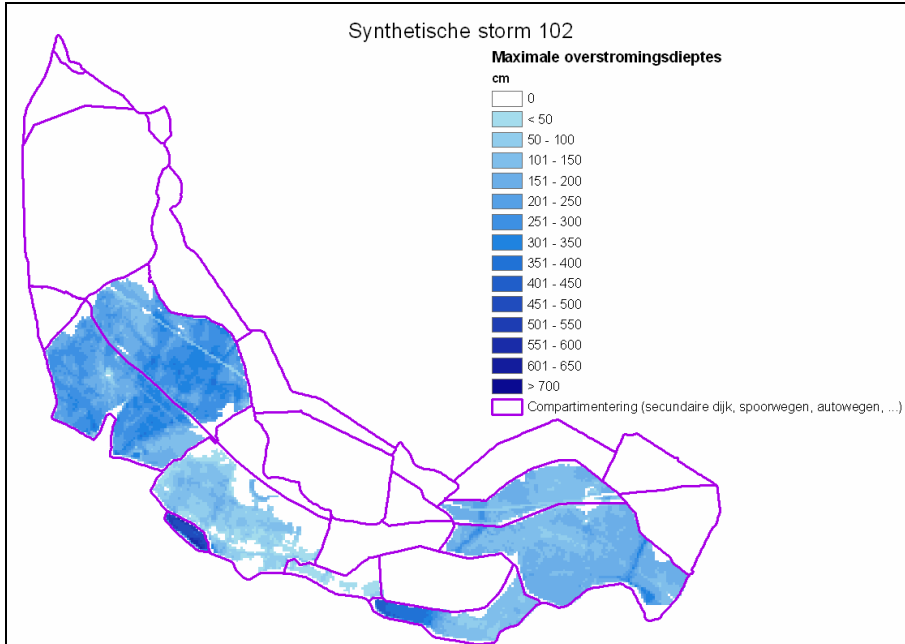
Wanneer het Type I stormtij als randvoorwaarde opgelegd wordt voor de overstromingsberekeningen in Zuid-Beveland, verschilt de overstroomde oppervlakte slechts weinig van deze wanneer de composiet als randvoorwaarde opgelegd wordt. Ook de verschillen in maximale overstromingsdieptes zijn slechts beperkt. Uit de grafieken kan afgeleid worden dat de maximale waterstanden dan ook slechts weinig verschillend zijn. Bij het Type I stormtij zijn het laag- en hoogwater volgend op de stormpiek hoger dan bij de composietrandvoorwaarde. Dit zorgt in de verschillende compartimenten eveneens voor een hogere waterstand bij de tweede hoogwaterpiek.

6.3.3 Varianten adhv. set van synthetische stormen

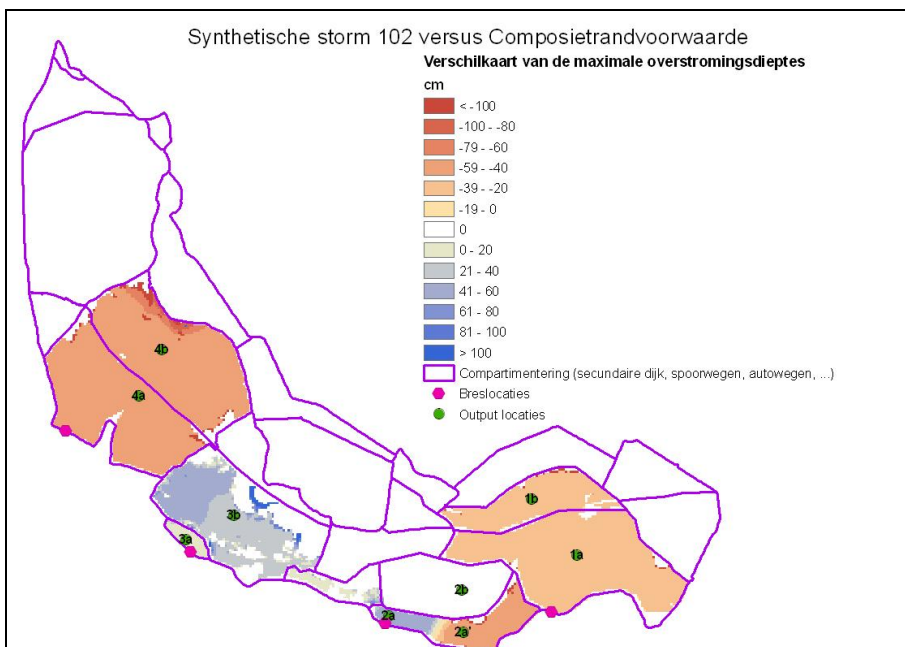
Uit de set van 544 synthetische stormen (zie Par. 2.4.1) zijn stormen geselecteerd waarvoor het maximum waterpeil ter hoogte van Zuid-Beveland ongeveer overeenstemt met het maximum waterpeil van de T4000 composietrandvoorwaarde. Deze tijdreeksen zijn dan als randvoorwaarde opgelegd ter hoogte van de bressen aan Zuid-Beveland.

De overstromingskaart en verschilkaart ter hoogte van Zuid-Beveland wanneer synthetische storm 102 wordt opgelegd als randvoorwaarde worden weergegeven in Figuur 6.14 en Figuur 6.15. Het tijdsverloop van de waterpeilen in enkele compartimenten van het gebied wordt weergegeven in Figuur 6.16.

Synthetische storm 102



Figuur 6.14 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie met Synthetische storm 102 als randvoorwaarde

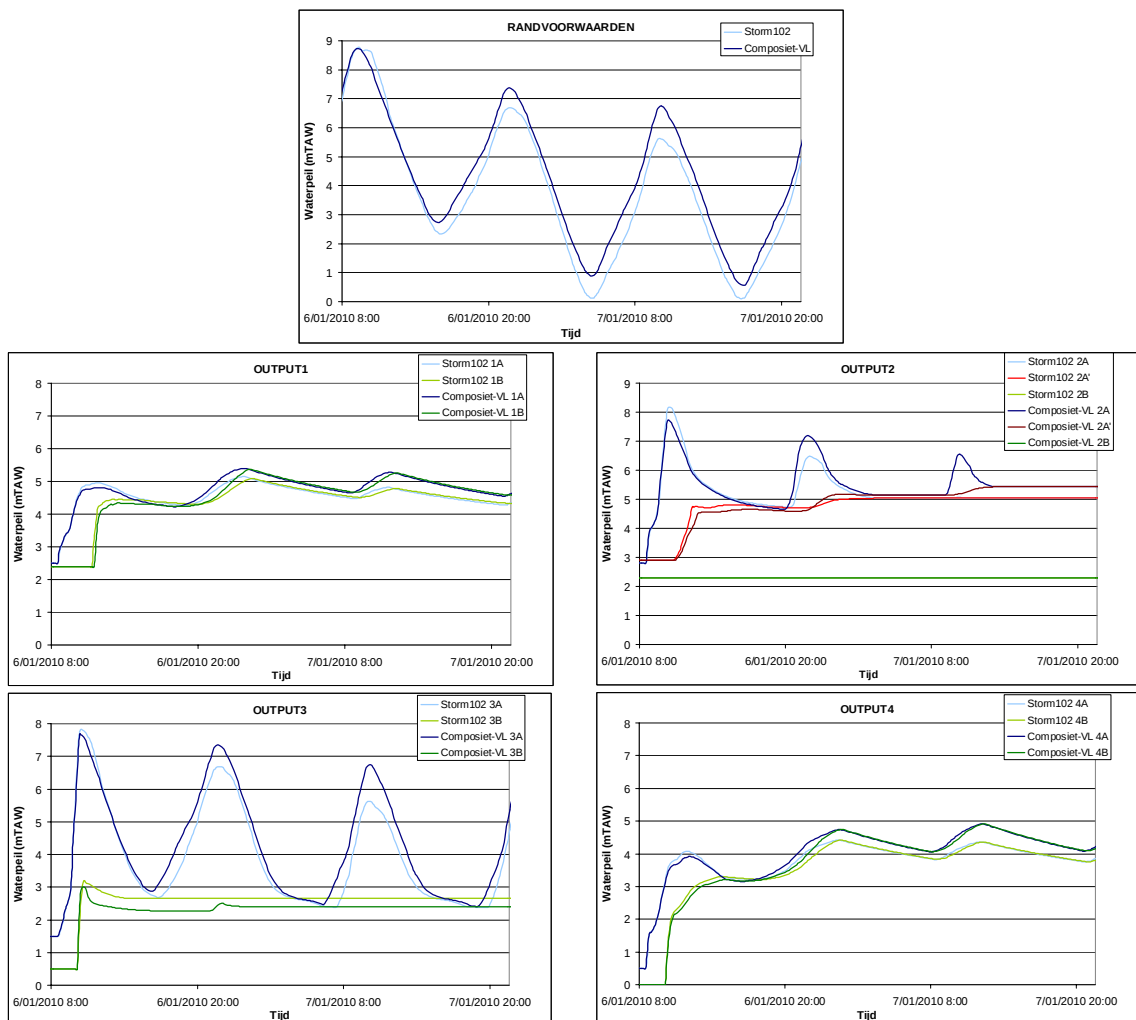


Figuur 6.15 Vershilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie Synthetische storm 102 versus Vlaamse composietrandvoorwaarde

Er is slechts weinig verschil in de overstroomde oppervlakte in Zuid-Beveland wanneer synthetische storm 102 opgelegd wordt, in vergelijking met de composietrandvoorwaarde. De maximale overstromingsdiepte verschilt echter wel sterk. Wanneer de bres optreedt ter hoogte van grote compartimenten (zie output 1 en 4) is de maximale overstromingsdiepte het

kleinst bij de synthetische storm. In de kleinere compartimenten (zie output 2 en 3) is de maximale overstromingsdiepte het kleinst bij composietrandvoorwaarde. Dit heeft voornamelijk te maken met de hoogte van het waterpeil bij het hoogwater tijdens de stormpiek, met bresvorming in het compartiment. In de kleine of smalle compartimenten is deze het hoogst in het scenario met de synthetische storm als randvoorwaarde. De reden hiervoor is dat het water hier een grotere 'vertraging' oploopt en dus minder snel verspreid wordt in het compartiment. De stormpiek tijdens de synthetische storm duurt ook langer dan bij de composietrandvoorwaarde.

In de grotere compartimenten wordt de maximale overstromingsdiepte bepaald door de tweede of derde hoogwaterpiek. Deze is hoger bij de composietrandvoorwaarde dan bij de synthetische storm 102.

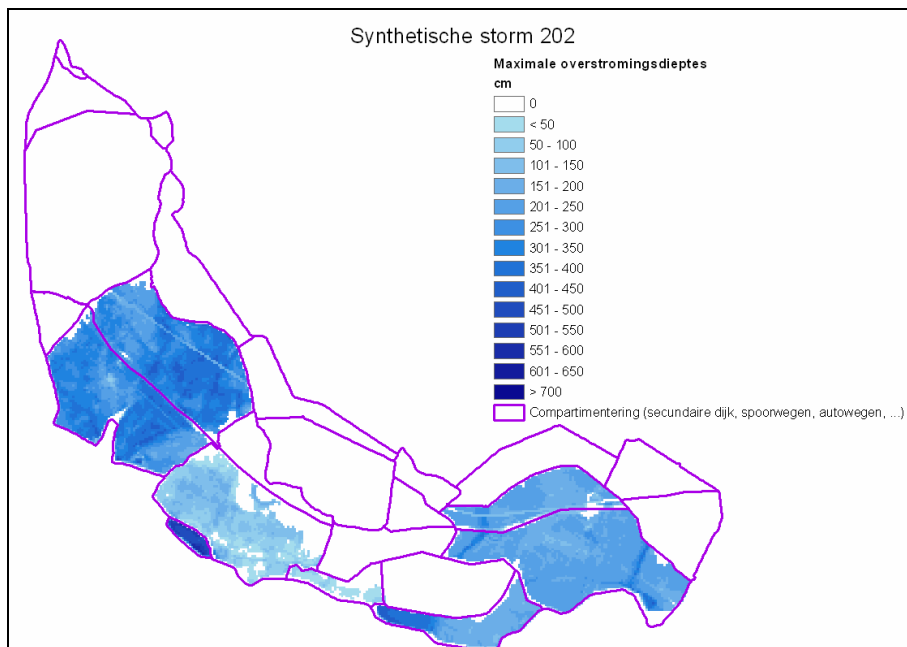


Figuur 6.16 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.15)

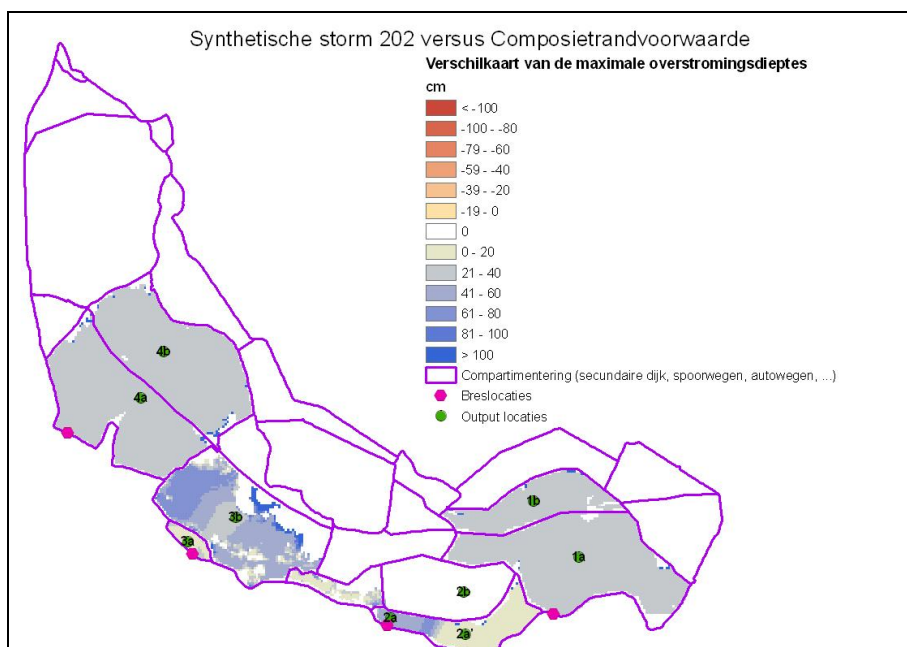
Synthetische storm 202

De overstromingskaart en verschilkaart ter hoogte van Zuid-Beveland wanneer synthetische storm 202 wordt opgelegd als randvoorwaarde worden weergegeven in Figuur 6.17 en Figuur

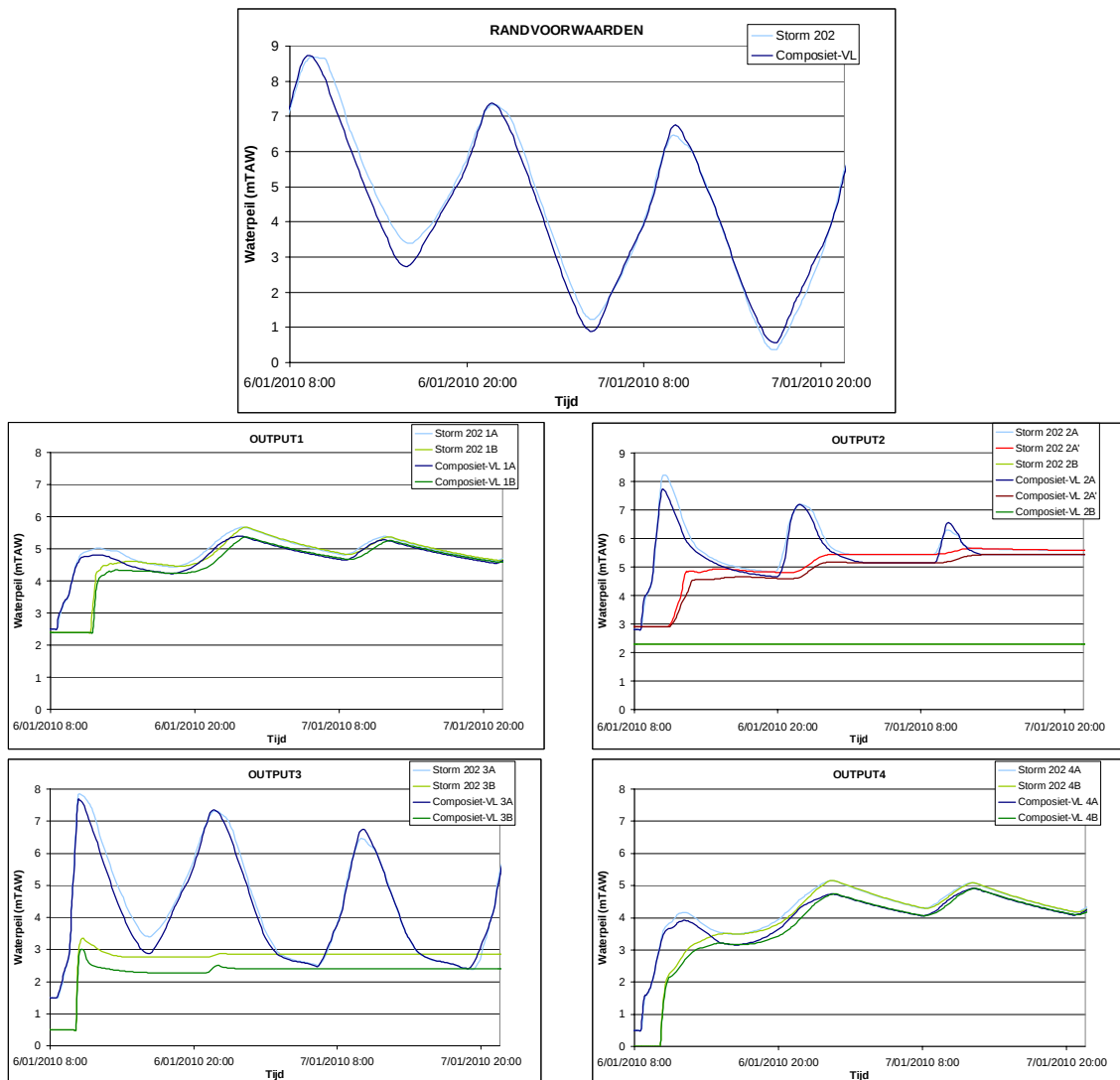
6.18. Het tijdsverloop van de waterpeilen in enkele compartimenten van het gebied wordt weergegeven in Figuur 6.19.



Figuur 6.17 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie met Synthetische storm 202 als randvoorwaarde



Figuur 6.18 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie Synthetische storm 202 versus Vlaamse composietrandvoorwaarde

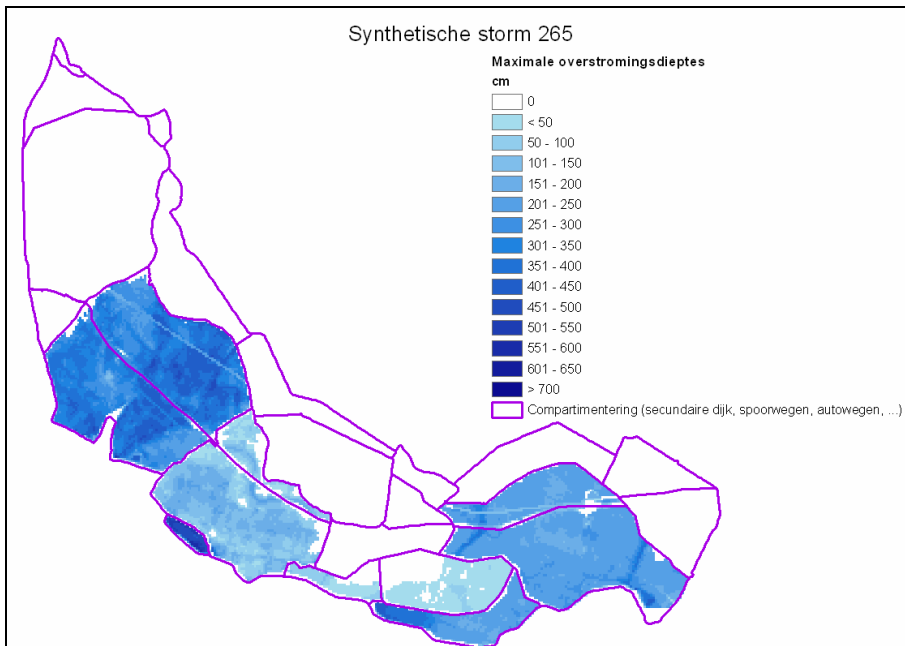


Figuur 6.19 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.18)

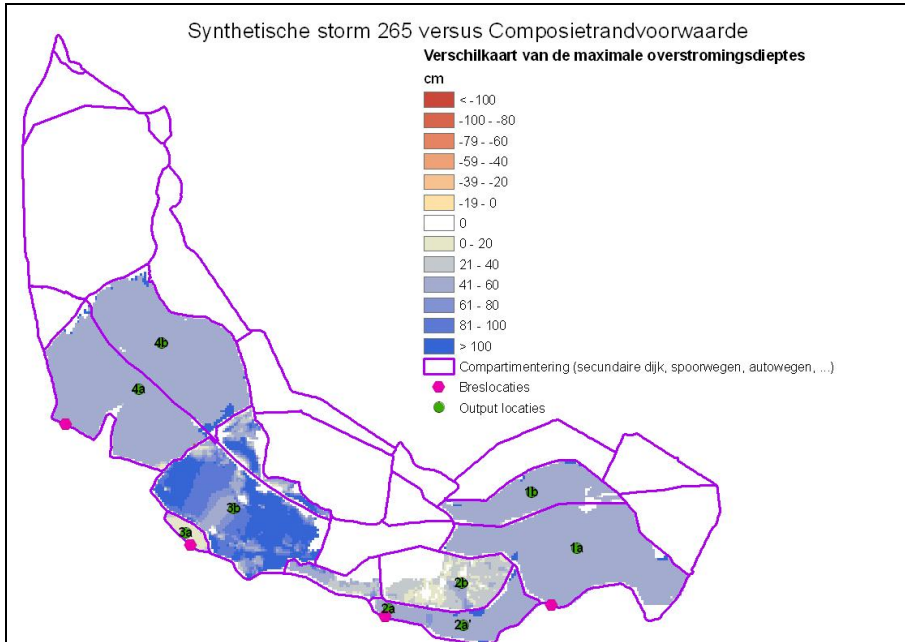
Het waterstandsverloop van de composietrandvoorwaarde en de synthetische storm 202 is zeer gelijkaardig. Bijgevolg treden weinig verschillen op in overstromende oppervlakte en maximale overstromingsdiepte ter hoogte van Zuid-Beveland. Het waterpeil van de synthetische storm ligt bij het eerste en tweede hoog- en laagwater enkele cm hoger dan dit van de composietrandvoorwaarde. Bij het derde hoog- en laagwater is het waterpeil van de synthetische storm lager dan dit van de composietrandvoorwaarde. Deze verschillen zijn eveneens terug te vinden in de waterstandsverlopen in de verschillende compartimenten. De maximale overstromingsdiepte ter hoogte van Zuid-Beveland wordt voornamelijk bepaald door de hoogte van het eerste of tweede hoogwater in het gebied.

Synthetische storm 265

De overstromingskaart en verschilkaart ter hoogte van Zuid-Beveland wanneer synthetische storm 265 wordt opgelegd als randvoorwaarde worden weergegeven in Figuur 6.20 en Figuur 6.21. Het tijdsverloop van de waterpeilen in enkele compartimenten van het gebied wordt weergegeven in Figuur 6.22.



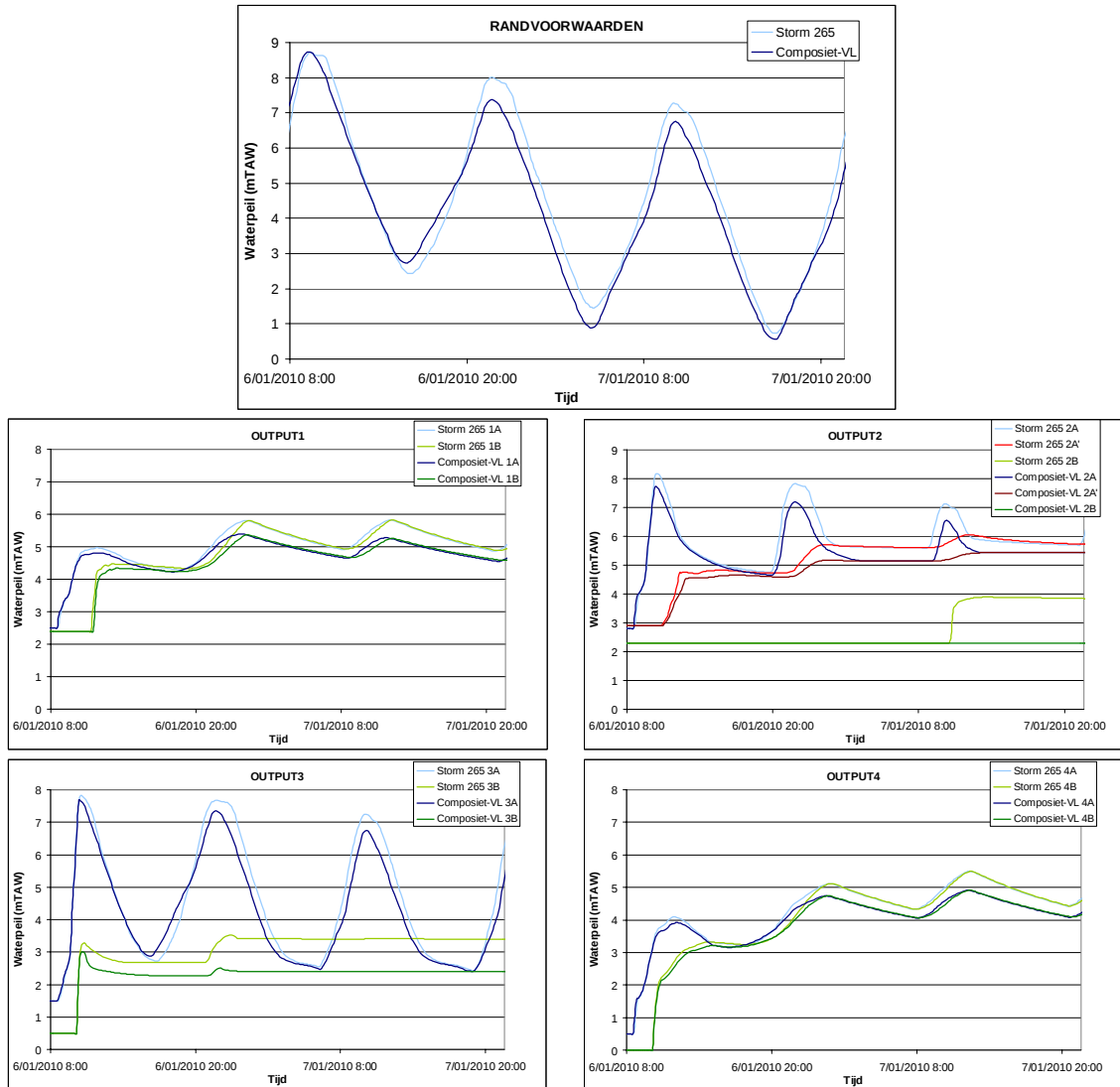
Figuur 6.20 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie met Synthetische storm 265 als randvoorwaarde



Figuur 6.21 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi 2D-schematisatie Synthetische storm 265 versus Vlaamse composietrandvoorwaarde

Wanneer synthetische storm 265 wordt opgelegd als randvoorwaarde is de overstromde oppervlakte ten gevolge van de bresvorming in Zuid-Beveland groter dan met de composietrandvoorwaarde. Dit is te verklaren door het hogere waterpeil tijdens het tweede en derde hoog- en laagwater. Het waterpeil tijdens de stormpiek is bij beide randvoorwaarden gelijk. De stormpiek van de synthetische storm is echter wel breder.

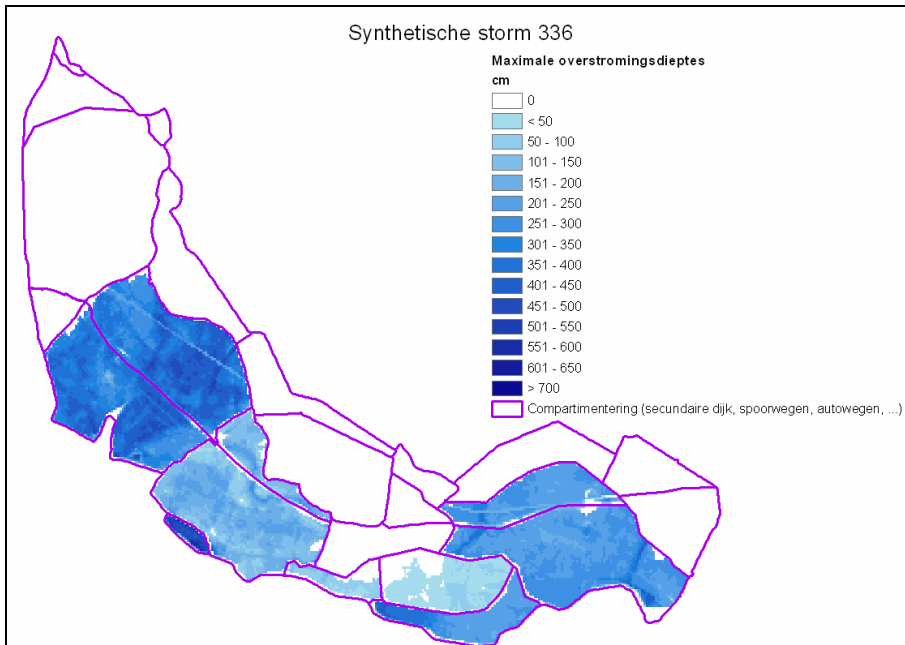
Door het hogere waterpeil in het gebied worden enkele extra secundaire dijken overtopt en dus meer compartimenten overstroomd (zie output 2 en 3).



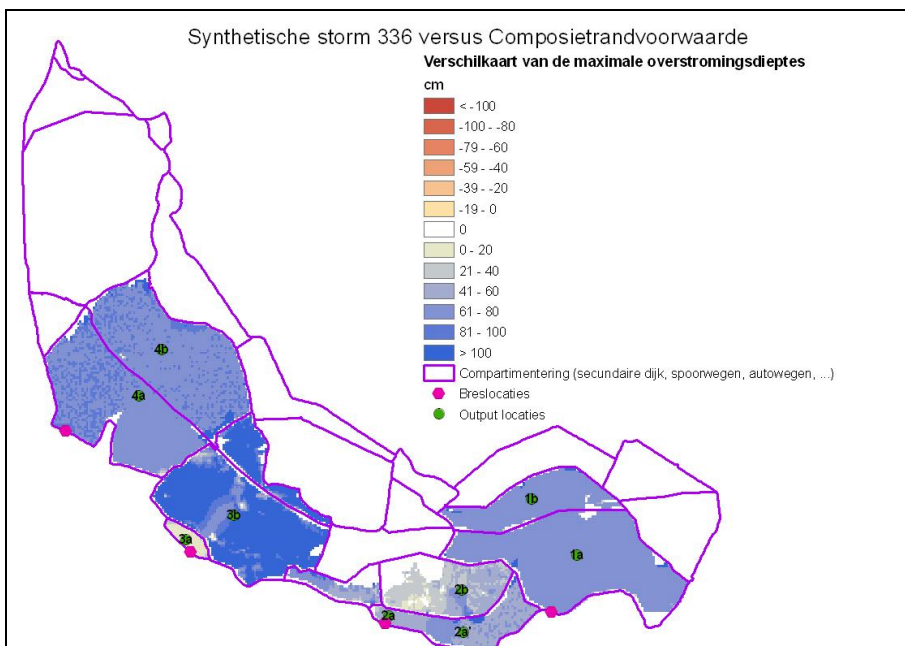
Figuur 6.22 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.21)

Synthetische storm 336

De overstromingskaart en verschilkaart ter hoogte van Zuid-Beveland wanneer synthetische storm 336 wordt opgelegd als randvoorwaarde worden weergegeven in Figuur 6.23 en Figuur 6.24. Het tijdsverloop van de waterpeilen in enkele compartimenten van het gebied wordt weergegeven in Figuur 6.25.



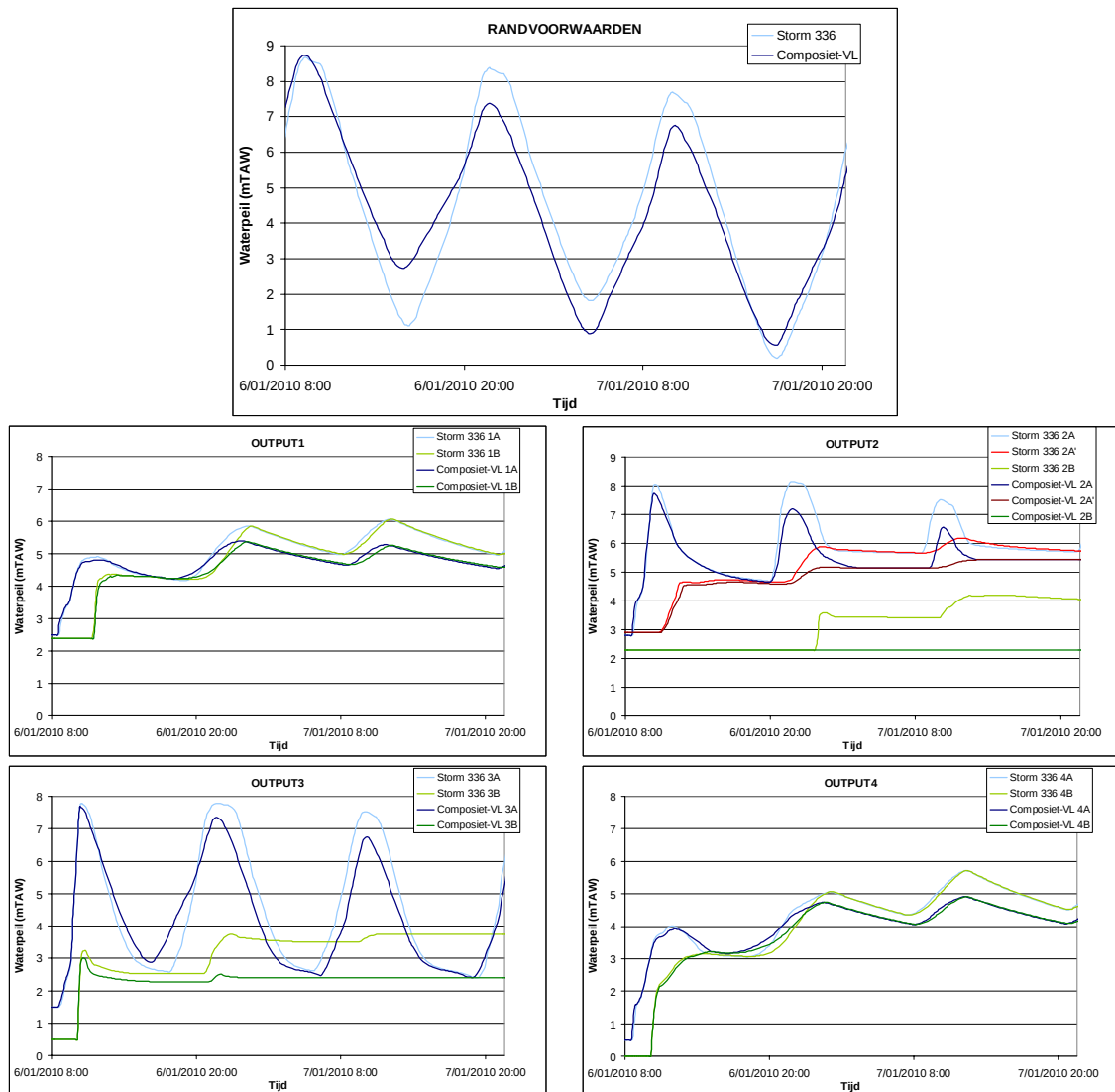
Figuur 6.23 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie met Type I stormtij



Figuur 6.24 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie Type I stormtij versus Vlaamse composietrandvoorwaarde

Ook wanneer synthetische storm 336 als randvoorwaarde wordt opgelegd ter hoogte van de bressen aan Zuid-Beveland is de overstroomde oppervlakte groter dan met de composietrandvoorwaarde. Het waterpeil tijdens de stormpiek is bij de synthetische storm net lager dan bij de composietrandvoorwaarde. Ook het hieropvolgende laagwater is bij de synthetische storm beduidend lager. De volgende hoogwaters zijn echter tot 1 m hoger bij de synthetische storm in vergelijking met de composietrandvoorwaarde. Dit zorgt voor grotere overstromingsdiepte in het gebied. De maximale overstromingsdiepte in de verschillende

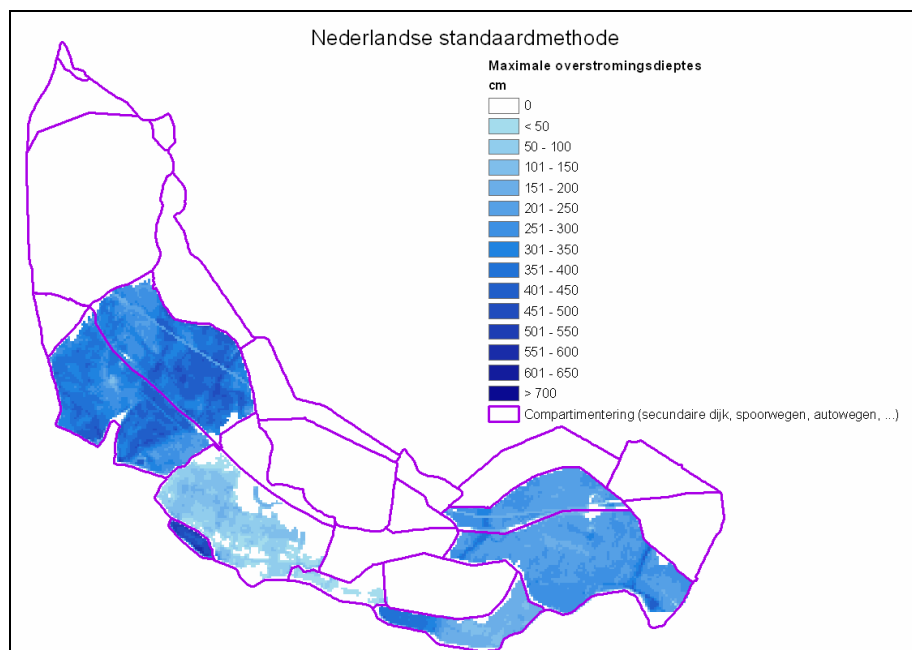
compartimenten wordt bepaald door het tweede of derde hoogwater in het gebied. Ook nu worden door het hogere waterpeil in het gebied extra secundaire dijken overtopt waardoor meer compartimenten in het gebied overstroomd worden.



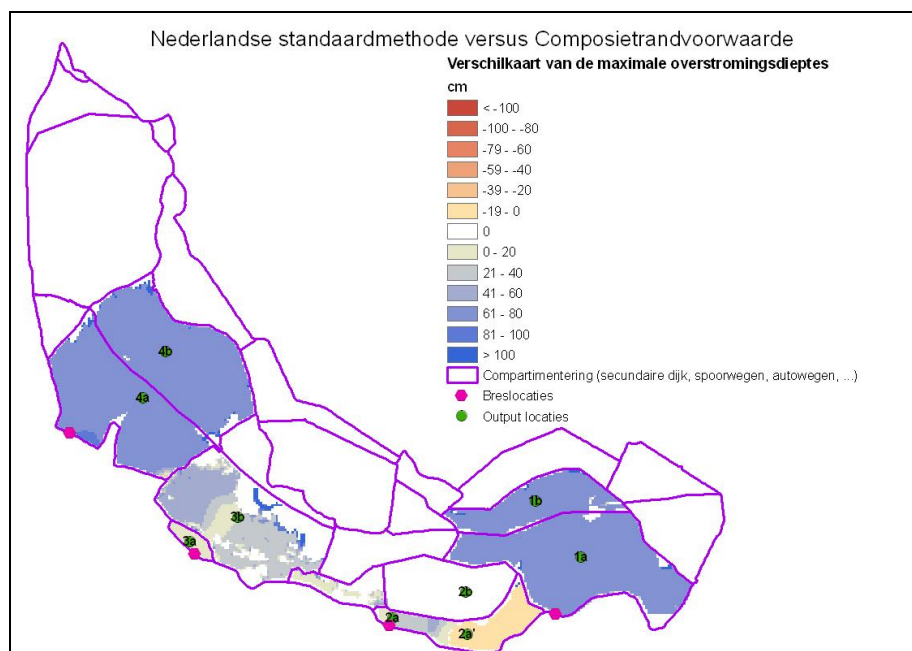
Figuur 6.25 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bressen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.24)

6.4 Gevoeligheidsanalyse Vlaamse composietrandvoorwaarde versus Nederlandse 'standaard'-randvoorwaarde

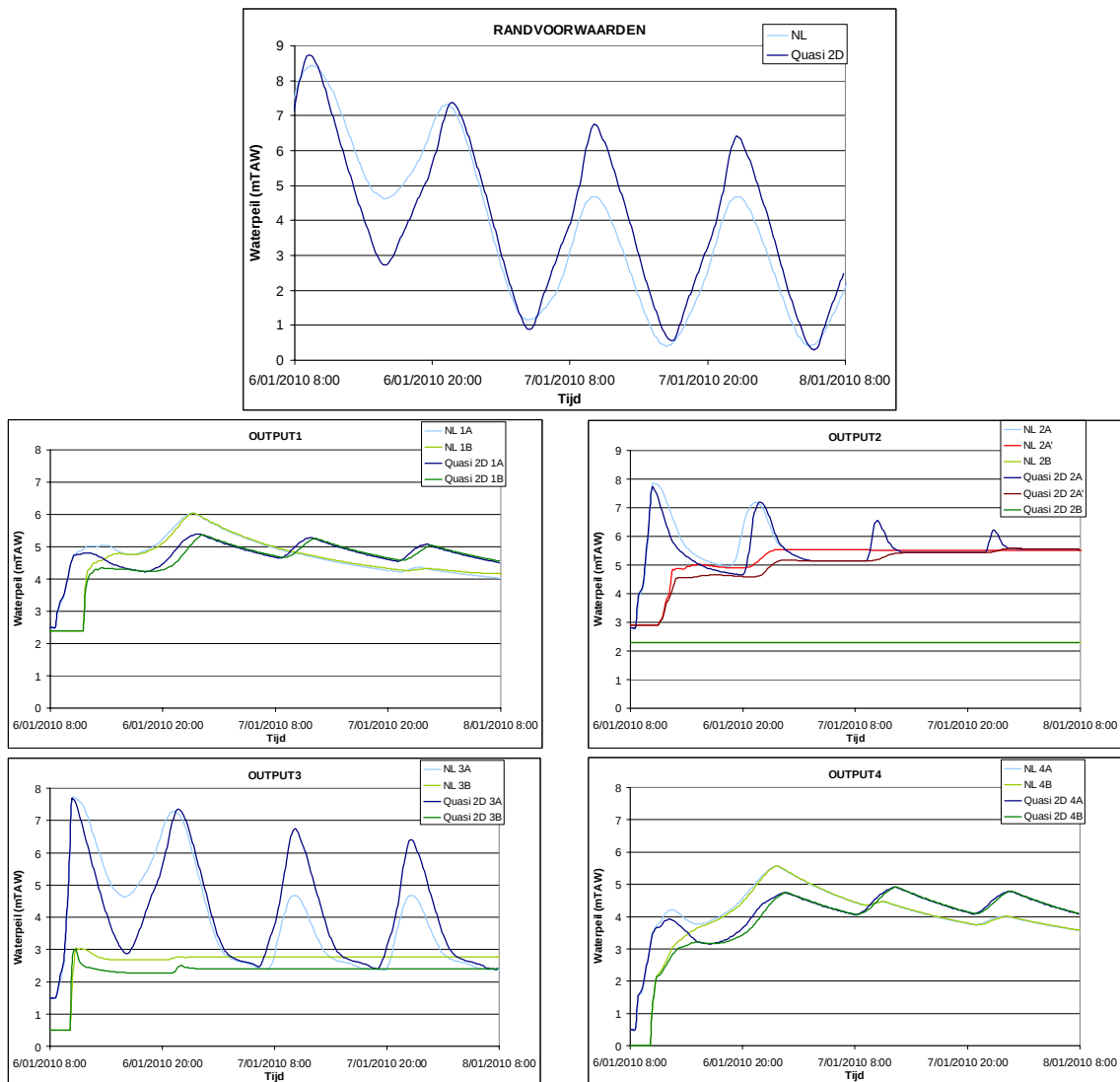
Voor de vergelijking van de Vlaamse composietrandvoorwaarde en de Nederlandse standaardmethode wordt gebruik gemaakt van een Quasi 2D-model, waarbij de secundaire dijken worden geschematiseerd op basis van het DHM. De overstromingskaart voor de Nederlandse randvoorwaarden wordt weergegeven in Figuur 6.26. De verschilkaart wordt weergegeven in Figuur 6.27. De waterstandsverlopen in enkele compartimenten van Zuid-Beveland worden weergegeven in Figuur 6.28.



Figuur 6.26 Overstromingskaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie met waterstandsverloop volgens de Nederlandse standaardmethode als randvoorwaarde



Figuur 6.27 Verschilkaart (maximale overstromingsdieptes) Zuid-Beveland, Quasi-2D schematisatie Nederlandse standaardmethode versus Vlaamse composietmethode



Figuur 6.28 Tijdsverloop waterstanden ter hoogte van bresen (randvoorwaarden) en in Zuid-Beveland (zie Figuur 6.27)

Tijdens de bresvorming is het hoogwater met de Vlaamse composietrandvoorwaarde hoger dan met de Nederlandse standaardmethode. Dit laat zich echter niet merken in de waterstanden in het overstromingsgebied. Het laagwater volgend op dit hoogwater is echter hoger bij de Nederlandse standaardmethode waardoor de polders minder leeglopen. Het volgende hoogwater resulteert dan in een grotere overstromingsdiepte in het gebied. Het hogere waterpeil bij het derde en vierde hoogwater met de Vlaamse composietmethode zorgt ervoor dat de maximale overstromingsdiepte op enkele locaties alsnog groter wordt dan met de Nederlandse standaardmethode (zie output 2a').

6.5 Conclusies en aanbevelingen

De verschillende maatgevende waterstanden leiden tot kleine verschillen in berekende overstromingskenmerken. Dit komt vooral doordat de bres zich nog moet vormen wanneer maatgevende condities worden bereikt.

Verschillen in het waterstandsverloop leiden tot veel grotere verschillen in berekende overstromingskarakteristieken. Vooral de duur van het hoogste hoogwater en de volgende laag- en hoogwaters zijn van belang. De laagwaterstand volgend op het maatgevend hoogwater bepaalt of en hoe ver de overstroomde polders leeg kunnen stromen voordat de volgende vloedperiode komt. Hoe verder de polders leeg kunnen lopen, des te lager blijft de maximum waterstand tijdens de volgende vloedperiode. De hoogte van de op het maatgevend hoogwater volgende vloedwaterstanden bepalen eveneens de hoogte van de maximum waterstand in het overstroomde gebied.

Een klein verschil in het verloop van de waterstand in de Westerschelde kan een groot effect hebben op de periode gedurende welke het water over secundaire keringen heen kan stromen. Hierdoor hebben secundaire keringen een extra groot effect op het overstromingsverloop.

7 Conclusies en aanbevelingen

In Nederland en Vlaanderen worden verschillende modellen (softwarepakketten) gebruikt om de gevolgen van mogelijke overstromingen te analyseren. Deze softwarepakketten bieden bovendien de mogelijkheid om te kiezen voor verschillende typen modelschematisaties. Te denken valt hierbij aan eenvoudige OD-bakkenmodellen, maar ook aan meer complexe 2-dimensionale modellen. Ten slotte verschillen ook de manieren waarop de maatgevende waterstanden en waterstandsverlopen worden bepaald. In deze studie zijn de verschillen onderzocht. De resultaten zijn in de voorgaande hoofdstukken gerapporteerd. Dit hoofdstuk geeft de belangrijkste conclusies en aanbevelingen die uit het rapport naar voren komen.

7.1 Conclusies

Effect softwarekeuze

Verschillen in berekende overstromingskenmerken als gevolg van softwarekeuze zijn relatief klein. Verschillende softwarepakketten kunnen worden gebruikt om vergelijkbare modelschematisaties te ontwikkelen. Om dit uit te voeren is evenwel een grondige kennis van de modelsoftwares nodig. Zo beschikken SOBEK en MIKE beide over een module om 1-dimensionale modellen te maken. Verschillen tussen de met deze modellen berekende waterdiepten en overstroomde oppervlakten zijn gering. Hetzelfde geldt voor SOBEK 2D, Delft 3D (stand alone) en MIKE Flood.

Verschillen in berekende overstromingskenmerken zijn vooral het gevolg van verschillende manieren waarop gelijkaardige concepten worden geschematiseerd in de verschillende softwarepakketten. Zo is de bresgroei modellering in SOBEK anders dan in MIKE. Ook de wijze waarop de 'bakken' in het 1D bakken model worden verbonden is sterk afhankelijk van de gekozen software en leidt tot verschillen.

Effect schematisatiewijze

Verschillen in schematisatiewijze kunnen leiden tot aanzienlijke verschillen in berekende waterdiepte. De grootste verschillen worden waargenomen tussen eenvoudige bakkenmodellen en 2-dimensionale modellen, vooral in polders die relatief klein zijn en op grote afstand van de bres liggen. Wanneer stromingspatronen bekend zijn kunnen de bakken modellen worden verbeterd waardoor de verschillen kleiner worden.

Om met een eenvoudig bakkenmodel resultaten te verkrijgen die vergelijkbaar zijn met een complexer 2D-model is een grote inspanning nodig. Zo is een gedetailleerd hoogtegrid noodzakelijk om de oppervlakte-hoogterelatie van de bakken af te leiden. Dit hoogtegrid is ook nodig om de berekende waterstanden te vertalen naar ruimtelijk variërende waterdiepten. Met dit hoogtegrid zou ook vrij eenvoudig een 2D model kunnen worden gemaakt.

In de eenvoudigere modellen (bakkenmodellen) gaat veel van de essentiële berekende overstromingsinformatie verloren. Te denken valt hierbij aan stroomsnelheden en het

ruimtelijke overstromingsverloop in de tijd. Het toepassingsbereik van deze eenvoudige modellen is daarmee beperkt.

De rekentijd van de eenvoudigere modellen is korter dan voor de complexere modellen. Een eenvoudigere schematisatie biedt daardoor mogelijkheden voor het uitvoeren van gevoeligheidsanalyses, bijvoorbeeld rond bresgroei. Combinatie van 1D- en 2D-modelschematisaties biedt mogelijkheden voor win-win in rekentijd, resolutie en output.

Het al dan niet meenemen van de stroming in de Westerschelde beïnvloedt de waterstanden in het overstromingsgebied en op de Westerschelde zelf. Het grootste effect van de koppeling van het Zuid-Beveland model aan het Westerschelde model lijkt het creëren van een additionele 'opslagruimte' voor water. Dit beïnvloedt de normale getijvoortplanting. Het effect op de stormopzet in het estuarium lijkt vooralsnog kleiner, en is slechts van relatief kortere duur, dan het structurele effect op het getijsignaal in stroomopwaartse richting. Omdat in deze studie sprake is geweest van een eerste verkenning van dit effect wordt aanbevolen dit nader te onderzoeken.

Effect maatgevende waterstandsverlopen

Nederland en Vlaanderen hebben verschillende maatgevende waterstanden. De absolute verschillen zijn afhankelijk van de locatie, maar bedragen maximaal 10 tot 20 centimeter.

Het effect van de verschillen in maatgevende waterstand op de gesimuleerde overstromingskarakteristieken (waterdiepte, stroomsnelheid en overstroomd oppervlak) is beperkt. Dit komt doordat wordt aangenomen dat de bres ontstaat op het moment dat de maatgevende waterstand wordt bereikt. Het duurt vervolgens meerdere uren voordat de bres gevormd is en er grote hoeveelheden water het gebied in stromen. Omdat de instroomdebieten op het moment van de maatgevende waterstand klein zijn, hebben verschillen in maatgevende waterstand dus een zeer gering effect.

Nederland en Vlaanderen hanteren ook verschillende methoden om te komen tot een maatgevend waterstandsverloop. Waargenomen verschillen tussen de resulterende waterstandsverlopen hebben betrekking op de laagwaterstanden volgend op het maatgevend hoogwater en op de volgende hoogwaterstanden.

De verschillende waterstandsverlopen hebben een zeer uitgesproken effect op de gesimuleerde overstromingskarakteristieken. Vooral de duur van het hoogste hoogwater en de volgende laag- en hoogwaters zijn van belang. De laagwaterstand volgend op het maatgevende hoogwater bepaalt of en hoe ver de overstroomde polders leeg kunnen stromen voordat de volgende vloedperiode komt. Wanneer de standaard methode uit Nederland wordt gebruikt om het waterstandsverloop vast te stellen is sprake van een relatief hoge eb-waterstand. Hierdoor stromen de polders niet of nauwelijks leeg tijdens laagwater. Tijdens het volgende hoogwater zijn de polders nog steeds gevuld waardoor de waterstand snel toeneemt en er water over de secundaire keringen heen kan stromen naar achterliggende polders. Bij o.a. de Vlaamse composiet-methode is dit minder snel het geval, waardoor de waterdiepten en het overstroomd oppervlak kleiner zijn. De hoogte van de op het maatgevend hoogwater volgende vloedwaterstanden bepalen eveneens de hoogte van de maximum waterstand in het overstroomde gebied. De hoogte van de volgende vloedwaterstanden is in de Nederlandse methode vooral afhankelijk van de aanname over

stormduur en tijdsverschil tussen stormpiek en hoogwater. Bij de Vlaamse composietmethode is dit vastgelegd met behulp van zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF) .

Een klein verschil in het verloop van de waterstand in de Westerschelde kan een groot effect hebben op de periode gedurende welke het water over secundaire keringen heen kan stromen. Hierdoor hebben secundaire keringen een extra groot effect op het overstromingsverloop.

7.2 Aanbevelingen

Afstemming hoogwaterkwantielen. Het verdient aanbeveling om de Vlaamse en Nederlandse hoogwaterkwantielen beter op elkaar af te stemmen.

Aanvullend onderzoek naar waterstandsverloop, met name eb- en vloedwaterstanden volgend op maatgevend hoogwater. Gezien de grote invloed van het waterstandsverloop op de overstromingssimulaties wordt aanbevolen aanvullend onderzoek uit te voeren naar het verloop van de waterstand onder maatgevende omstandigheden. Tot op heden is vooral aandacht geschonken aan de maximum waterstand die optreedt. Bij dit vervolgonderzoek dient uitgebreid stil te worden gestaan bij de hoogte van de eb- en vloedwaterstanden volgend op het maatgevend hoogwater.

Baseer gevolgen van een overstroming niet op één mogelijk waterstandsverloop. Gezien de grote invloed van het waterstandsverloop op de berekende overstromingskenmerken is het raadzaam de gevolgen van een overstroming niet te baseren op één mogelijk waterstandsverloop, maar een gevoeligheidsanalyse uit te voeren.

Voor een betere inschatting van de gevolgen van een doorbraak is aanvullende informatie nodig over bresvorming en –groei. De snelheid waarmee de bres zich vormt is mede bepalend voor de hoeveelheid water die tijdens de stormvloed het gebied in stroomt. Hoe sneller de bres zich vormt, des te groter de invloed van de maatgevende condities. Op dit moment wordt gebruik gemaakt van de bresgroei formuleringen zoals die standaard in SOBEK en MIKE beschikbaar zijn. Aanbevolen wordt om een literatuurstudie uit te voeren naar de nieuwste inzichten op het gebied van bresgroei en deze te vergelijken met de formuleringen in de beschikbare softwarepakketten.

Om het effect van een dijkdoorbraak op de stroming in de Westerschelde en in het overstroomde gebied nader te bepalen (interactie) dienen aanvullende modelsimulaties te worden uitgevoerd. De resultaten van deze studie tonen dat een dijkdoorbraak leidt tot additionele 'opslagruimte' voor water. Het effect hiervan op de stormopzet in het estuarium lijkt vooralsnog klein en slechts van relatief kortere duur. Het structurele effect op het getijsignaal in stroomopwaartse richting is groter. Omdat deze bevindingen gestoeld zijn op een beperkt aantal simulaties, wordt aanbevolen aanvullende simulaties uit te voeren. Deze simulaties dienen o.a. om inzicht te krijgen in de gevoeligheden rondom tijdstip en snelheid van bresvorming op het waterstandsverloop binnen- en buitendijks.

8 Referenties

- Asselman, N., Coen, L., Diermanse, F., Groeneweg, J., Jeuken, C., Peeters, P., Pereira, F., Sperna Weiland, F., Vanlede, J., Viaene, P. (2007) Koploperproject LTV-O&M-Thema Veiligheid - deelproject 2: sterkte-zwakte analyse van de methoden waarmee de maatgevende condities en de fysische gevolgen van overstromingen langs het Schelde-estuarium worden bepaald in Nederland en in Vlaanderen. Rapport WL|Delft Hydraulics Z4384.
- Berlamont, J., Willems, P., Qvick, A., Vaes, G., Feyen, J., Christiaens, K. (2000). Algemene methode voor het modelleren van de waterafvoer in bevaarbare waterlopen in Vlaanderen. Studie in opdracht van de Administratie Waterwegen en Zeewezen – afdeling Waterbouwkundig Laboratorium en Hydrologisch Onderzoek.
- IMDC, (2005), MKBA voor de actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 1 Composietrandvoorwaarden. IMDC rapport RA14082/03.055
- IMDC ism. Tractebel. (2009). Onderzoek naar de bresgevoeligheid van de Vlaamse winterdijken. WL Rapporten, 706/8: Waterbouwkundig Laboratorium: Borgerhout, België. (in voorbereiding).
- Wens, F. & Roovers, P. (1977). Berekeningen stormvloedbeheersing in het Scheldebekken. WL Rapporten, 331/2. Waterbouwkundig Laboratorium: Borgerhout, België
- Willems, P., 2007. Waterloopmodellering. Aangepaste versie 2007 van de “Algemene Methode voor de Administratie Waterwegen en Zeewezen – afdeling Waterbouwkundig Laboratorium en Hydrologisch Onderzoek”. Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven.