

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat - Rijksinstituut voor Kust en Zee

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

november 2007

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat - Rijksinstituut voor Kust en Zee

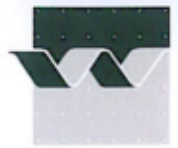
Koploperproject LTV-O&M-Thema Veiligheid - deelproject 2

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

N. Asselman, L. Coen, F. Diermanse, J. Groeneweg,
C. Jeuken, P. Peeters, F. Sperna Weiland

Rapport

november 2007



Opdrachtgever:	Rijkswaterstaat - Rijksinstituut voor Kust en Zee				
Titel:	Koploperproject LTV-O&M-Thema Veiligheid - deelproject 2				
Samenvatting:					
In het kader van de Lange Termijn Visie voor het Schelde estuarium (LTV) is o.a. een streefbeeld voor de hoogwaterbescherming vastgelegd door de Nederlandse en Vlaamse overheid. Binnen dit onderdeel van het LTV O&M project is een vergelijking gemaakt tussen de Vlaamse en Nederlandse methoden voor het afleiden van de kans op en de fysieke gevolgen van overstromingen. De methoden waarmee beide landen tot maatgevende condities komen vertonen verschillen. Bij het maken van een vergelijkende overstromingsvoorspelling zijn de Vlaamse maatgevende condities gekozen die horen bij een terugkeerperiode van 4000 jaar (T4000). Deze zijn vergelijkbaar met de Nederlandse condities die horen bij een jaarlijkse overschrijdingskans van 1/4000 jaar. Zowel voor het gebied in Vlaanderen als in Nederland liggen de Vlaamse T4000 condities lager, maximaal circa 15 centimeter. Het belangrijkste verschil tussen de Nederlandse en de Vlaamse aanpak van modelleren van overstromingen is de keuze voor SOBEK2D in Nederland en MIKE11 in Vlaanderen. SOBEK2D is een 2D hydraulisch model dat volledig gekoppeld is aan het 1D flow model. Hierdoor kan SOBEK een ruimtelijk beeld van stroomsnelheden geven. In de Vlaamse quasi 2D aanpak die gekoppeld is aan GIS verloopt dit anders. In GIS worden de resultaten berekend in de 1D link channels, met behulp van een DTM omgerekend in overstromingsdieptes. De modelresultaten verschillen aanzienlijk. Hieruit kan nog niet geconcludeerd worden of één van de methodes de voorkeur heeft. Wel zijn enkele voordelen van beide methoden naar voren gekomen. De rekentijd van het MIKE11 model is circa 15 keer korter. Het voordeel van SOBEK2D is daarentegen dat een ruimtelijk beeld van stroomsnelheden gegeven kan worden. Daarnaast is de modelschematisatie in SOBEK2D eenvoudig op te zetten, aangezien het DTM als basis / overstromingsreservoir dient, terwijl MIKE11 vraagt om een expliciete schematisatie van de compartimenteringen.					
Referenties:		Overeenkomst RKZ-1871			
Ver	Auteur	Datum	Opmerk.	Review	Goedkeuring
1.0	WLD en WLB				
1.1	F. Sperna Weiland	30 november 2007		J. Dijkman	T. Schilperoort
Projectnummer:		Z4384			
Trefwoorden:		Maatgevend hoogwater, overstromingsmodellering, vergelijking Nederland - Vlaanderen			
Aantal bladzijden:		115			
Classificatie:		Geen			
Status:		Definitief			

Inhoud

1	Inleiding	1-1
1.1	Achtergrond LTV-O&M	1-1
1.2	Probleemschets	1-2
1.3	Vraag- en doelstelling	1-3
1.4	Aanpak op hoofdlijnen	1-3
2	Bepaling van maatgevende condities.....	2-1
2.1	Inleiding	2-1
2.2	Methode Vlaanderen	2-1
2.2.1	Inleiding	2-1
2.2.2	Extreme waarden analyse	2-3
2.2.3	Opmaak composietranden	2-8
2.2.4	Toepassing van composiet in risicobenadering	2-13
2.3	Methode Nederland	2-14
2.3.1	Inleiding	2-14
2.3.2	Probabilistische rekenmethode: het model HYDRA-K	2-14
2.3.3	Benodigde invoergegevens voor HYDRA-K	2-21
2.4	Belangrijkste resultaten inventarisatie	2-25
3	Fysische gevolgen van overstromingen – inventarisatie van modellen	3-1
3.1	Inleiding	3-1
3.2	Modellen Vlaanderen	3-1
3.2.1	Beschrijving software: MIKE 11 en MIKE-GIS	3-1
3.2.2	Quasi 2-D model instrumentarium	3-3
3.2.3	Modelschematisatie	3-4
3.2.4	Hoofdwaterlopen model	3-8
3.2.5	Praktijktoepassingen	3-9
3.3	Modellen Nederland	3-12
3.3.1	Beschrijving software: SOBEK	3-12
3.3.2	Beschrijving simulatiemodel	3-17
3.3.3	Praktijktoepassingen	3-21
3.4	Resultaten inventarisatie modelinstrumentaria	3-22
4	Overstromingssimulaties Zuid Beveland.....	4-1
4.1	Inleiding	4-1
4.2	Opzet schematisatie Zuid Beveland	4-2
4.2.1	Opzet Quasi 2D schematisatie in MIKE11	4-2
4.2.2	Opzet 2D Sobek	4-3

4.2.3	Opzet quasi-2D SOBEK	4-5
4.3	Hydrodynamische randvoorwaarden - Vergelijking T4000 Vlaanderen en Nederland.....	4-6
4.3.1	Inleiding.....	4-6
4.3.2	Maatgevend hoogwater – T4000	4-7
4.3.3	Effect overstroming op waterstandsverloop Westerschelde	4-10
4.4	Vergelijkingen modelresultaten	4-11
4.4.1	Vergelijking SOBEK Nederlandse en Vlaamse randvoorwaarden	4-11
4.4.2	Resultaten MIKE 11 Zuid Beveland.....	4-14
4.4.3	Vergelijkingen resultaten 2D (SOBEK 2D) en quasi-2D (MIKE11).....	4-18
4.4.4	Vergelijking SOBEK Quasi 2D en SOBEK 2D	4-22
5	Overstromingssimulaties Hedwige Prosper	5-1
5.1	Inleiding	5-1
5.2	Opzet schematisatie Prosper en Hedwige polder.....	5-1
5.2.1	Opzet Quasi 2D schematisatie in MIKE11	5-1
5.2.2	Opzet in 2D SOBEK.....	5-3
5.3	Hydrodynamische randvoorwaarden - Vergelijking T4000 Vlaanderen en Nederland.....	5-4
5.3.1	Maatgevend hoogwater – T4000	5-4
5.3.2	Effect overstroming op waterstandsverloop Zeeschelde.....	5-6
5.4	Modelvergelijkingen Prosper en Hedwige polder.....	5-7
5.4.1	Vergelijking SOBEK Nederlandse en Vlaamse randvoorwaarden	5-7
5.4.2	Resultaten MIKE11	5-14
5.4.3	Verschillen tussen modelresultaten MIKE11 en SOBEK2D.....	5-16
5.5	Discussie en conclusies Prosper polder en Zuid Beveland.....	5-21
6	Conclusies en plannen voor 2008.....	6-1
6.1	Conclusies	6-1
6.2	Plannen voor 2008	6-3
7	Referenties	7-1
	Bijlage A	7-2

I Inleiding

I.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 Sigma plan. 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 wisselwerking 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.

Bescherming tegen overstromen

Voor Veiligheid is het streven om het omliggende gebied op de lange termijn maximaal te beschermen tegen overstromen. De veiligheidsbenadering is een “risico-benadering” waarbij zowel de kans als de gevolgen (schade/slachtoffers) een rol spelen. De eerste stap naar een risicobenadering is gemaakt in 2006 in het Opmaakprogramma Veiligheid (Haskoning, 2006) opgesteld in opdracht van de Technische Schelde Commissie. In dit

programma zijn de beleids- en beheersvragen aan Nederlandse en Vlaamse zijde op elkaar afgestemd en zijn lopende initiatieven op dit gebied geïnventariseerd.

Er zijn in het Opmaakprogramma twee belangrijke kennisleemten op het gebied van veiligheid tegen overstromen langs het Schelde-estuarium geïdentificeerd:

- Er is onvoldoende *kwantitatief inzicht* in de lange termijn ontwikkeling van de hydraulische belasting in het Schelde-estuarium als gevolg van historische en toekomstige natuurlijke ontwikkelingen (bijv. zeespiegelrijzing, meer stormen) en menselijke ingrepen (in- en ontpolderingen, verruiming van de vaargeul).
- Er bestaat onvoldoende inzicht in de bestaande *methoden en onderliggende instrumenten* aan Vlaamse en Nederlandse zijde om de overstromingsrisico's te bepalen langs het Schelde-estuarium.

Het invullen van deze kennisleemten is cruciaal om de eerder gestelde beleidsvragen rondom de veiligheid van het Schelde-estuarium te beantwoorden. Om bijvoorbeeld na te gaan welke kosten op termijn gemoeid zijn met betrekking tot het handhaven van het veiligheidsniveau is inzicht in de ontwikkeling van de hydraulische belasting een voorwaarde. Op basis van de hierboven geschetste kennisleemten zijn voor 2007 twee deelprojecten voorgesteld:

1. Historische ontwikkeling hoogwaterstanden Schelde-estuarium; en
2. Sterkte-zwakte analyse methoden en instrumenten voor het bepalen van de maatgevende hoogwaterstanden en binnendijkse gevolgen.

De voorliggende rapportage heeft betrekking op het tweede deelproject. De probleemschets, vraag- en doelstelling en de gekozen aanpak voor dit deelproject worden in volgende paragrafen toegelicht.

1.2 Probleemschets

Hogere waterstanden en zwaardere golfbelasting op de dijken en duinen en de steeds grotere gevolgen van een dijkdoorbraak vragen om een pro-actief beleid om de bescherming tegen overstromingen op peil te houden. Het Nederlandse kabinetsstandpunt “Anders omgaan met water” over het waterbeleid in de 21^{ste} 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). En binnen de Europese Hoogwater richtlijnen wordt 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.

Daarnaast ontbreekt op dit moment ook een duidelijk overzicht van overstromingsmodellen die beschikbaar zijn langs het Schelde-estuarium. Bekend is dat op dit moment verschillende typen modellen gebruikt worden om de fysische gevolgen van een overstroming, zoals waterstanden en stroomsnelheden, te bepalen. Vanuit het oogpunt van een gemeenschappelijke aanpak is het nodig dat de instrumenten om het verloop van een maatgevend hoogwater en de beschikbare modellen om de fysische gevolgen van overstromingen te bepalen langs het Schelde-estuarium met elkaar worden vergeleken. Ook is het belangrijk dat inzicht wordt verkregen in de kwaliteit en bruikbaarheid van de methoden en instrumenten.

1.3 Vraag- en doelstelling

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

Bovenstaande doelstelling leidt tot de volgende onderzoeksvragen:

1. Wat zijn de Vlaamse en Nederlandse methoden voor de bepaling van de maatgevende hoogwaterstanden in het estuarium?
2. Welke modellen en gebiedsschematisaties zijn op dit moment beschikbaar om de gevolgen van overstromingen in kaart te brengen in het Schelde-estuarium?
3. Wat is de kwaliteit en bruikbaarheid van de verschillende modellen om fysische gevolgen van overstromingen in kaart te brengen?

1.4 Aanpak op hoofdlijnen

De eerste fase van deze studie is uitgevoerd als een bureaustudie waarin de verschillende methoden rondom het bepalen van maatgevende condities in Nederland en Vlaanderen op kwalitatieve wijze met elkaar worden vergeleken. Daarnaast zijn de verschillende overstromingsmodellen geïnventariseerd en op onderdelen kwalitatief vergeleken (hoofdstuk 3). In de tweede fase worden twee overstromingsmodellen op een aantal aspecten met elkaar vergeleken (hoofdstuk 4 en 5).

Organisatie

De opdrachtgever van dit project is RWS, RIKZ. De uitvoering van het deelproject heeft plaatsgevonden onder verantwoordelijkheid van WL | Delft Hydraulics (in de toekomst onderdeel 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 de projecten. Daarnaast heeft RIKZ bijgedragen aan de totstandkoming van deze rapportage.

Het project heeft een speciaal karakter, het is namelijk een Deltares koploperproject. Koploperprojecten zijn opgezet om de samenwerking tussen de toekomstige Deltares partners (onderdelen van RWS, WL en TNO) te versterken. Hieronder wordt beschreven wie hebben bijgedragen aan de totstandkoming van deze rapportage en welke rol daarbij is gespeeld.

De inventarisatie, beschrijving van de modellen en het afleiden van de randvoorwaarden is vanuit WL Delft uitgevoerd door Ferdinand Diermanse, Jacco Groeneweg, Claire Jeuken en Nathalie Asselman. De modelstudie is uitgevoerd door Frederiek Sperna Weiland met advies van Nathalie Asselman. Claire Jeuken heeft het deelproject gecoördineerd. De beschrijving van de modellen is voor Vlaanderen uitgevoerd door Fernando Pereira, samen met Peter Viaene heeft hij tevens de maatgevende condities bepaald. Overstromingssimulaties zijn uitgevoerd door Leen Coen en Patrik Peeters. Joris Vanlede heeft deelproject 2 vanuit WL Borgerhout gecoördineerd.

2 Bepaling van maatgevende condities

2.1 Inleiding

De eerste activiteit van dit onderdeel van het project richt zich op de methoden voor het bepalen van maatgevende condities zoals deze op dit moment in Vlaanderen (Sectie 2.2) en Nederland (Sectie 2.3) voor de Westerschelde gebruikt worden. Voor beide methoden wordt uiteengezet hoe de maatgevende condities worden bepaald. Op basis hiervan wordt een kwalitatieve vergelijking gemaakt van de verschillen en overeenkomsten.

In Nederland wordt voor het estuarium van de Westerschelde gebruik gemaakt van Hydra-K om toetsrandvoorwaarden af te leiden. In Vlaanderen worden voor alle bevaarbare waterlopen composietrandvoorwaarden opgesteld. De Vlaamse en Nederlandse methoden zijn wezenlijk verschillend van elkaar. Niet alleen leidt dit tot een verschillende aanpak om te komen tot maatgevende condities, ook de grootheden waarin de maatgevende condities worden uitgedrukt zijn verschillend. Voor de Zeeschelde zijn dit de hoogwaterstanden en debieten, voor de Westerschelde de combinatie van waterstanden en golfbelasting (golfhoogte, golfperiode en golfrichting).

In Secties 2.2 en 2.3 worden details van de methodes ter bepaling van maatgevende condities in Vlaanderen respectievelijk Nederland beschreven. In Sectie 2.4 worden de verschillen benadrukt.

2.2 Methode Vlaanderen

2.2.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de methode omschreven die in Vlaanderen wordt toegepast voor het opstellen van de nodige randvoorwaarden bij modelleringstudies op de bevaarbare waterlopen. De tekst poogt een bondige samenvatting te geven van een eerdere complexe methode die in detail wordt omschreven in Berlamont et al. (2000), Willems (2007) en IMDC (2005a), met de bedoeling om een conceptuele vergelijking mogelijk te maken met de methode die in Nederland toegepast wordt voor het bepalen van de maatgevende condities bij riviermodellering. Enkel waar het nodig geacht wordt, is dieper ingegaan op de achterliggende wetenschappelijke principes. Voor een diepgaandere omschrijving wordt dan ook doorverwezen naar bovenstaande referenties.

De Algemene methode werd opgesteld in 2000, in opdracht van de toenmalige Administratie Waterwegen en Zeewezen – afdeling Waterbouwkundig Laboratorium en Hydrologisch Onderzoek. De methode steunt op de wetenschappelijke inzichten en praktische modelleringservaringen van het Labo voor Hydraulica van de KU Leuven. De methode is ook gebaseerd op een uitgebreide literatuurstudie van het bestaande internationaal onderzoek over riviermodellering. Aangezien de wetenschappelijke inzichten continu in evolutie zijn, diende de methode verder verfijnd te worden, telkens wanneer er nieuwere inzichten beschikbaar kwamen, zie Willems (2007).

De Algemene methode bevat verschillende deelaspecten:

- methode voor het schatten en voorspellen van extreme waterlooptoestanden, met inbegrip van technieken voor extreme waarden analyse;
- hydrologische modellering van hydrografische deelbekkens;
- hydrodynamische modellering van de waterlopen en overstromingsvlakten;
- koppeling met GIS voor verdere omschrijving van de uitgestrektheid van de overstromingen en de bijkomende overstromingsdieptes en -volumes.

De algemene methode weegt verschillende mogelijke modelleringwerkwijzen t.o.v. elkaar af. Een hydrologisch en/of hydrodynamisch model kan doorgerekend worden met gebeurtenis- of tijdreeks-gebaseerde invoer, waarbij de statistische analyse respectievelijk vóór of na de simulatie plaatsvindt. De riviermodellering in Vlaanderen gebeurt voor de bevaarbare waterlopen met een gecombineerde aanpak van de tijdreeks-gebaseerde hydrologische modellering en een gebeurtenisgebaseerde hydrodynamische riviermodellering. Dit wordt voorgesteld in Figuur 2.1.

In dit hoofdstuk zal in hoofdzaak ingegaan worden op het eerste deelaspect van de Algemene Methode, namelijk het opmaken van de randvoorwaarden voor de riviermodellering.



Figuur 2.1 Schematisch overzicht van de aanbevolen methode voor het berekenen van de intrinsieke variatie in de tijd (uit Willems, 2007).

2.2.2 Extreme waarden analyse

Algemeen

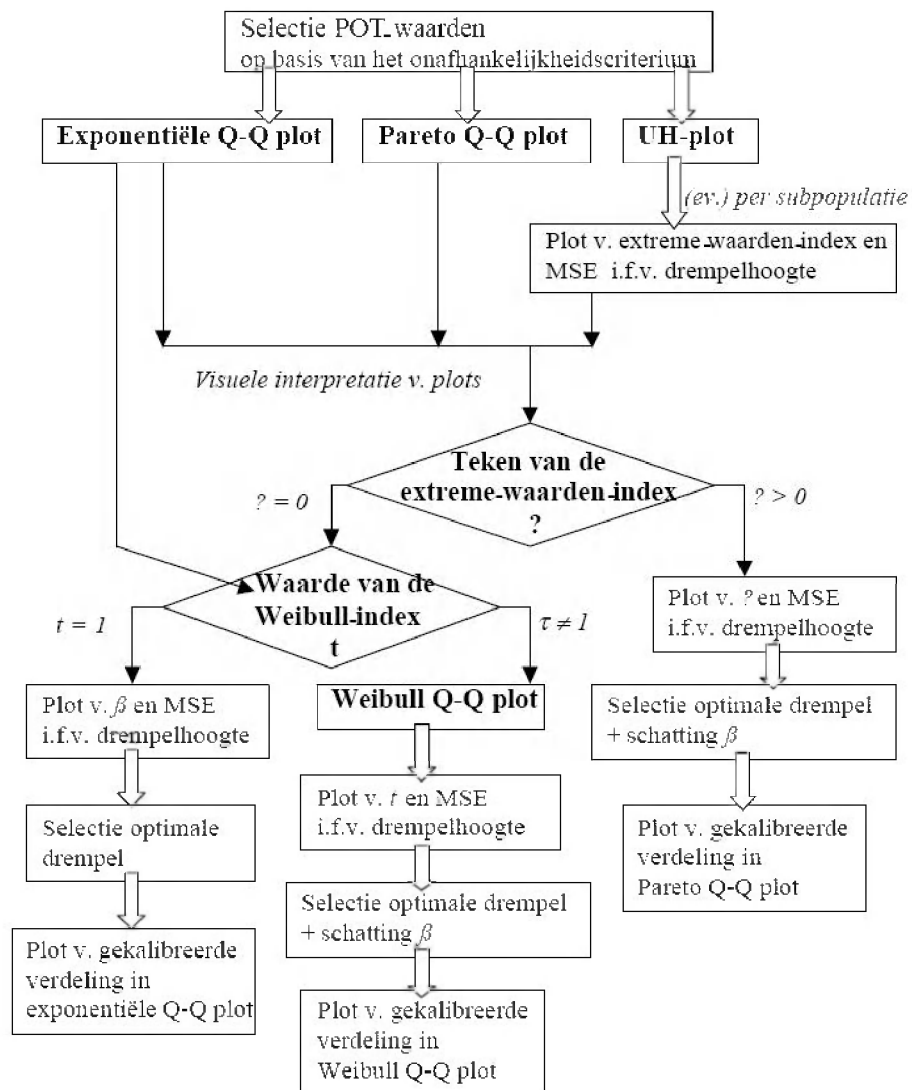
De extreme waarden analyse die in de Algemene Methode wordt toegepast, combineert de klassieke extreme waarden methodes met een aantal technieken die in het recente verleden ontwikkeld werden aan het Universitair Centrum voor de Statistiek, Katholieke Universiteit Leuven zie o.m.: Beirlant et al., (1996). Dankzij deze technieken kunnen de extreme waarden voorgesteld worden in zogenaamde Quantile-Quantile-plots (QQ-plots). Dergelijke plots, die empirische en theoretische kwantielen tegenover elkaar uitzetten, maken een eenvoudige visuele controle en ondersteuning mogelijk van de beslissing over de juiste statistische verdeling en de optimale grens waarboven ze geldig is.

Zoals te zien is in Figuur 1 wordt de statistische verwerking toegepast op de berekende tijdreeksen van de neerslagafstromingsdebieten. Hierbij worden technieken uit de extreme waarden analyse toegepast. De beschikbare extreme waarden verdelingen zijn alle onder te brengen onder twee groepen van zogenaamde veralgemeende verdelingen: de Generalised Extreme Value-verdeling (GEV) en Generalised Pareto Distribution (GPD) (zie Tabel 2-1). Van beide groepen verdelingen is aangetoond dat ze in de hydrologische praktijk toepasbaar zijn voor extreme debieten en hoogwaterstanden met een terugkeerperiode vanaf 1 jaar of hoger. De uiteindelijke keuze van verdelingsgroep hangt in theorie af van de manier waarop de onafhankelijke extreme waarden uit een tijdreeks worden afgeleid.

Tabel 2-1 Algemene vorm van de veralgemeende extreme waarden verdelingen $H(x)$ (GEV) voor m onafhankelijke waarnemingen en van de veralgemeende Pareto-verdeling $G(x)$ (GPD) voor waarnemingen vanaf een drempelwaarde x_t . Het symbool γ stelt de extreme waarden index voor.

	GEV	GPD
$\gamma \neq 0$	$H(x) = \exp(-(1 + \gamma x)^{\frac{-1}{\gamma}})$	$G(x) = 1 - (1 + \gamma \frac{x - x_t}{\beta})^{\frac{-1}{\gamma}}$
$\gamma = 0$	$H(x) = \exp(-\exp(-x))$	$G(x) = 1 - \exp(-\frac{x - x_t}{\beta})$

Een overzicht van de verschillende stappen die in de Algemene Methode gevolgd zijn om te komen tot de zogenaamde QQ-plots is terug te vinden in Figuur 2.2.



Figuur 2.2 Samenvattend schema van de te volgen stappen in de extreme -waarden-analyse op basis van regressie in Q-Q plots (uit Willems, 2007).

Selectie extreme waarden

De eerste stap in de Algemene Methode betreft het bepalen van de extreme waarden. Deze stap komt zowel terug voor waterstanden, wind- en debietsgegevens. De Algemene Methode maakt gebruik van de zogenaamde Peak Over Threshold-methode (POT), waarbij extreme waarden geselecteerd worden (criterium 1) volgens een bepaald onafhankelijkheidscriterium en (criterium 2) boven een minimale drempelwaarde. Door deze werkwijze behoren de uiteindelijke extreme waarden verdelingen tot de GPD-groep. Een andere mogelijke methode voor het selecteren van extreme waarden, nl. de methode van de jaarlijkse maxima (die in de Algemene Methode niet wordt toegepast), levert extreme waarden verdelingen op uit de GEV-groep. Deze laatste methode heeft als nadeel dat er informatie over extreme waarden verloren kan gaan, aangezien er slechts één extreme waarde per jaar wordt aangehouden. In de POT-methode daarentegen wordt gestreefd naar minimaal een 12-tal

waarden per jaar, waardoor het staartgedrag van de extreme waardenverdeling beter beschreven kan worden.

Onafhankelijke gebeurtenissen (criterium 1) kunnen op verscheidene manieren bepaald worden. Een eerste manier maakt gebruik van de recessieconstante¹ van de snelste deelstroom in de hydrologische afvoer, namelijk de oppervlakteafstroming, als minimale droogteperiodes tussen twee onafhankelijke gebeurtenissen. Deze manier is eerder complex en vereist het opsplitsen van het gemeten debiet in deelstromen (grondwaterafstroming/basisdebiet, hypodermische²² afstroming en oppervlakkige afstroming) via numerieke filtertechnieken. Twee gebeurtenissen worden dan als onafhankelijk beschouwd als het verschil tussen het minimum debiet en het basisdebiet een bepaalde fractie f (bv. 10 %) bedraagt van het verschil tussen het (eerste) pickdebiet en het basisdebiet:

$$\frac{q_{\min} - q_{\text{basis}}}{q_{\max} - q_{\text{basis}}} < f \quad (2.1)$$

De selectie kan ook verlopen via een eenvoudiger methode, waarbij twee pieken als onafhankelijk worden beschouwd indien het debiet tussen twee opeenvolgende pieken daalt tot een bepaalde fractie f van de eerste piek (bv. 10 %).

Opmaak QQ-plots

De volgende stap in de Algemene Methode is het opmaken van zogenaamde QQ-plots voor het fitten van de extreme waardenverdeling op een visueel te controleren manier. In deze plots worden de empirische kwantielen (Y-as) uitgezet tegenover de theoretische kwantielen (X-as). De empirische kwantielen komen overeen met de waargenomen extreme waarden x_i . Hieruit worden dan de overeenkomstige empirische kansen op overschrijding p_i afgeleid:

$$p_i = \frac{i}{m + c} \quad (2.2)$$

waarbij m het aantal waarnemingen, c een statistische correctiefactor (hier: $c=1$)

De theoretische kwantielen komen overeen met de waarde die volgens de extreme waardenverdeling dezelfde cumulatieve kans heeft als de overeenkomstige waargenomen extreme waarde (empirische kwantiel). Aangezien de parameters van de mogelijke verdelingen echter onbekend zijn, kan deze stap in theorie niet rechtstreeks gezet worden. Voor een beperkt aantal kansverdelingen (Exponentiële verdeling, Pareto-verdeling en Weibull-verdeling) bestaat er een zogenaamde kwantielfunctie $U(p)$ die de overschrijdingskans p uitdrukt als een functie van de extreme waardenverdeling $G(x)$:

1. Recessieconstante: tijd nodig om de oppervlakteafstroming na het einde van een regenbui te laten dalen tot 37 % van de maximale waarde van de piek.
2. Hypodermische afstroming: ondiepe grondwaterstroming

$$U(p) = -\ln(p) = -\ln(1-G(x)) \quad (2.3)$$

Verder wordt ook nog een veralgemeende QQ-plot, ook UH-plot genoemd, geconstrueerd. Deze is gebaseerd op een empirisch berekende UH-functie:

$$UH_i = x_{i+1} \left(\frac{\sum_{j=1}^i \ln(x_j)}{i} - \ln(x_{i+1}) \right) \quad (2.4)$$

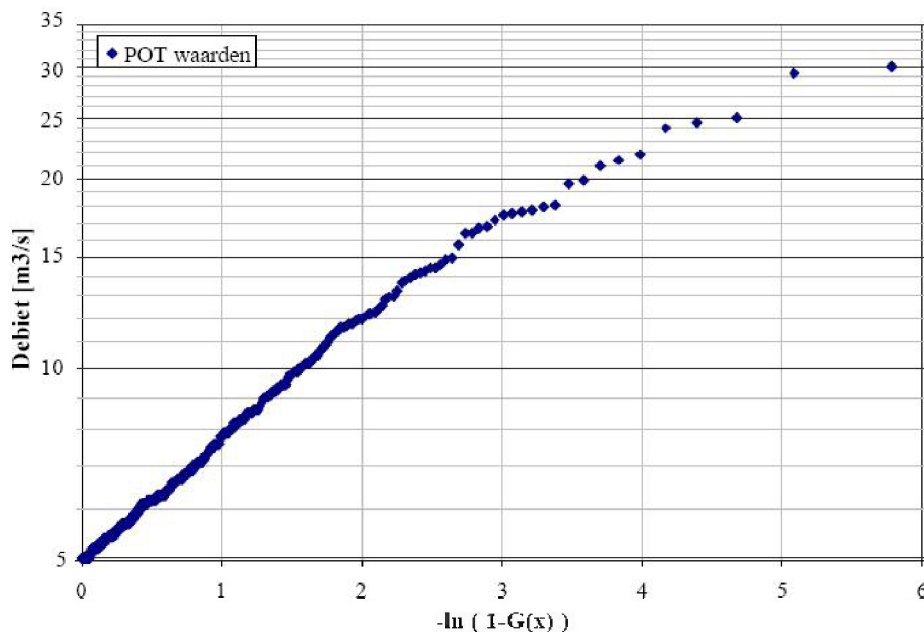
voor $i = 1, \dots, m-1$.

De helling van de UH-plot kan gebruikt worden voor het schatten van de extreme waarden index γ , op basis van een gewogen lineaire regressie vanaf een bepaalde drempelwaarde x_t . Voor verschillende waarden van x_t wordt telkens een waarde voor γ_t geschat:

$$\hat{\gamma}_t = \frac{\sum_{j=1}^{t-1} w_j \ln\left(\frac{j}{t}\right) (\ln(UH_t) - \ln(UH_j))}{\sum_{j=1}^{t-1} w_j \ln^2\left(\frac{j}{t}\right)} \quad (2.5)$$

waarbij w_j gewichtsfactoren zijn. De optimale waarde van x_t komt voor bij de minimale gemiddelde kwadratische afwijking (MSE) bij de verschillende schattingen van γ . Deze schattingen voor γ worden ook grafisch uitgezet als functie van het rangnummer t van de gekozen drempelwaarde x_t , in combinatie met de berekende MSE.

De verschillende QQ-plots worden geconstrueerd zoals weergegeven in Tabel 2-2. Figuur 2.3 geeft een voorbeeld van een Pareto-QQ-plot.



Figuur 2.3 Voorbeeld van een Pareto Q-Q plot (uit Willems 2007).

Tabel 2-2 opbouw QQ-plots

QQ-plot	y	x
Exponentiële QQ-plot	$-\ln\left(\frac{i}{m+1}\right)$	x_i
Pareto QQ-plot	$-\ln\left(\frac{i}{m+1}\right)$	$\ln(x_i)$
Weibull QQ-plot	$\ln\left(-\ln\left(\frac{i}{m+1}\right)\right)$	$\ln(x_i)$
Veralgemeende QQ-plot/UH-plot	$-\ln\left(\frac{i}{m+1}\right)$	$\ln(UH_i)$

Op basis van de exponentiële-QQ-plot en Pareto-QQ-plot én de plot met de geschatte extreme waarden index γ als functie van rangnummer wordt de uiteindelijke visuele interpretatie uitgevoerd. Het is uitzonderlijk belangrijk om uit te maken of de extreme waarden index γ al dan niet significant groter is dan 0. Indien wel, dan wordt via de plot van γ en MSE als functie van het rangnummer van de drempelwaarde de optimale drempelhoogte x_t bepaald, waarna dan nog de resterende parameter β uit de Pareto-verdeling kan geschat worden. Indien γ niet significant verschilt van 0, wordt de Exponentiële-QQ-plot en indien nodig ook de Weibull-QQ-plot gebruikt voor het schatten van de optimale drempelwaarde x_t en de verdere verdelingsparameters. Uiteindelijk wordt de finaal gekozen verdeling, en meer bepaald het lineair gedrag van de verdelingsstaart boven de drempelwaarde x_t , nogmaals gecontroleerd in de overeenkomstige QQ-plot.

Bepaling terugkeerperiode

Indien de extreme waarden verdeling werd bepaald op basis van de QQ-plots, vertrekkende van een POT-selectie van extreme waarden, kan de terugkeerperiode T van elke extreme waarde x als volgt bepaald worden:

$$T = \frac{n}{t} \frac{1}{1 - G(x)}$$

waarbij t het aantal extremen is gedurende n jaren.

Overstromingsinvloeden op de extreme waarden verdeling

Voor grotere debieten dient een bijkomende afvlakking van het hydrogram ten gevolge van een inname van het winterbed meegenomen te worden. Deze invloed kan zowel via een gedetailleerd fysisch gebaseerd model (het hydrodynamisch riviermodel) als met een vereenvoudigd conceptueel model doorgerekend worden. Het conceptueel model kan gecalibreerd worden met het hydrodynamische model, zoals voor rivierrouting gebeurd. Het kan evenwel ook rechtstreeks aan de debietmeetreeks gecalibreerd worden

2.2.3 Opmaak composietranden

Inleiding

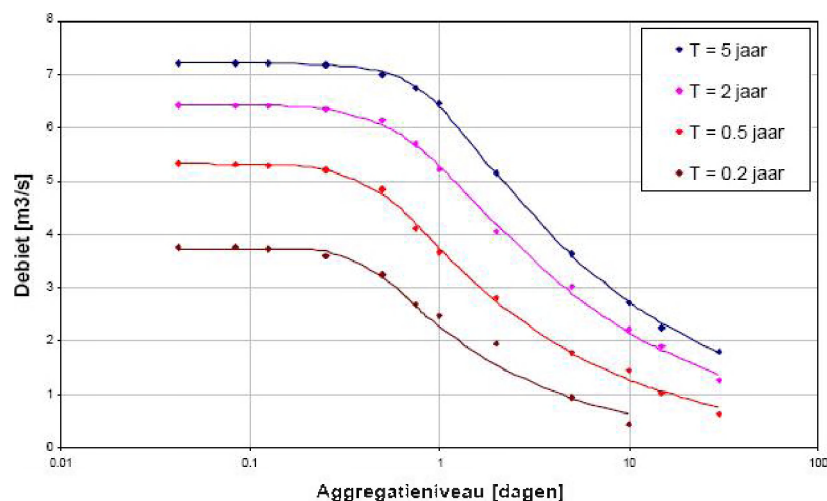
De extreme waarden analyse is een noodzakelijke voorbereiding op de opmaak van de composietranden³ (statistische randvoorwaarden) voor de modelleringsstudies. De ontbrekende schakel tot deze composietranden zijn de zogenaamde debiet-duur-frequentie-relaties (QDF), waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF) en windintensiteit-duur-frequentie-relaties (IDF)⁴. In de volgende twee paragrafen wordt de werkwijze hiervoor toegelicht. Daarna wordt de laatste stap besproken, namelijk het toepassen van de composietranden in de eigenlijke berekening van de waterbeweging.

Standaard worden composietranden opgesteld voor in totaal 12 terugkeerperiodes (in jaar): 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2500, 4000, 10000.

Opwaartse hydrogrammen op basis van QDF-relaties

De hiervoor omschreven extreme waarden analyse kan uitgevoerd worden voor verschillende aggregatieniveaus: zowel voor uurlijkse piekwaarden als met uitgemiddelde waarden (2 u, 3 u, 4 u, 6 u, 1 dag, 2 dagen, ..., 10 dagen, 1 maand, ...). De minimale periode tussen twee onafhankelijke gebeurtenissen is dan minstens even groot als het gekozen aggregatieniveau. Ook aan de overige onafhankelijkheidscriteria moet voldaan zijn.

Voor een selectie aan terugkeerperiodes wordt voor de verschillende aggregatieniveaus het overeenkomstige debiet bepaald. Grafische voorstelling van al deze discrete punten levert QDF-verbanden op. Via een 'smoothing'-procedure kunnen door deze discrete punten continue QDF-curves gefit worden (Willems, 2003). Dit gebeurt voor elke terugkeerperiode. Een voorbeeld van eindresultaat is te zien in Figuur 2.4.



Figuur 2.4 Voorbeeld van empirische QDF-verbanden voor 4 verschillende terugkeerperiodes. Molenbeek te Erpe-Mere, op basis van de debietmeetreeks 1986-1994 (Willems, 2007).

3. Composietranden: statistische randvoorwaarden
4. QDF-, HDF- en IDF- relaties: statistische relaties tussen de duur en de frequentie van een bepaalde grootheid (Q = debiet; H = waterstand; I = windintensiteit)

Het compositiethydrogram⁵ wordt uit het QDF-verband afgeleid op basis van volgende formule:

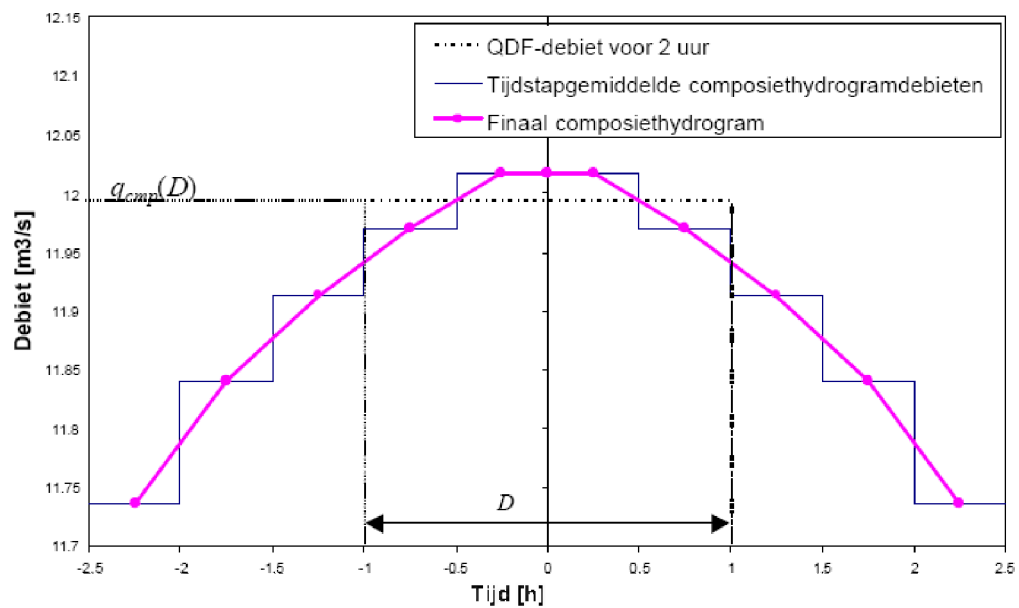
$$q_{cmp}(D - \Delta t, T) \times 2\Delta t = q_{qdf}(D, T) \times D - q_{qdf}(D - 2\Delta t, T) \times (D - 2\Delta t) \quad (2.6a)$$

ofwel

$$q_{cmp}(D - \Delta t, T) = \frac{q_{qdf}(D, T) - q_{qdf}(D - 2\Delta t, T)}{2\Delta t} \times D - q_{qdf}(D - 2\Delta t, T) \quad (2.6b)$$

waarbij q_{qdf} het debiet is in de QDF-relatie bij een bepaald aggregatieniveau D en terugkeerperiode T ; q_{cmp} is dan het overeenkomstige debiet in het compositiethydrogram; Δt is een tijdstap bepaald als de helft van het verschil tussen twee opeenvolgende aggregatieniveaus.

Een voorstelling van deze werkwijze is te zien in Figuur 2.5.



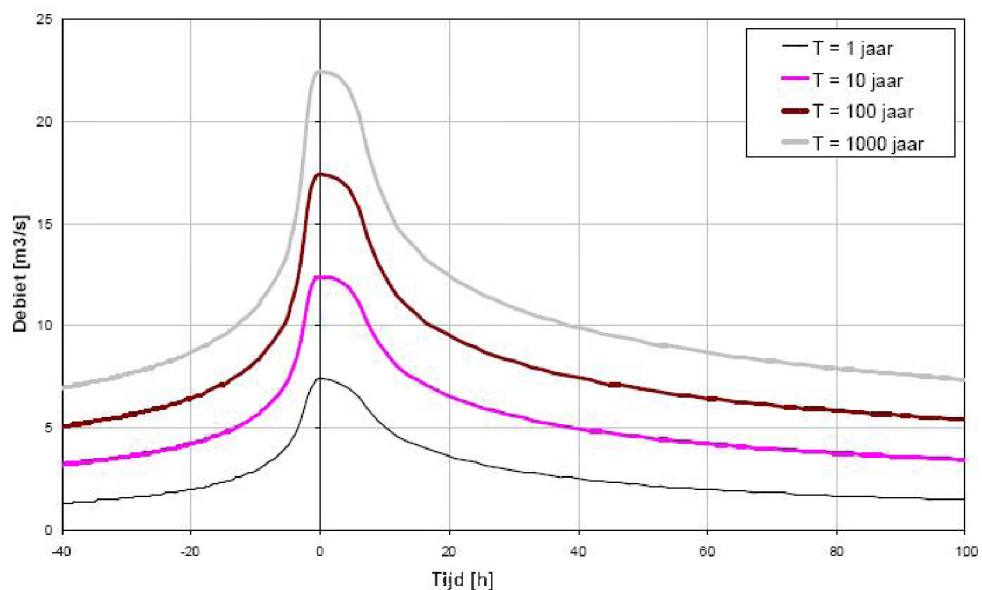
Figuur 2.5 Stapsgewijze opmaak van het compositiethydrogram (Willems, 2007).

Bij een voldoende kleine waarde van Δt kan de vergelijking omgezet worden naar volgende differentiaalvergelijking, waardoor een compositiethydrogram analytisch berekend kan worden (i.e. continu voor elke t):

5. Compositiethydrogram: hydrogram dat voldoet aan de statistische relaties tussen de duur en de frequentie voor een bepaalde terugkeerperiode. Niet enkel het hoogste hoogwater, maar elke ook periode rond deze piekwaarde heeft eenzelfde statistische kans op voorkomen.

$$q_{comp}(D, T) = \frac{dq_{qdf}(D, T)}{dD} D + q_{qdf}(D, T) \quad (2.7)$$

In de methode van Figuur 2.5 is een symmetrische vorm verondersteld. Reële rivierhydrogrammen, gebaseerd op metingen, vertonen echter vaak een asymmetrisch verloop, met een steilere stijgende flank. Deze scheefheid, die bepaald kan worden door voor een groot aantal hydrogrammen in een debiettijdsreeks het gemiddeld verschil te bepalen tussen op- en afwaartse flanken, kan ook worden toegepast op de compositiehydrogrammen (zie Figuur 2.6). Door de bovenstaande methode te herhalen voor verschillende terugkeerperiodes, wordt uiteindelijk een volledige reeks compositiehydrogrammen verkregen (zie Figuur 2.6).



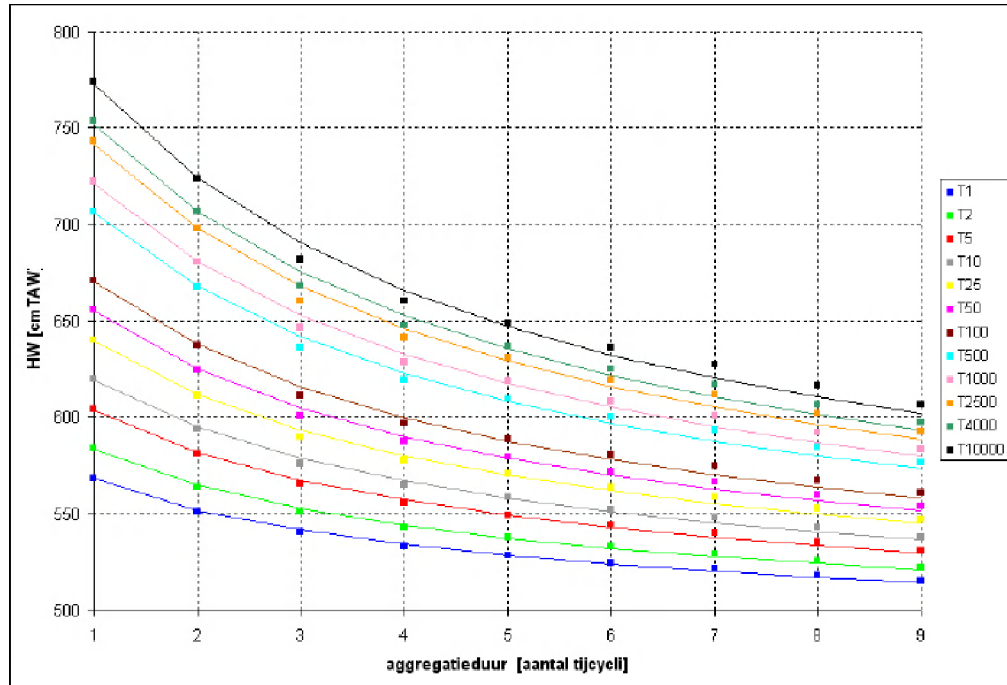
Figuur 2.6 Compositiehydrogrammen voor verschillende terugkeerperiodes op basis van neerslagafstromingsdebieten; Molenbeek Erpe-Mere, periode 1986-1994 (Willems, 2007).

Benedenstroomse randen op basis van HDF-relaties

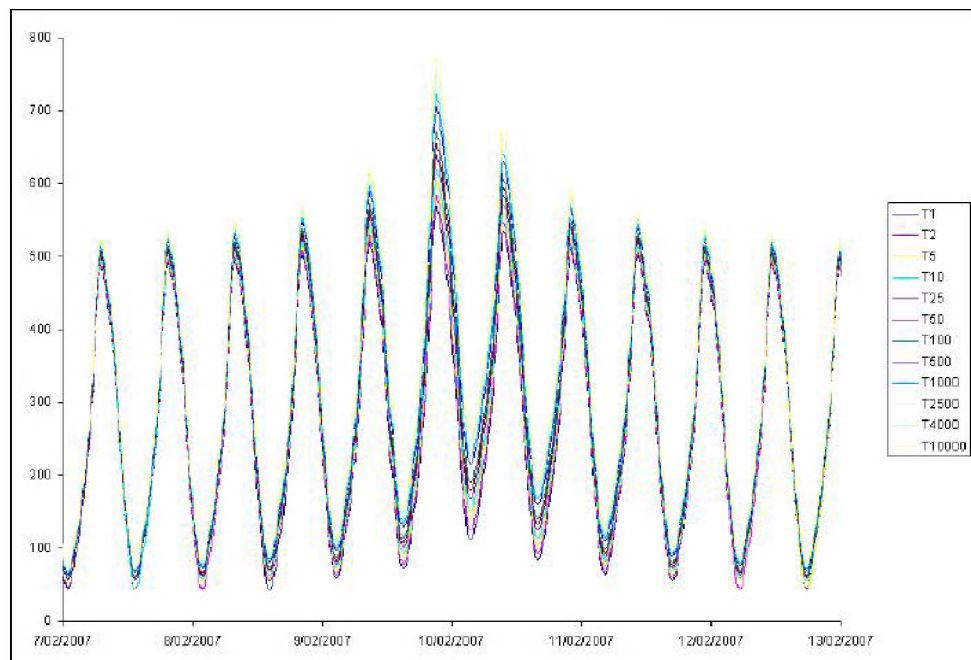
De afwaartse rand van het model van Zeeschelde bestaat uit een tijdreeks (waterstanden) en een windstorm (windsnelheden en windrichtingen). Analoog aan het opstellen van QDF-relaties kunnen ook HDF-relaties opgebouwd worden. In het geval van modelleringen met het Zeeschelde-model worden dergelijke HDF-relaties opgesteld voor de hoogwaters in Vlissingen over de periode 1971-2000 (IMDC, 2005a). Uit deze HDF-relaties wordt dan een omhullend limnigram⁶ voor het hoogwater afgeleid. Uit elk hoogwater wordt dan het voorafgaande laagwater berekend waarna de gemiddelde getijcurve tussen het laag- en hoogwater geïnterpoleerd wordt. 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 getij-amplitude monotoon toeneemt met het hoogwater, terwijl bij storm kan worden aangenomen dat zowel hoogwater als laagwater gemiddeld even sterk stijgen als gevolg van

6. Limnigram: waterstand als functie van de tijd

stormopzet. Via een speciale regressietechniek worden deze twee fenomenen verwerkt in één enkele relatie tussen het hoogwater en het getijamplitude/laagwater. Figuur 2.7 toont het resulterende HDF-verband voor Vlissingen. Figuur 2.8 toont het composietlimnigram voor Vlissingen.



Figuur 2.7 HDF-relatie voor HW te Vlissingen (IMDC, 2005a)

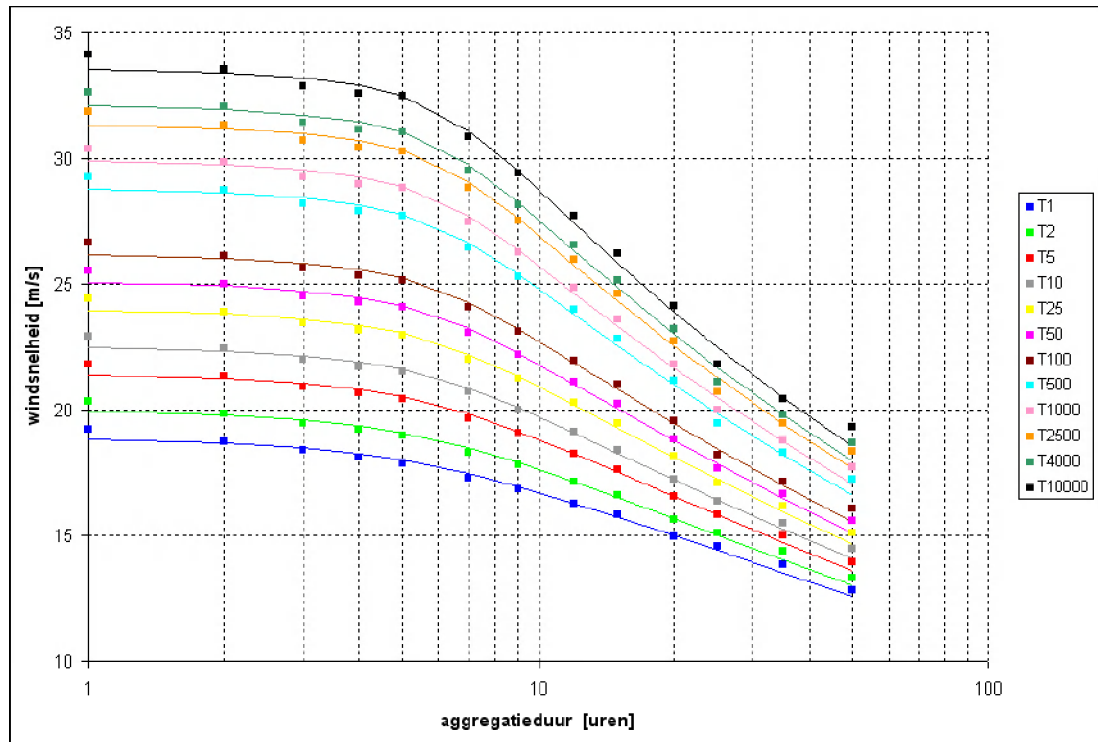


Figuur 2.8 Composietlimnigrammen voor Vlissingen detail (IMDC, 2005a) De y-as toont de waterstand in cm TAW⁷.

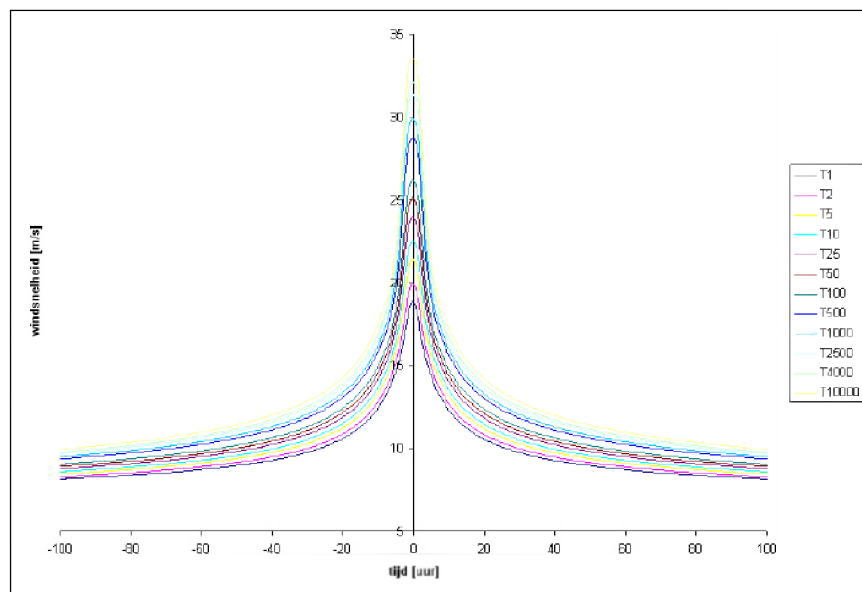
7. TAW: Tweede Algemene Waterpassing

Tijdreeksen voor wind op basis van IDF relaties

Op analoge wijze werden intensiteit-duur-frequentie-relaties (IDF) opgesteld voor de windsnelheid in Vlissingen, en daaruit werden dan ook composiet-windstormen afgeleid (Figuur 2.9).



Figuur 2.9 IDF-relatie voor de windsnelheid in Vlissingen



Figuur 2.10 Composietwindstormen voor Vlissingen (IMDC, 2005a)

Bij de statistische analyse van windgegevens werd een methode ontwikkeld om tussen Vlissingen en Antwerpen een overschrijdingsfrequentie-curve op te stellen op basis van een groot aantal synthetische stormen. Eén van de conclusies die uit dat onderzoek kon getrokken worden was het feit dat voor stormen uit de richting WNW de kans vrij groot is dat de terugkeerperiode behouden blijft gedurende de voortplanting naar opwaarts in de Zeeschelde. Een WNW-storm die een 1000-jarig hoogwater in Vlissingen veroorzaakt, zal ook in Antwerpen een 1000-jarig hoogwater veroorzaken. Dit behoud van terugkeerperiode is het doel van de hele composietmethode: de opstelling van een unieke en eenvoudige set randvoorwaarden die toelaat omhullende overstromingskaarten te maken over het hele beschouwde modelgebied bij een bepaalde terugkeerperiode. Om die reden krijgen de composiet-windstormen de richting WNW (300° vanaf noorden) toegekend. (IMDC 2005a). De opgelegde wind in het model zal door opwaaiing de waterstand in het estuarium nog verhogen. De opgelegde wind induceert immers een extra schuifspanningsterm op het wateroppervlak, die kwadratisch evolueert met de windsnelheid (DHI, 2005). Een ander belangrijk windeffect, de wind set-up zit vervat in de afwaartse waterstandsrand te Vlissingen.

Ten opzichte van de composietrandvoorwaarde in Vlissingen werden tijdsverschuivingen bepaald van de overige randvoorwaarden (opwaartse debieten en afwaartse windsnelheden) in het Sigmamodel. Deze tijdsverschuivingen houden rekening met het moment van neerslag, piekwaterstand en piekwindsnelheid in de verschillende subbekkens.

2.2.4 Toepassing van composiet in risicobenadering

Eén van de mogelijke toepassingen van deze composietmethode is het aanmaken van overstromingskaarten. Voor elke terugkeerperiode wordt dan een kaart gemaakt van de maximale uitgestrektheid van een overstroming met die terugkeerperiode.

WL Borgerhout beschikt over een methode om deze overstromingskaarten vervolgens te koppelen met schadefuncties om op die manier schadekaarten te maken. Door een gewogen gemiddelde te berekenen over de verschillende terugkeerperiodes kan voor de verschillende gebieden een bepaald risico berekend worden (Vanneuville et al., 2003). Risico wordt hierbij gedefinieerd als het product van een kans op een bepaalde gebeurtenis met de opgetreden/mogelijke schade ten gevolge van die gebeurtenis.

Dit risico vormt dan op zijn beurt een input in de maatschappelijke kosten-baten analyse die wordt gebruikt om verschillende alternatieven voor het garanderen van de veiligheid ten opzichte van elkaar af te wegen.

In de risicobenadering vormen de maatgevende condities slechts een afgeleid tussenproduct. Voor 12 terugkeertijden worden de maatgevende condities bepaald aan de hand van statistische analyse van debietreeksen opwaarts en windsnelheden en waterstanden afwaarts.

2.3 Methode Nederland

2.3.1 Inleiding

Dit hoofdstuk beschrijft hoe in Nederland de maatgevende hydraulische condities voor waterkeringen langs de Westerschelde bepaald worden. Deze maatgevende condities bestaan uit een combinatie van waterstand, golfhoogte, golfperiode en golfrichting aan de teen van de dijk. Deze worden afgeleid als voortvloeisel uit de "Wet op de Waterkering" die sinds 1996 van kracht is. Middels deze wet is onder andere vastgelegd dat er iedere vijf jaar door de beheerders een toetsing op veiligheid moet plaatsvinden van alle primaire waterkeringen in Nederland.

Voor het toetsen op veiligheid is door het ministerie van Verkeer en Waterstaat een voorschrift uitgebracht: "Voorschrift Toetsen op Veiligheid" (VTV). Het geeft aan hoe de toetsing moet worden uitgevoerd om de veiligheid van de waterkeringen te kunnen beoordelen. Om de toetsing te kunnen uitvoeren moeten tevens de hydraulische randvoorwaarden bekend zijn. In de Wet op de Waterkering wordt de minister van Verkeer en Waterstaat opgedragen deze beschikbaar te stellen. De hydraulische randvoorwaarden worden elke vijf jaar vastgesteld en gepresenteerd in de publicatie "Hydraulische randvoorwaarden voor Primaire Waterkeringen", kortweg Hydraulisch Randvoorwaardenboek (HR). De meest recente versie van het randvoorwaardenboek is die van 2006 (HR2006).

De Wet op de Waterkering schrijft ten behoeve van de vijfjaarlijkse toetsing voor aan welke normfrequenties de primaire waterkeringen dienen te voldoen. De normen geven de jaarlijkse overschrijdingskansen van de waterstand per dijkkringgebied die de waterkering nog veilig moet kunnen keren. De normen zijn in vijf categorieën te verdelen: 1/250, 1/1.250, 1/2.000, 1/4.000 en 1/10.000 per jaar. Voor de Westerschelde geldt een norm van 1/4.000 per jaar.

Dit hoofdstuk beschrijft hoe de randvoorwaarden voor de Westerschelde zijn afgeleid in het kader van HR2006. Mede omdat de norm uitgedrukt is in een overschrijdingskans, is een probabilistisch rekenmodel ontwikkeld (zie volgende paragraaf).

2.3.2 Probabilistische rekenmethode: het model HYDRA-K

Inleiding

Om hydraulische randvoorwaarden langs de primaire wateren van Nederland af te leiden zijn de afgelopen jaren enkele zogenaamde "HYDRA-modellen" ontwikkeld, waarbij HYDRA een afkorting is van HYDraulische RAndvoorwaarden. De bekendste voorbeelden zijn HYDRA-B voor de benedenrivieren, HYDRA-M voor het merengebied en HYDRA-K

voor de kustgebieden, waartoe ook de Westerschelde gerekend wordt. Deze modellen maken in de regel gebruik van de probabilistische rekentechniek die bekend staat als numerieke integratie. HYDRA-K vormt echter een uitzondering op deze regel. HYDRA-K maakt gebruik van een speciale variant van de Monte Carlo simulatie methode die alleen voor sterk afhankelijke variabelen geldig is en bekend staat onder de naam “methode De Haan”.

In het vervolg van dit hoofdstuk beschrijven we stap voor stap het principe van de methode De Haan en de toepassing ervan op de Nederlandse kustgebieden.

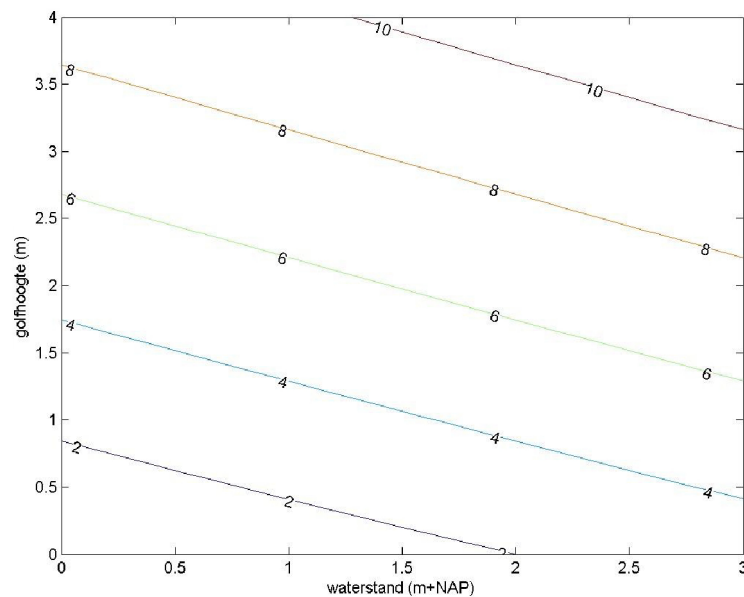
Falen van een waterkering

Er zijn meerdere faalmechanismen die het bezwijken van waterkeringen kunnen veroorzaken, zoals golfoploop/overslag, instabiliteit van de dijkbekleding of instabiliteit van het dijklichaam /de ondergrond. Voor de meeste van deze faalmechanismen zijn in HYDRA-K zogenoemde “betrouwbaarheidsfuncties” geïmplementeerd. Betrouwbaarheidsfuncties zijn wiskundige formuleringen waarmee de sterkte van de kering wordt vergeleken met de heersende hydraulische belasting. De grenstoestandsfunctie bevat die situaties (de grenstoestanden) waarin de belasting precies gelijk is aan de sterkte van de constructie.

Het principe van een betrouwbaarheidsfunctie is eenvoudig te illustreren aan de hand van het voorbeeld Figuur 2.11. Daarin is middels gekleurde contourlijnen de hoogte van de golfoploop tegen de dijk weergegeven als functie van de heersende waterstand (horizontale as) en golfhoogte (verticale as) aan de teen van de dijk. Voor de inzichtelijkheid zijn in dit voorbeeld andere invloeden, zoals de golfperiode en de golfrichting, buiten beschouwing gelaten.

Beschouw nu een dijk waarvan de kruin op NAP+8m ligt. Deze hoogte wordt precies bereikt bij combinaties van waterstand en golfhoogte die leiden tot een punt op één van de lijnen in Figuur 2.11. Het gebied (rechts-)boven de oranje lijn wordt gevormd door alle mogelijke combinaties van de waterstand en de golfhoogte die een golfoploop van boven de NAP+8m opleveren en dus tot falen leiden. In het vakgebied van de probabilistiek (kansrekening) wordt dit gebied het *faalgebied* genoemd: het gebied waar de hydraulische belasting groter is dan de sterkte van de kering. De contourlijn van, in dit voorbeeld, NAP+8m wordt de *faalgrens* of *grenstoestand* genoemd.

Met een probabilistische methode kan de kans worden berekend dat de constructie faalt. De faalkans is (in het voorbeeld van Figuur 2.11) feitelijk de totale kans op alle combinaties van waterstand en golfhoogte waarbij de betrouwbaarheidsfunctie kleiner is dan nul, hier dus het gebied rechtsboven de lijn die een golfoploophoogte van 8m +NAP aangeeft.



Figuur 2.11 Voorbeeld van de golfploophoogte (in m NAP) op de dijk als functie van waterstand en golfhoogte voor de kering.

Met het rekenprogramma HYDRA-K wordt een dergelijke kansberekening uitgevoerd. Naast de faalmechanismen golfploop en golfoverslag, die gebruikt worden bij de beoordeling van de constructiefunctie, zijn er ook andere faalmechanismen beschikbaar gemaakt in HYDRA-K, die betrekking hebben op de dijkbekleding. Tabel 2-3 toont de verschillende typen bekleding die in HYDRA-K zijn opgenomen en de bijbehorende faalmechanismen. De contourlijnen van Figuur 2.11 zullen voor elk faalmechanisme verschillend zijn.

Tabel 2-3 Faalmechanismen voor verschillende typen dijkbekledingen in HYDRA-K

Dijkbekleding	Faalmechanisme
gras	- erosie door golfklappen - erosie door stroming in golfploop
steenzetting	- toplaagstabiliteit - afschuiving
asfalt	- schade door golfklappen - schade door statische overdruk
breuksteen	- schade door golfklappen
betonblokken (2 lagen)	- schade door golfklappen

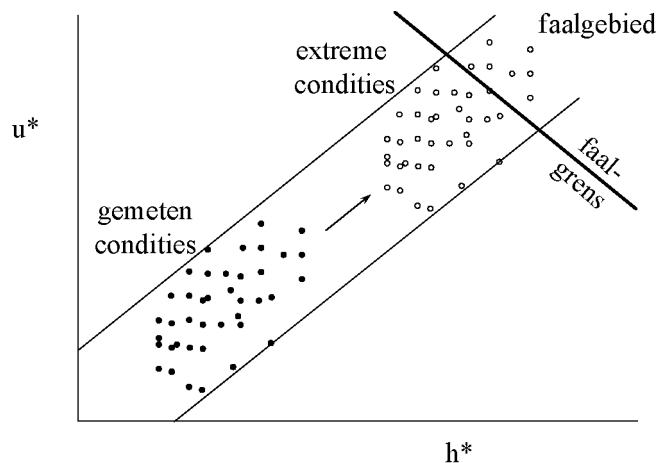
Berekening van de faalkans van een dijk

Met de methode de Haan wordt middels een wiskundige verschuiving of opschaling elke waargenomen stormgebeurtenis getransformeerd in een voor de grenstoestandsfunctie relevante extreme stormgebeurtenis (zie Figuur 2.12). Deze verschuiving wordt doorgaans afgebeeld in de standaard exponentiële ruimte, dat wil zeggen de ruimte waarin

de variabelen windsnelheid en waterstand zijn vertaald naar standaard exponentieel verdeelde variabelen. Stel bijvoorbeeld dat de windsnelheid, U , bij een gegeven stormgebeurtenis gelijk is aan de waarde u . Deze waarde transformeren we als volgt naar het standaard exponentiële vlak:

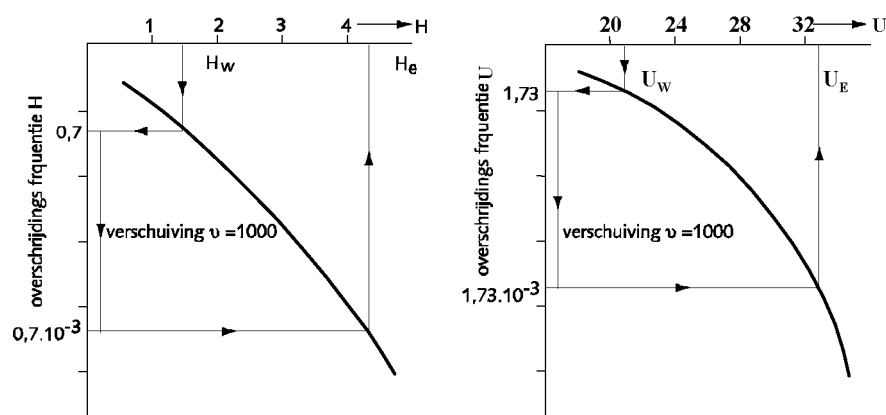
$$u^* = -\ln [P(U > u)] \quad (2.8)$$

De waarde van de overschrijdingskans, P , uit deze formule wordt geschat op basis van de beschikbare windstatistiek die in paragraaf 2.3.3 aan bod komen.



Figuur 2.12 Schematische weergave van het opschalen van stormgebeurtenissen tot nabij of zelfs in het faalgebied.

Het principe van verschuiven wordt verder geïllustreerd aan de hand van het voorbeeld in Figuur 2.13 waarin een simultane waarneming van waterstand, H , en windsnelheid, U staat afgebeeld. In dit voorbeeld heeft de waargenomen waterstand, H_w , een frequentie van overschrijden van gemiddeld 0,7 per jaar. Dat betekent dat deze waarde gemiddeld eens per 1,5 jaar wordt overschreden (want $1,5 \approx 1/0,7$). Deze waterstand treedt gelijk op met een windsnelheid, U_w , die een overschrijdingsfrequentie heeft van 1,73 per jaar.



Figuur 2.13 Voorbeeld van het verschuiven van een simultane waarneming, bestaande uit twee stochasten

Stel nu dat verschuivingsterm in de frequentieruimte gelijk is aan 1000. Dat betekent dat de frequenties van de waarnemingen worden herschaald met een factor 1000 (in de standaard-exponentiële ruimte geeft dit een verschuiving van $\ln(1000) \approx 6,9$). In dit rekenvoorbeeld heeft dit tot gevolg dat de simultane waarneming (H_w, U_w) met frequenties 0,7 resp. 1,73 wordt verschoven naar het extreme punt (H_e, U_e) met frequenties van $0,7 \cdot 10^{-3}$ respectievelijk $1,73 \cdot 10^{-3}$. Na de verschuiving worden de fysische waarden van H_e en U_e bepaald met gebruikmaking van de individuele kansverdelingen van H en U (paragraaf 2.3.3). De hierboven beschreven procedure wordt, uitgaande van hetzelfde principe, uitgevoerd voor alle beschikbare simultane waarnemingen. De overschrijdingsfrequenties worden allemaal met dezelfde factor opgeschaald, geheel in lijn met de eigenschap van asymptotische afhankelijkheid.

De waargenomen gebeurtenis heeft betrekking op een golfmeetlocatie op diep water, en de opgeschaalde gebeurtenissen bevinden zich dus ook op diep water. Daarmee moet er een vertaalslag worden gemaakt worden van de belasting op diep water naar de kering. Deze vertaalslag wordt uitgevoerd met behulp van het golfmodel SWAN (zie paragraaf 2.3.3). Met dit model zijn voor een scala aan mogelijke condities op diep water berekeningen uitgevoerd om de golfbelasting aan de teen van de dijk te bepalen. Vervolgens wordt een betrouwbaarheidsfunctie behorend bij een faalmechanisme (zie Tabel 2.3) voor elke opgeschaalde gebeurtenis toegepast om te bepalen of de kering tijdens die stormgebeurtenis zal falen als gevolg van het betreffende faalmechanisme. In Figuur 2.12 is dit principe weergegeven door de faalgrens en het faalgebied in te tekenen.

De kans op falen wordt nu bepaald middels een integratie over de gehele opgeschaalde puntenwolk. De grootte van de verschuiving in het exponentiële vlak, ν , is zodanig dat er voldoende waarnemingen in het faalgebied terecht komen zodat de faalfrequentie van de kering nauwkeurig kan worden bepaald (daar zorgt Hydra-K automatisch voor). Daarna kan op eenvoudige wijze een faalfrequentie bepaald worden met de volgende formule:

$$\mu = \frac{\kappa}{\Delta} e^{-\nu} \quad (2.9)$$

met:

- μ = de faalfrequentie (per jaar);
- κ = het aantal punten dat in het faalgebied geschoven is;
- ν = de grootte van de verschuiving in de standaard exponentiële ruimte;
- Δ = de lengte van de meetreeks (in jaren).

Uit formule (2.9) blijkt dat de faalfrequentie afhankelijk is van:

- κ : het aantal stormgebeurtenissen waarvoor (na opschaling) wordt vastgesteld dat deze tot falen van de kering leiden. Hoe meer faalgebeurtenissen, des te groter de faalkans;
- ν : de grootte van de verschuiving die gebruikt is om de stormgebeurtenissen op te schalen. Hierbij geldt dat hoe groter de mate van opschaling, des te kleiner de faalkans. Vergelijk bijvoorbeeld twee dijken met een kruinhoogte van NAP+8m respectievelijk NAP+10m. Voor het faalmechanisme golfoverslag heeft de tweede dijk per definitie een kleinere

faalkans. Dat impliceert dat voor de tweede dijk extremere condities van wind en waterstand nodig zijn om tot falen te leiden. De verschuiving zal dan groter moeten zijn; Δ : de lengte van de meetreeks. Hoe langer de meetreeks hoe meer stormgebeurtenissen zijn waargenomen. Dit zal ook aanleiding geven tot meerdere faalgebeurtenissen na opschaling. Hiervoor moet gecompenseerd worden in de berekening van de faalkans.

Ontwerpberekening van een dijk

Bij een ontwerpberekening moet bijvoorbeeld de kruinhoogte bepaald worden waarmee de kering voldoet aan een gegeven faalfrequentie. Daartoe herschrijven we vergelijking (2.9) tot:

$$v = -\ln\left(\frac{\mu \Delta}{\kappa}\right) \quad (2.10)$$

Bij een ontwerpberekening is het rechterlid van bovenstaande vergelijking bij aanvang bekend. De waarde van κ wordt namelijk bij aanvang van de berekening door de gebruiker opgegeven. Default geldt een waarde van $\kappa=50$. De waarde van verschuivingstem v kan derhalve direct bepaald worden, zodat de grootte van de verschuiving van de waargenomen stormgebeurtenissen in het exponentiële vlak bekend is. De berekening van de benodigde kruinhoogte komt neer op het net zo lang schuiven met de kruinhoogte (en indirect de faalgrens) totdat er exact κ verschoven waarnemingen in het faaldomein van terecht komen. De dan gevonden kruinhoogte is de gezochte ontwerpwaarde.

Bepalen van hydraulische randvoorwaarden

De hydraulische randvoorwaarden langs de kust bestaan uit een (maatgevende) combinatie van de waterstand en golfparameters. Binnen HYDRA-K worden deze randvoorwaarden vastgesteld middels een berekening van het ontwerp punt. In de theorie van betrouwbaarheid van constructies wordt de term “ontwerppunt” (Engels: design point) vaak gebruikt. Het ontwerppunt is gedefinieerd als de combinatie van variabelen waarvoor geldt:

1. het ontwerppunt ligt op de faalgrens; en
2. van alle punten op de faalgrens heeft het de grootste kans van voorkomen.

Voor het eerste punt heeft enige toelichting, omdat mogelijk verwarring kan ontstaan in relatie tot de definitie van hydraulische randvoorwaarden. Immers, aangezien het ontwerppunt op de faalgrens ligt, betekent dit dat de kering (precies) sterk genoeg is om niet te falen gedurende dergelijke condities. Maar als dat in de definitie ligt opgesloten, wat heeft het dan voor zin om de kering nog te toetsten op basis van deze randvoorwaarden?

Het antwoord ligt besloten in het gegeven dat bij het bepalen van een ontwerp punt voor een veiligheidsnorm van, bijvoorbeeld, 1/4.000 per jaar de bewuste faalgrens geen betrekking heeft op de kering die naderhand getoetst moet worden, maar op een (fictieve) kering waarvan de faalfrequentie exact 1/4.000 per jaar is. Daarom wordt in HYDRA-K voorafgaand aan het bepalen van het ontwerp punt eerst een ontwerpberekening uitgevoerd

(zie voorgaande paragraaf) om bijvoorbeeld de kruinhoogte te bepalen die nodig is om aan de 1/4.000 jaar norm te voldoen. Een zogenaamd “standaardprofiel” met deze kruinhoogte wordt vervolgens verondersteld te bestaan bij de locatie waarvoor het ontwerppunt bepaald wordt.

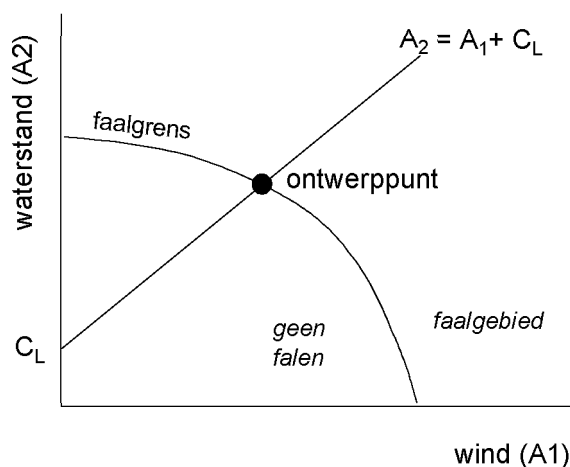
Figuur 2.14 geeft een schematische weergave van de bepaling van het ontwerppunt voor 2 stochasten (waterstand en windsnelheid). Hierin is te zien dat het ontwerppunt op de faalgrens ligt, zoals gedefinieerd. In feite dient de faalgrens “afgelopen” te worden om na te gaan welk punt op de faalgrens de grootste kans van voorkomen heeft. Het probleem is echter dat daarvoor de gezamenlijke kansverdeling nodig is. Deze is niet beschikbaar omdat de methode De Haan een niet-parametrische methode is; dat wil zeggen een methode waarbij geen functievoorschrift wordt afgeleid voor de gezamenlijke kansverdeling.

Daarom wordt de locatie van het ontwerppunt geschat door een lijn te definiëren waarvoor geldt dat het ontwerppunt op het kruispunt ligt van die lijn met de faalgrens (zie Figuur 2.14). Deze lijn loopt onder een hoek van 45 graden in de standaard exponentiele ruimte. De exacte locatie van de lijn wordt bepaald door de term CL in Figuur 2.14 . Deze wordt als volgt bepaald:

1. De gemeten waarden van wind en waterstand worden eerst getransformeerd naar standaard-exponentieel verdeelde stochastische grootheden A_1 en A_2 .
2. Voor elke waarneming in het faalgebied wordt de volgende term bepaald:

$$T = \frac{A_1 - A_2}{2} \quad (2.11)$$

3. De berekende waarden van T worden op volgorde van grootte gezet en de middelste waarde wordt bepaald. Dit is de mediaan van de variabele T . De waarde van CL is gelijk aan $2 \cdot \text{mediaan}(T)$.



Figuur 2.14 Schematische weergave van de methode ter bepaling van het ontwerppunt.

Het ontwerppunt bij een herhalingstijd van, bijvoorbeeld, 1/4.000 per jaar kan gezien worden als een representatieve belasting voor die herhalingstijd. Nadrukkelijk geldt niet dat het ontwerppunt zelf een overschrijdingsfrequentie heeft van 1/4.000 per jaar. De term overschrijdingsfrequentie heeft namelijk alleen betekenis bij individuele variabelen; het ontwerppunt is een combinatie van variabelen. Omdat het ontwerppunt gebaseerd is op het gecombineerde effect van de betrokken variabelen, geldt over het algemeen dat de waarden van de individuele variabelen in het ontwerppunt een hogere overschrijdingsfrequentie (c.q. lagere herhalingstijd) hebben dan de normfrequentie.

Bijvoorbeeld de waterstand in het ontwerppunt dat bij een overschrijdingsfrequentie hoort van 1/4.000 per jaar, heeft in de regel een hogere overschrijdingsfrequentie dan 1/4.000 per jaar op basis van de verdelingsfunctie van de waterstand. Een waterstand met overschrijdingsfrequentie gelijk aan de norm (1/4000 per jaar in de Westerschelde) wordt aangeduid als het toetspeil. De waterstand in het ontwerppunt is dus in de regel lager dan het toetspeil ter plaatse. Voor veel praktijktoepassingen is het toetspeil echter een belangrijke randvoorwaarde. Daarom is in HYDRA-K een extra rekenoptie gemaakt waarbij het ontwerppunt per definitie een waterstand heeft die gelijk is aan het toetspeil. De maatgevende waterstand neemt daarmee iets toe, wat tot gevolg heeft dat de maatgevende golfbelasting zal dalen. De resulterende hydraulische belasting van de twee punten zijn immers gelijk, omdat ze per definitie beiden op de faalgrens liggen. Om te compenseren voor de hogere waterstand daalt de golfbelasting dan automatisch bij deze rekenoptie.

In het kader van HR2006 is besloten om deze laatste rekenoptie toe te passen. De waterstanden in HR2006 zijn derhalve gelijk aan het toetspeil.

2.3.3 Benodigde invoergegevens voor HYDRA-K

Inleiding

Voor het berekenen van de faalkans zijn onder andere de volgende gegevens nodig:

- de *statistische verdelingsfuncties* van wind, waterstand en golven;
- de *toetspeilen* langs de kering;
- de *vertaalslag* van hydraulische condities offshore naar nearshore

In het vervolg van dit hoofdstuk beschrijven we de herkomst van deze gegevens.

Statistische verdelingsfuncties

De statistische verdelingsfuncties van windsnelheid en waterstand zijn afgeleid op basis van metingen in enkele kuststations. De golfstatistiek is afgeleid op basis van metingen in golfboeien offshore. De voor de Westerschelde relevante statistiek is afgeleid op basis van metingen in de stations Vlissingen (wind en waterstand) en Scheur West (golven). Daarbij wordt uitgegaan van vaste stormverlopen en bijbehorende waterstanden. Dat betekent dat een parameter als stormduur niet als variabele wordt beschouwd, zoals in de Vlaamse aanpak, maar als een gegeven.

In alle gevallen is de statistiek afgeleid per windrichtingssector van 30 graden. Voor de wiskundige beschrijving van de overschrijdingsfrequentie is gekozen voor een conditionele Weibull verdeling:

$$F(X > x) = \rho \exp \left\{ - \left(\frac{x}{\sigma} \right)^\alpha + \left[\frac{\omega}{\sigma} \right]^\alpha \right\} ; x \geq \omega \quad (2.12)$$

waarin:

F = overschrijdingsfrequentie;

X = de variabele waarvoor de verdelingsfunctie is afgeleid (de stochast);

x = mogelijke realisatie van stochast X ;

α = vorm- of krommingparameter;

σ = schaalparameter;

ω = drempelwaarde, waarboven de statistieken zijn afgeleid; en

ρ = overschrijdingsfrequentie van drempelwaarde ω : ($F(x=\omega)$).

De uitkomsten van deze functie worden bepaald door de vier parameters α , σ , ω en ρ . Deze parameters verschillen per meetlocatie, per variabele en per windrichtingssector. Ze zijn gefit op geselecteerde maxima van stormgebeurtenissen. Dat betekent dat dié combinatie van parameters gekozen is die optimaal het gedrag van de waargenomen maxima nabootsen.

Toetspeilen

Toetspeilen zijn waterstanden aan de teen van de dijk met een overschrijdingsfrequentie die gelijk is aan de norm ter plaatse. De gebruikte toetspeilen zijn afkomstig uit het hydraulische randvoorwaardenboek 2006.

De toetspeilen zijn dus buiten HYDRA-K om per dijkvak bepaald. “Probleem” daarbij is dat van de meeste dijkvakken geen metingen beschikbaar zijn om statistieken uit af te leiden. De toetspeilen zijn daarom afgeleid op basis van een ruimtelijke interpolatieprocedure tussen de diverse waterstandsmeetstations. De oorsprong van deze analyse is gelegd in de jaren negentig van de vorige eeuw, bij het afleiden van de zogenaamde “basispeilen”. Basispeilen zijn waterstanden met een overschrijdingsfrequentie van 1/10.000 per jaar.

In 1993 en 1995 zijn de basispeilen afgeleid voor het referentiejaar 1985 (RIKZ, 1993a,b; 1995). In de eerste plaats zijn voor enkele meetstations afzonderlijk statistische verdelingsfuncties bepaald om de statistiek te beschrijven. Vervolgens is gecontroleerd of de onderlinge samenhang tussen de meetstations adequaat wordt weergegeven. Deze analyse is uitgevoerd op basis van de meetreeksen en op basis van modelonderzoek waarin de ruimtelijke samenhang van waterstanden gedurende enkele gesimuleerde stormgebeurtenissen is geanalyseerd. Op basis van deze analyse zijn de basispeilen uit het statistische onderzoek aangepast aan het modelonderzoek om tot een gewogen eindresultaat te komen. Opdat het ruimtelijke verloop van de peilen langs de kustlijn beter in

overeenstemming is met de fysica. Ten slotte zijn de simulatieresultaten van stormgebeurtenissen gebruikt om basispeilen langs de gehele kustlijn vast te stellen.

De basispeilen zoals hier beschreven gelden voor de situatie in het jaar 1985. Vanwege de stijging van het waterpeil als gevolg van effecten van o.a. zeespiegelstijging dienen de peilen doorlopend te worden geactualiseerd. In het kader van HR2006 zijn deze correcties bepaald op basis van trendanalyses van gemeten hoogwaterstanden. De gecorrigeerde basispeilen worden toetspeilen genoemd. Verder geldt dat de toetspeilen t.o.v. de basispeilen een “correctie” bevatten als de normfrequentie ter plaatse niet gelijk is aan 1/10.000.

Vertaling van offshore golfcondities naar nearshore

Het model SWAN

Het state-of-the-art golfmodel SWAN (acroniem voor Simulating WAVes Nearshore) is toegepast om de golfcondities bij de teen van de kering te bepalen uit de offshore hydraulische belasting. SWAN is een stochastisch golfmodel voor het verkrijgen van realistische schattingen van golfparameters in kustgebieden, op meren en in estuaria voor gegeven wind-, bodem- en stromingscondities. Het model is gebaseerd op de actie-balans vergelijking, of energie-balans vergelijking bij het ontbreken van stroming, met bron- en puttermen.

In SWAN worden processen als golfvoortplanting in ruimte en tijd, generatie (opwekking) en dissipatie (afname) van golfenergie weergegeven. De golfvoortplantingsprocessen in SWAN zijn:

- lineaire voortplanting in geografische ruimte;
- refractie als gevolg van ruimtelijke variaties in bodem en stromingsveld;
- shoaling als gevolg van ruimtelijke variaties in bodem en stromingsveld;
- blocking en reflectie op tegenstroming; en
- transmissie door en (partiële) reflectie tegen obstakels.

Met behulp van bron- en puttermen worden de volgende golfgeneratie en dissipatie processen gemodelleerd in SWAN:

- generatie door wind;
- dissipatie door whitecapping (breken van golven op steilheid);
- dissipatie door diepte-geïnduceerd breken; en
- dissipatie door bodemwrijving.

Invoer voor HYDRA-K

HYDRA-K maakt gebruik van een transformatiematrix voor het maken van de vertaalslag van wind, waterstand en golfcondities op diep water naar golfcondities aan de teen van de waterkering. Deze transformatiematrix bestaat uit een grote hoeveelheid rekenresultaten van het golfmodel SWAN. Doel is om met de matrix een zodanig groot domein aan diep

water condities op te spannen, dat alle relevante opgeschaalde stormcondities hiermee kunnen worden vertaald naar de waterkering.

Voor de Westerschelde zijn condities doorgerekend voor 7 windsnelheden, 14 windrichtingen en 3 waterstanden. De golfcondities offshore (invoer van SWAN) zijn bepaald op basis van volledige correlatie met de windsnelheden. Dat wil zeggen dat een windsnelheid met een overschrijdingsfrequentie van, bijvoorbeeld, 1/100 per jaar geacht wordt samen te vallen met een golfhoogte en golfperiode met diezelfde overschrijdingsfrequentie. Deze koppeling is vastgesteld op basis van de hierboven beschreven statistiek.

De belangrijkste uitvoer van SWAN bestaat uit nearshore golfcondities op alle locaties langs de Westerschelde. Op deze wijze ontstaat een relatie tussen enerzijds de offshore condities (combinaties van 7 windsnelheden, 14 windrichtingen en 3 waterstanden) en nearshore golfcondities.

Vertaling van maatgevende waterstand naar een waterstandsverloop

De hydrodynamische randvoorwaarden die in een overstromingsmodel worden toegepast bestaan uit tijdseries van waterstanden nabij de bres. Indien gebruik wordt gemaakt van de schematisatie waarbij de Westerschelde met behulp van SOBEK-Channel Flow is gemodelleerd wordt gebruik gemaakt van een waterstandsverloop bij Vlissingen en een afvoerreeks voor de Schelde.

De waterstanden kunnen gebaseerd zijn op waargenomen stormvloeden, zoals die van 1953. Ze kunnen echter ook gebaseerd zijn op de maatgevende waterstanden berekend met HYDRA-K. Een probleem hierbij is dat HYDRA-K alleen informatie geeft over de maximum waterstand met een kans van 1/4000 en de condities waaronder deze wordt bereikt. Onderstaande tabel geeft een voorbeeld van de uitvoer van HYDRA-K, in dit geval voor een locatie nabij de Kruiningen. HYDRA-K levert dus geen waterstandsverloop dat gebruikt kan worden in een overstromingsmodel.

Tabel 2-4 Voorbeeld uitvoer HYDRA-K

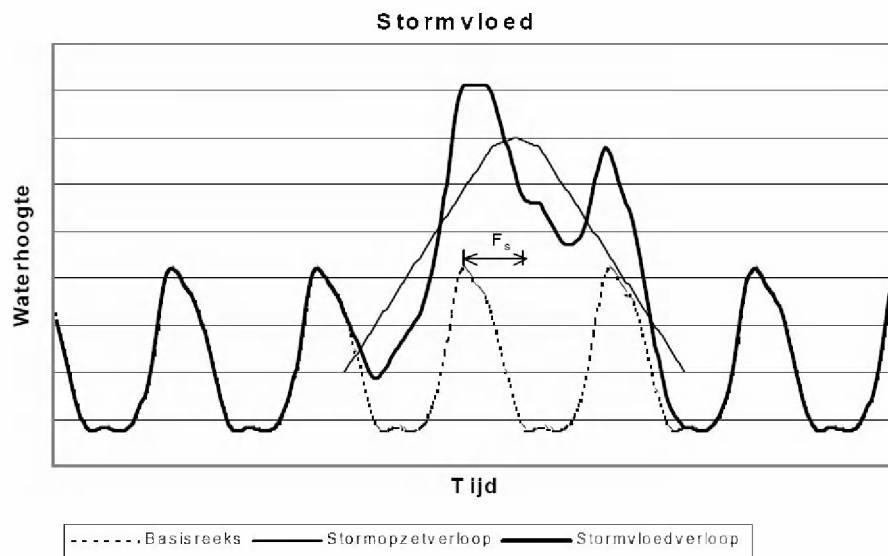
Locatie	Waterstanden - Toetspeil [m NAP]	Significante golfhoogte [m]	Golfperiode Tm-1,0 [s]	Golfperiode Tp [s]	Golf inval (tov dijknormaal)
monding Veerhaven Kruiningen	6,1	2,0	4,5	5,3	60

Om te komen tot een waterstandsverloop in de tijd zijn twee dingen van belang:

1. het verloop van het dagelijkse getij;
2. de duur van een stormvloed.

Voor de duur van de stormvloed (verhoogde zeewaterstand) wordt doorgaans ongeveer 36 uur aangenomen. De stormopzet kan in of uit fase lopen met het astronomisch getij. De combinatie van de basisreeks (gemiddeld astronomisch getij) en de stormopzet resulteert in

het uiteindelijke stormvloedverloop, waarvan de piekwaterstand overeen komt met de maatgevende waterstand berekend met HYDRA-K. Een voorbeeld hiervan is gegeven in Figuur 2.15.



Figuur 2.15 Bepaling waterstandsverloop tijdens een stormvloed.

Voor de simulaties in deze studie is het stormvloedverloop bepaald door gebruik te maken van de waarnemingen uit 1953. Het astronomische getij is afgetrokken van het waargenomen stormvloedsverloop. Dit resulteert in het verloop van de stormopzet. In 1953 bedroeg de duur van de stormopzet ruim 36 uur (3 maal hoogwater). Deze stormopzet is vervolgens met een sinus-achtige (3^e graadskromme) opgeschaald naar het gewenste peil. Het resulterende waterstandsverloop voor een locatie nabij Kruiningen is weergegeven in Figuur 2.15

2.4 Belangrijkste resultaten inventarisatie

In voorgaande secties is een gedetailleerde beschrijving gegeven van de wijze waarop in Vlaanderen en Nederland maatgevende condities worden bepaald. Deze maatgevende condities vormen in beide gevallen een (tussen)product van een veiligheidsketen die voor Nederland en Vlaanderen significant verschillend zijn in uitgangspunten, criteria en gebruikt instrumentarium.

Ondanks de verschillen in de beschouwde deelsystemen van het natuurlijke Westerschelde systeem wordt er gewerkt met gelijke grootheden waarin maatgevende condities worden uitgedrukt. De maatgevende condities voor modelstudies zijn debieten en waterstanden.

In Nederland leidt een wettelijke normstelling tot een uitspraak of een (deel van een) waterkering al dan niet wordt afgekeurd. Daarbij wordt allereerst op probabilistische wijze voor een standaardprofiel de golfbelasting bepaald waarvoor een faalgrens, d.w.z. een wettelijk toegestane hoeveelheid golfoverslag of schade aan steenbekleding, niet wordt overschreden (details in Sectie 2.3). De zogenoemde maatgevende golfbelasting wordt

samen met de maatgevende waterstand (toetspeil) vervolgens gebruikt om te toetsen of een bewuste kering daar daadwerkelijk tegen bestand is.

In Vlaanderen wordt het veiligheidsniveau op een geheel andere wijze benaderd, waarbij ook de droge zijde in rekening wordt gebracht en wordt de veiligheid uitgedrukt in termen van overstromingsrisico's. Ter bepaling hiervan wordt een bepaalde set van dijkhoogtes als input genomen. Minimale dijkhoogtes die worden beschouwd liggen vast in het originele Sigmaplan van 1977. Het surplus van dijkhoogtes en overstroombare gebieden wordt bepaald aan de hand van een risicobenadering in een Maatschappelijke Kosten Baten Analyse (MKBA), waarbij verschillende alternatieven tegen het licht van 12 maatgevende condities worden gehouden (met terugkeerperiode tussen 1 jaar en 10.000 jaar) en de kosten tegen de baten zijn afgewogen om tot een meest wenselijk alternatief te komen. In de MKBA methode wordt dus niet à priori uitgegaan van een te halen normfrequentie. De methode is overigens geheel deterministisch.

Toch wordt ook in het veiligheidsbeleid van Nederland de overstap gemaakt van een overschrijdingskansbenadering naar een risicobenadering (nader belicht in Hoofdstuk 3). 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 de gevolgen van een overstroming. Om de huidige overstromingsrisico's zo goed mogelijk in beeld te hebben, wordt binnen het project 'Veiligheid van Nederland in kaart' (VNK 1 en 2) de overstromingsrisico's van alle dijkringen, waaronder dijkkring 32 (Zeeuwsch-Vlaanderen), onderzocht.

In Nederland is de maatgevende conditie gekoppeld aan het faalmechanisme. Daarbij worden eigenschappen van de kering in rekening gebracht. De maatgevende condities worden in Vlaanderen bepaald aan de hand van statistische analyse van debietreeksen bovenstrooms en windsnelheden en waterstanden benedenstrooms. Op dat moment spelen eigenschappen van de kering nog geen rol, later bij het bepalen van overstromingsrisico's wel.

Voor het estuarium van de Westerschelde leidt de Nederlandse aanpak tot een maatgevende conditie die gekoppeld is aan een norm van 1/4000 jaar. Het betreft hier dus 1 waarde voor de maatgevende conditie, als eindproduct van de Nederlandse veiligheidsketen. In Vlaanderen worden overstromingsscenario's bepaald voor 12 condities, die een terugkeerperiode hebben variërend van 1 jaar tot 10000 jaar. Als input voor de overstromingsberekeningen worden de bijbehorende maatgevende condities gebruikt. Dit betekent dat er niet 1 waarde is voor de maatgevende condities, maar dat bij iedere terugkeertijd een verschillende set maatgevende condities bestaat.

Samenvattend kunnen we stellen dat de wijze om te komen tot maatgevende condities in Nederland en Vlaanderen geheel verschillend is. Niet alleen de grootheden die als maatgevend worden beschouwd ten aanzien van het veiligheidsniveau, maar ook de gebruikte methoden om deze te bepalen zijn afwijkend. Dit wordt veroorzaakt door de verschillen in benadering van de veiligheidsketen. In Vlaanderen worden overstromingsrisico's bepaald en kosten en baten afgewogen om het meest gunstige alternatief te kiezen. In Nederland is er een wettelijke norm die het veiligheidsniveau van de kering zelf bepaald. Een economische waarde aan het achterland is verdisconteerd in de wettelijke norm, waardoor in Nederland in essentie ook sprake is van een risicobenadering.

In België wordt het overstromingsrisico echter jaarlijks bepaald. In Nederland gebeurt dat minder vaak. Na de ramp van 1953 heeft de Delta commissie de optimale overstromingsrisico's vastgesteld. De bijbehorende overschrijdingsfrequenties worden sindsdien gebruikt om de maatgevende condities vast te stellen. Op dit moment wordt in het kader van WV21 opnieuw naar de optimale overstromingsrisico's gekeken.

Daarnaast is het interessant om deelaspecten van beide methoden kwantitatief te vergelijken. Zo is er een T4000 gedefinieerd in de set van Vlaamse maatgevende condities, die kan worden vergeleken met de maatgevende conditie met een jaarlijkse overschrijdingskans van $1/4000$, zoals die in Nederland wordt gebruikt. Daarbij moet een beperking worden gemaakt tot de waterstand, omdat alleen deze grootte in zowel door Nederlandse als Vlaanderen wordt beschouwd. Verder zijn beide modelinstrumentaria in staat om de fysische gevolgen van een overstroming door te rekenen, waardoor het interessant is om de berekende overstromingen voor een bepaalde set condities (T4000, storm van 1953, ...) met elkaar te vergelijken. Dit is een van de vergelijkingen die in de tweede fase van deze studie is uitgevoerd.

3 Fysische gevolgen van overstromingen – inventarisatie van modellen

3.1 Inleiding

In Nederland en Vlaanderen worden verschillende modellen en softwarepakketten gebruikt wanneer het gaat om de bepaling van de fysische gevolgen van overstromingen. In Nederland wordt gebruik gemaakt van SOBEK, terwijl in Vlaanderen de overstromingsmodellering wordt gebaseerd op MIKE. In dit hoofdstuk worden beide modellen beschreven om inzicht te krijgen in de fundamentele verschillen tussen beide methoden. Deze inventarisatie vormt de basis voor het uitvoeren van een kwantitatieve vergelijking in fase 2.

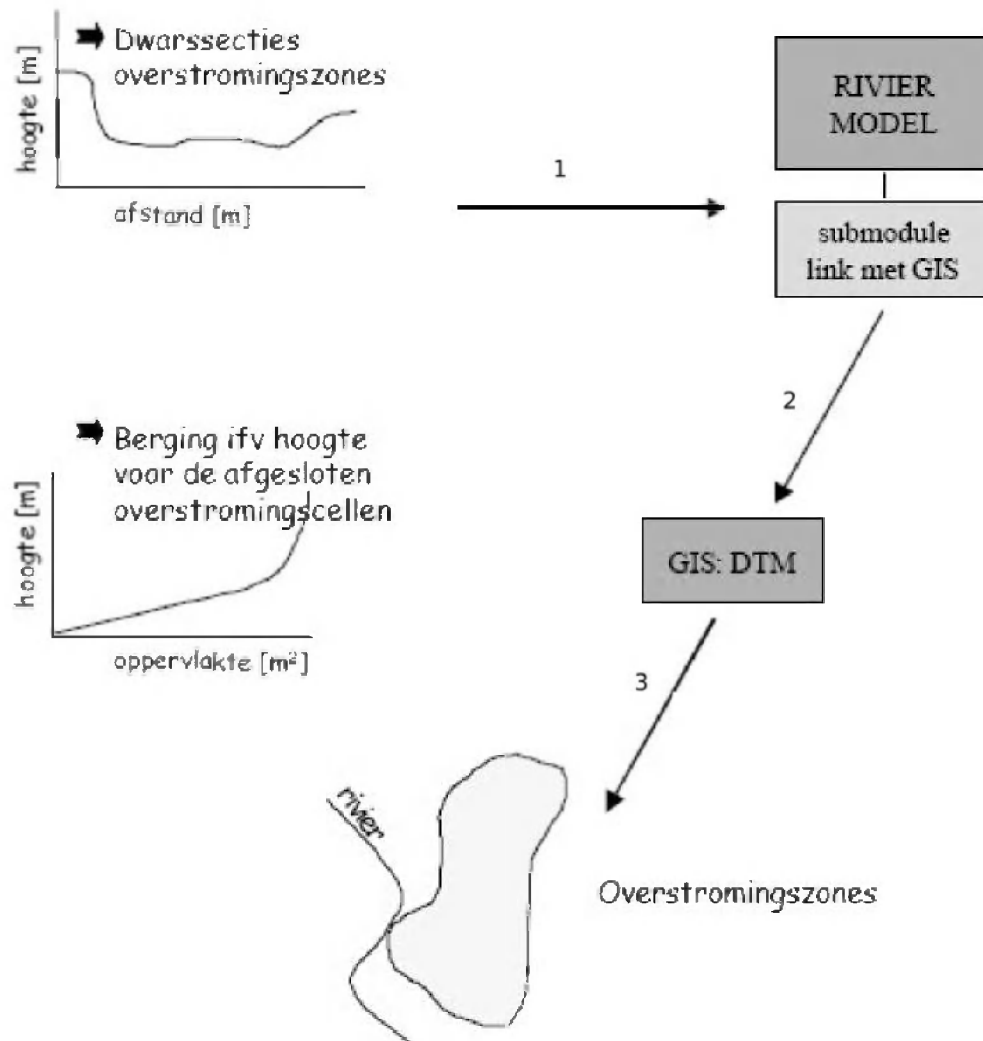
3.2 Modellen Vlaanderen

3.2.1 Beschrijving software: MIKE 11 en MIKE-GIS

De kern van MIKE 11 is de hydrodynamica module (HD). Deze bevat algoritmes voor de berekening van verticaal gemiddelde stroming in (eventueel vertakte) kanalen en in quasi 2D-simulaties. Het modelleren van bressen is eveneens mogelijk via de dambreak module van MIKE 11.

De MIKE-GIS module is geïntegreerd in het softwarepakket Arcview ontwikkeld door ESRI. De module maakt gebruik van de grafische mogelijkheden die het pakket biedt. Door DHI werden bijkomende scripts ontwikkeld die werken met een DTM en de communicatie met MIKE 11 mogelijk maken. Deze communicatie werkt in twee richtingen. Enerzijds kunnen MIKE 11 berekeningen worden overgedragen naar Arcview waar ze kunnen worden gebruikt voor de ruimtelijke voorstelling van de overstromingsdiepte of de overstromingsduur. Anderzijds kunnen dwarsdoorsneden en oppervlakte-hoogte diagrammen aan het DTM worden onttrokken en daarna gebruikt in het MIKE 11 model (Willems, 2007).

Deze wisselwerking tussen het GIS en het riviermodel wordt schematisch voorgesteld in onderstaande figuur.



Figuur 3-1 Schematische voorstelling van de wisselwerking tussen GIS en het riviermodel (naar Willems, 2007).

Het GIS wordt zowel gebruikt als hulpmiddel bij de voorverwerking ('pre-processing') als bij de nabewerking ('post-processing'). Voor de dwarssecties in de rivier en de overstroombare zones wordt geometrie-informatie afgeleid uit het DTM en in het riviermodel geïmplementeerd (1). Daarna kan de hydrodynamische riviermodellering worden uitgevoerd. De simulatieresultaten van het hydrodynamisch model (2) kunnen dan wederom gevisualiseerd (3) worden m.b.v. het GIS.

De overstromingskartering gebeurt op basis van de gesimuleerde waterhoogten in de waterhoogte berekeningsknopen. In de combinatie Mike11 – Mike-GIS worden de waterhoogten hierbij enkel beschouwd ter hoogte van de berekeningsknopen. De waterhoogten dienen dus geëxtrapoleerd te worden naar de omliggende DTM-gridcellen. Een DTM-gridcel wordt als overstroomd gekarteerd indien:

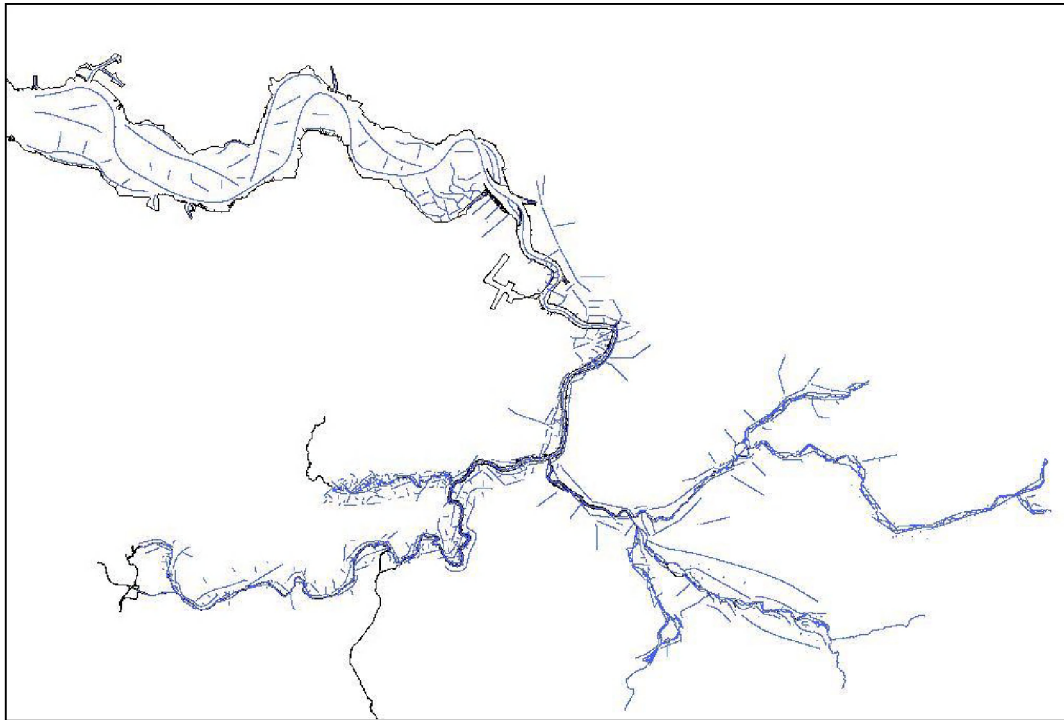
- er een waterhoogte berekeningsknoop bestaat waarvoor de waterhoogte groter is dan de terreinhoogte in de gridcel; en
- er een verbinding bestaat tussen de DTM gridcel en de waterhoogte berekeningsknoop zonder tussenliggende DTM- gridcellen met een terreinhoogte hoger dan de waterhoogte.

Deze methode heeft het mogelijke nadeel dat foutieve extrapolaties kunnen gemaakt worden indien er waterkeringen aanwezig zijn die door hun beperkte breedte en door de beperkte ruimtelijke resolutie van het DTM niet in het DTM vervat zijn. Voorbeelden hiervan zijn weg- en spoorwegbeddingen in ophoging en zeer smalle terreinverhogingen. Indien de breedte van deze elementen beperkt is tot een tiental meter en de resolutie van het DTM een gelijkaardige orde van grootte heeft, dan kan het DTM voor bepaalde gridcellen langs het lijnelement belangrijke onderschattingen kennen. Via deze gridcellen kunnen de overstromingszones dan foutief geëxtrapoleerd worden. Deze laatste fouten worden in zeer sterke mate beperkt in DTM's waarbij lijnelementen afzonderlijk met een hoge resolutie zijn opgemeten.

3.2.2 Quasi 2-D model instrumentarium

In het kader van de actualisatie van het Sigmaplan werd een quasi 2-D model gebouwd en gekalibreerd. Dit model bevat niet alleen de Westerschelde, de Zeeschelde en al haar zijrivieren, maar ook alle mogelijke overstromingsgebieden (Figuur 3-2). Meerdere studies zijn later uitgevoerd op basis van varianten van dit model. Figuur 3-3 geeft een overzicht van de 23 varianten van het Sigma model die bij het schrijven van dit rapport in omloop zijn, en hun onderlinge afhankelijkheid. In het verdere verloop van deze studie zal gerekend worden met sigmamodel 21 (geactualiseerd Sigmaplan, huidige toestand). De voornaamste doelstelling van dit model is het in kaart brengen van effecten van overstromingen op het waterpeil in de Schelde (scenarioberekeningen).

De quasi twee-dimensionale modelleringsmethode, samen met de oplossing van de de-Saint-Venant-vergelijkingen in hun volledige niet-vereenvoudigde vorm, lijkt zich voor de hydraulische modellering van bevaarbare waterlopen dicht bij de optimale modeldetaileringsgraad te bevinden. De volledige ééndimensionale modellering is immers voor de meeste toepassingen te eenvoudig aangezien de waterhoogten in de hoofdrivier en de overstromingsvlakten aanzienlijk kunnen verschillen en tegelijkertijd ook het modelleren van het verhang in de overstromingsvlakten in vele gevallen van belang is. De volledig tweedimensionale modellen hebben anderzijds een grote rekentijd en vereisen veel computergeheugen, terwijl verwacht wordt dat de nauwkeurigheid niet veel groter is dan deze van de quasi twee-dimensionale modellering. De quasi twee-dimensionale modellering heeft een hogere implementatiekost, en zal in de toekomst mogelijkerwijze wel aan kracht verliezen t.o.v. de volledig twee-dimensionale modellering (Willems, 2007).



Figuur 3-2 overzicht van het hydrodynamische model 21.

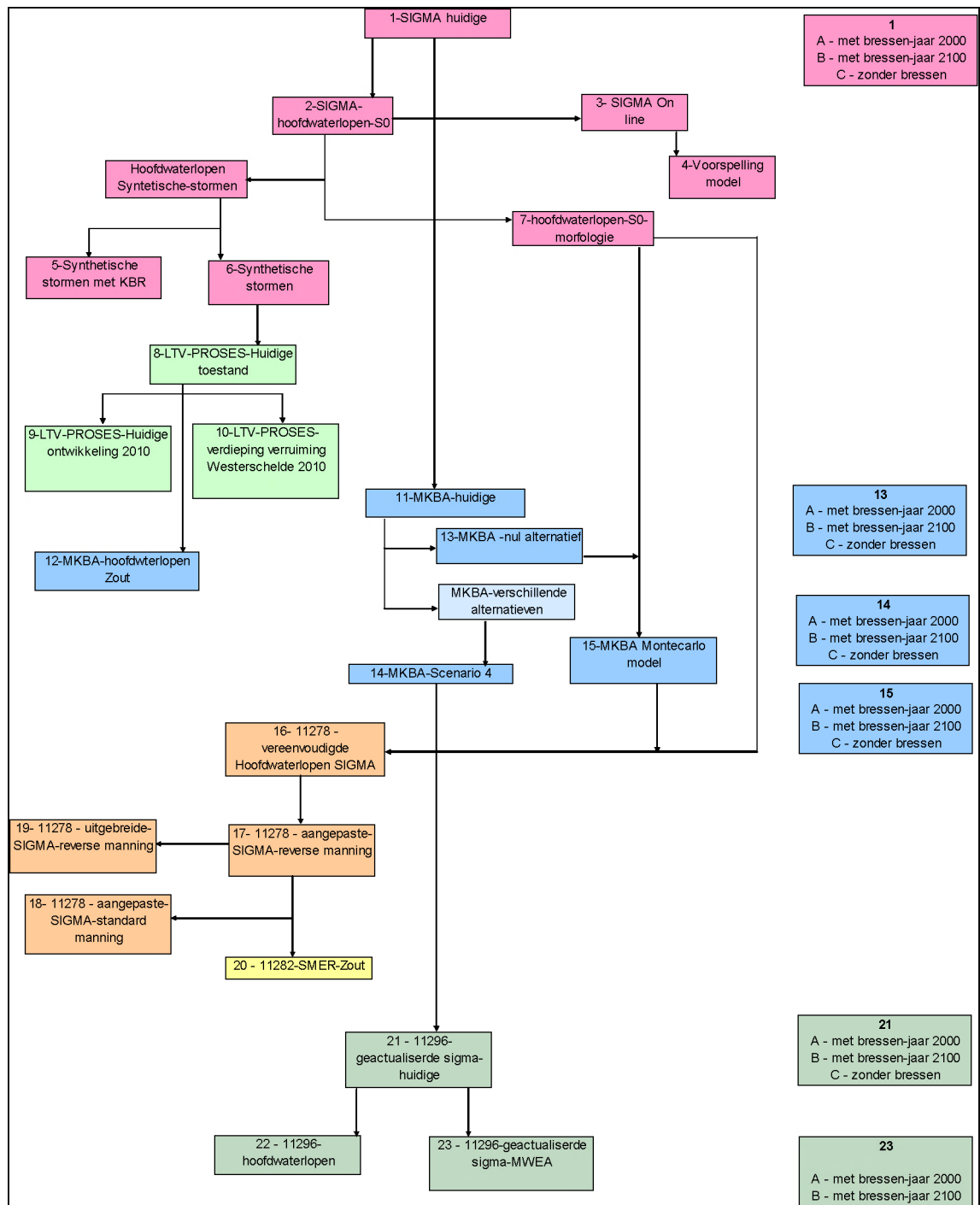
3.2.3 Modelschematisatie

Het hydrodynamische model (Sigmamodel-21) is opgebouwd op basis van het Sigmamodel 14 dat vroeger toegepast werd voor de scenarioanalyse van de planalternatieven in het kader van de MKBA-studies (IMDC, 2003a).

Het opgebouwde hydrodynamische model omvat:

De volgende rivieren en rivierpanden:

- Westerschelde vanaf Vlissingen tot de Vlaamse grens
- Zeeschelde vanaf de Vlaamse grens tot Gent
- Durme afwaarts Lokeren
- Rupel en Beneden-Nete
- Kleine Nete afwaarts de limnigraaf Grobbendonk
- Grote Nete afwaarts sifon onder het Albertkanaal
- Dijle afwaarts limnigraaf Wilsele-Wijgmaal
- Zenne afwaarts Vilvoorde (vanaf bevaarbaar deel)
- Demer afwaarts limnigraaf Aarschot



Figuur 3-3 samenvatting van de verschillende sigmamodellen.

- alle kunstwerken binnen dit gebied die een hydraulische invloed kunnen hebben
- alle bestaande gecontroleerde overstromingsgebieden (GOG's), inclusief inclusief Kruibeke-Bazel-Rupelmonde (KBR)
- alle potentiële overstromingsgebieden (POG's)
- alle natuurlijk overstroombare gebieden binnen het studiegebied

De dwarsprofielen in het model zijn gebaseerd op:

- Bathymetrische gegevens van de Westerschelde (2001)
- Bathymetrische gegevens van de Zeeschelde (2001)
- Topografische opmetingen van de zijrivieren (2001)
- Topografische opmetingen van de oevers van de Schelde en Zijrivieren (2001)
- Digitaal hoogte terrein model van Vlaanderen.
- Digitaal hoogte terrein model van Nederland.

Randvoorwaarden

Aan de opwaartse randen van het hydrodynamische model wordt een debietrandvoorwaarde opgelegd. Aan de afwaartse rand wordt het getij in Vlissingen opgelegd, samen met de wind te Vlissingen. Voor de verschillende hydrodynamische simulaties wordt gebruik gemaakt van de zogenaamde “composiet randvoorwaarden” (zie ook hoofdstuk 2, bepaling van maatgevende condities), afkomstig uit de MKBA-studie (Maatschappelijke Kosten-Baten Analyse) van het Sigmaplan (IMDC, (2005a).

Bressen

In het hydrodynamische model wordt op vereenvoudigde wijze rekening gehouden met een aantal faalmechanismen voor dijken. Om te bepalen welke dijken waar en wanneer kunnen falen, wordt een methode voorgesteld door het WL Borgerhout en toegepast in de studies van de MKBA-Sigmaplan (IMDC, 2005b). Een aantal karakteristieken van alle dijken binnen het studiegebied zijn geïnventariseerd en aan elk dijksegment zijn scores toegekend op basis van een vijftal criteria:

- Bekleding van de waterkering
- Helling van het binnentalud van de waterkering
- Kruinbreedte van de waterkering
- Ouderdom van de waterkering
- Lokale stroomsnelheid aan de teen van de waterkering

Op basis van de samengetelde scores voor de 5 criteria (de zogenaamde faalindex) worden de zwakke schakels geselecteerd als locaties met een faalindex boven een drempelwaarde. Op deze locaties wordt in het hydrodynamische model een modelelement ingebouwd dat bresvorming simuleert.

De ‘dambreak’ structuur in Mike11 is een ‘samengestelde’ structuur die zowel de stroming beschrijft over het gedeelte van de dijk dat zich nog in de oorspronkelijke toestand bevindt als de stroming door de bres. De stroming over de dijk en door de bres kunnen immers sterk verschillen. Water kan bijvoorbeeld door de bres stromen zonder dat het over de dijk stroomt.

De stroming door de bres en over de dijk worden ook gekenmerkt door andere snelheden en waterdieptes. Door de toename van de bresvorming zal de doorsnede van de bres vergroten

en die van het resterende dijkgedeelte verkleinen. Om dit in te rekenen, biedt Mike11 twee mogelijkheden:

- De gebruiker definieert zelf de wijziging van de geometrie van de bres in functie van de tijd en doet dit onder de vorm van een aantal tijdreeksen.
- Mike11 berekent de bresvorming op basis van de sedimenttransportformule van Engelund-Hansen. Het gebruik van één sedimenttransportformulering voor bresvorming is een belangrijke aanname, gezien een dijklichaam een complex geheel is dat bestaat uit verschillende materialen (stenen dijkbekleding, grasmat, klei/zand) met bijbehorende cohesie. Hierbij kan nog een onderscheid worden gemaakt tussen een bres die ontstaat door erosie bij het overtoppen van de dijk (erosion based breach development) en een bres die ontstaat door een holte in de dijk die door erosie steeds groter wordt totdat een gedeelte van de dijk instort (piping failure).

In beide mogelijkheden wordt de bres trapziumvormig verondersteld, zodat de geometrie van de bres kan worden weergegeven door drie parameters:

1. de hoogte van de ‘onderzijde’ van de bres (HB)
2. de breedte van de ‘onderzijde’ van de bres (WB)
3. de helling van de bres aan de linker- en rechterzijde (S), die gelijk wordt verondersteld.

De twee mogelijkheden (geometrie ingegeven door de gebruiker; op basis van de sedimenttransportformule) hebben elk een aantal voor- en nadelen. Als voor de tweede optie zou worden gekozen (gebruik van de sedimenttransportformule) dient men voor elke zone over gedetailleerde gegevens te beschikken voor wat betreft de gemiddelde korreldiameter, de porositeit en de kritische sleepspanning van het kernmateriaal van de dijk. Deze gegevens zijn niet altijd onmiddellijk beschikbaar. Bovendien blijft er, zelfs als men over deze gegevens kan beschikken, een aantal belangrijke onzekerheden bestaan, namelijk:

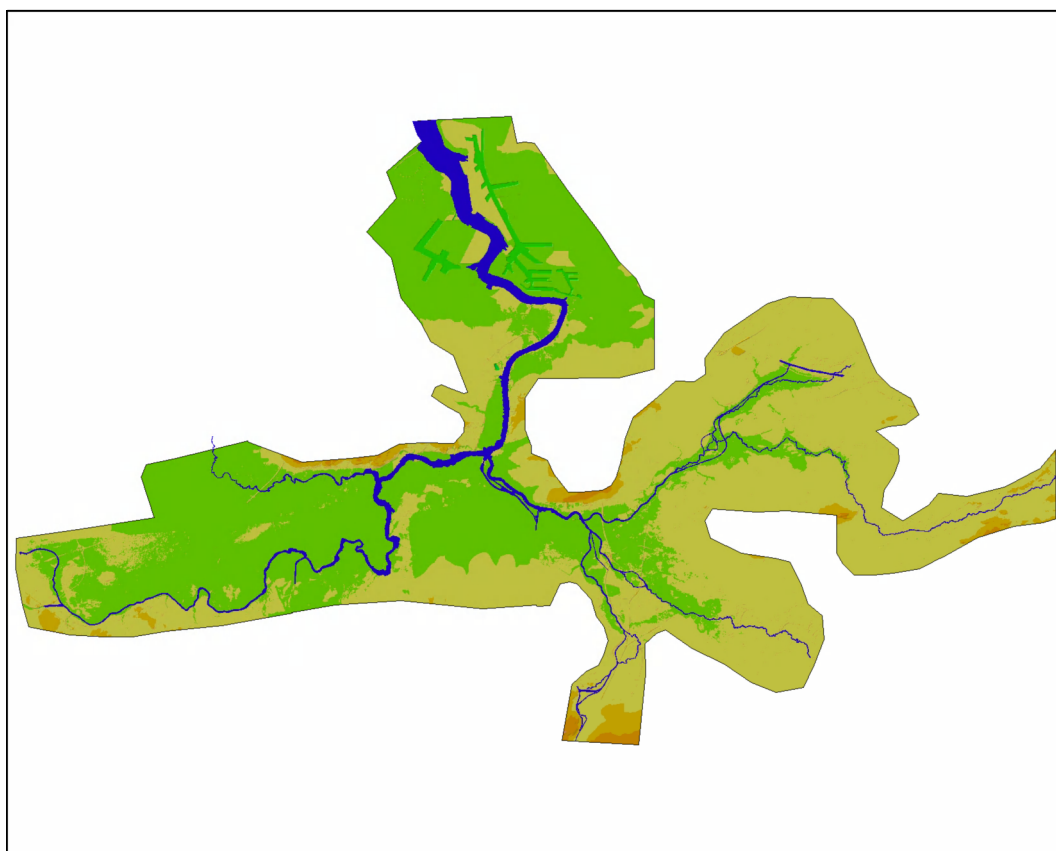
- Het ogenblik waarop de dijk kern begint te eroderen hangt in belangrijke mate af van het dijkversterkingsmateriaal.
- De formule van Engelund-Hansen is strikt genomen uitsluitend geldig voor de beschrijving van zandtransport.

De eerste mogelijkheid die Mike11 biedt, namelijk de mogelijkheid waarbij de geometrie van de bres en de wijziging hiervan door de gebruiker zelf wordt ingegeven als functie van de tijd (relatief t.o.v. de start van de bresvorming), kan worden bepaald op basis van literatuuronderzoek en onderzoek van historische dijkdoorbraken (IMDC, 2005b). Het is ook deze methode die wordt gevolgd bij het schatten van de gevolgen (in termen van schade) van bresvorming in de risicobenadering.

Bij het schrijven van dit rapport loopt bij WL Borgerhout een studie (Bepaling van de bresgevoeligheid van winterdijken, ref. WLB-M706-8) die de methode om bresgevoelige locaties vastlegt (de faalindex) en de manier om bresgroei te berekenen tegen het licht houdt en verder tracht te verfijnen.

Overstromingsgebieden

Het initiële Sigmamodel is opgebouwd om het inschakelen van verschillende combinaties van Potentiële Overstromingsgebieden (POG's) te kunnen analyseren. Daarvoor wordt gebruikt gemaakt van de meer dan 100 afgebakende gebieden, die elk afzonderlijk worden gemodelleerd als een parallelle tak, die verbonden is met de andere POG's en overstromingsgebieden door "link channels"⁸. In bepaalde gevallen (bijvoorbeeld een klein gecontroleerd overstromingsgebied) wordt het overstroombare gebied geschematiseerd als een reservoir dat is verbonden aan de hoofdwaterloop door middel van een "link channel". Het grootste deel van de POG's is echter gemodelleerd aan de hand van parallelle takken. Onderstaande figuur geeft een overzicht van de uitgestrektheid van de POG's.



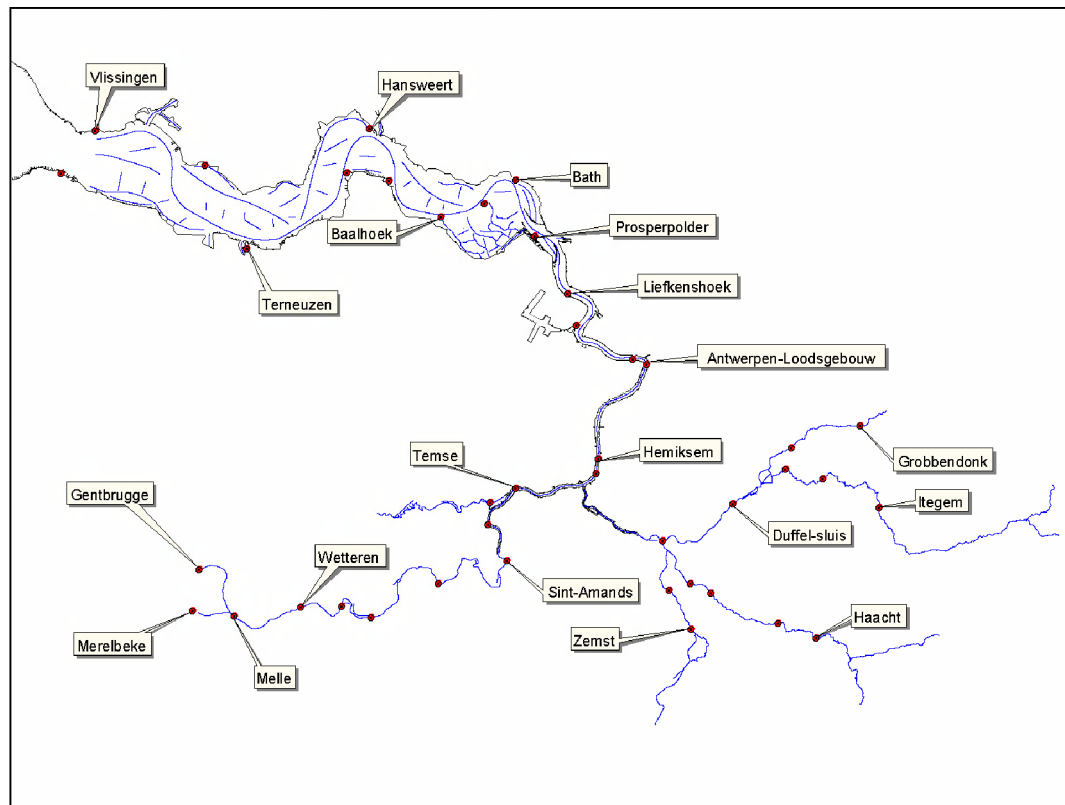
Figuur 3-4 Overzicht van de studiegebied

3.2.4 Hoofdwaterlopen model

Het Hoofdwaterlopen model (model-22) is een vereenvoudigde versie van het bovengenoemde MKBA model (model-21). Overstromingen ten gevolge van bresvorming

8. Link channel: verbinding (zijdelingse overlaat) tussen de hoofdriever en de tak waarmee het overstromingsgebied gesimuleerd wordt. De hoogte van de bedding van het link channel komt overeen met de hoogte van de dijk tussen de rivier en het overstromingsgebied. Eventueel aanwezige uitwateringsconstructies kunnen worden gekoppeld aan een link channel.

worden in dit model niet doorgerekend. Ook overtopping van niet voor overloop voorziene dijken wordt niet meegenomen. Deze dijken worden dus oneindig hoog verondersteld. Een vereenvoudigde tak bovenstrooms van Merelbeke simuleert het bergingsvolume rond Gent en de invloed van de stuw-sluis te Merelbeke. De volgende figuur geeft een overzicht van de modelschematisatie. Met dit model worden dagelijkse voorspellingen en lange termijn simulaties uitgevoerd.



Figuur 3-5 modelschematisatie vereenvoudigde versie van het MKBA-model en locatie van de tijposten

3.2.5 Praktijktoeepassingen

Het Sigmaplan

Het hoofddoel van het Sigmaplan is de beveiliging van het Zeescheldebekken tegen stormvloeden. Het oorspronkelijke sigmaplan werd opgesteld in 1977 naar aanleiding van de overstromingsramp van januari 1976. Het bestond uit drie groepen van maatregelen: de verhoging en versterking van ongeveer 500 km dijken, de aanleg van 13 gecontroleerde overstromingsgebieden (GOG's) en de bouw van een stormvloedkering in de Schelde ter hoogte van Oosterweel.

De bouw van de stormvloedkering werd in 1985 voor onbepaalde tijd uitgesteld nadat een evaluatiestudie had aangetoond dat de kosten ervan de verwachte baten ruimschoots zouden overtreffen. De andere maatregelen zijn inmiddels grotendeels uitgevoerd.

In het Memorandum van Vlissingen van 04-03-2002 werden afspraken vastgelegd over de verdere uitwerking van de Langetermijnvisie Schelde-estuarium. Inzake de onderlinge samenwerking was de kern van het memorandum de uitwerking van een Ontwikkelingsschets 2010 op basis van een strategische milieueffectenrapportage en een maatschappelijke kosten-batenanalyse. Ook het geactualiseerd Sigmaplan werd als een belangrijk onderdeel van de Ontwikkelingsschets 2010 erkend en als dusdanig ook aan de schets toegevoegd.

Op 17-12-2004 hechtte de Vlaamse Regering haar goedkeuring aan de voorgenomen besluiten van de Ontwikkelingsschets 2010 en de verdere uitwerking van het geactualiseerde Sigmaplan.

Uit de krachtlijnen van het geactualiseerde Sigmaplan blijkt dat de optimale bescherming tegen overstromingen bestaat uit een combinatie van de aanleg van overstromingsgebieden en lokale dijkverhogingen. De uitvoeringstermijn van de projecten loopt tot 2030. Er wordt voorgesteld om de verdere uitwerking van het meest wenselijke alternatief van het Sigmaplan te splitsen in (minstens) twee fasen.

Rekening houdend met de besluiten van de Langetermijnvisie Schelde-estuarium wordt voorgesteld om het Sigmaplan van 1977 zonder stormvloedkering, maar met aangepaste streefwaarden voor de dijkhoogtes uit te voeren. Concreet betekent dit dus dat alle 13 GOG's (12+KBR) in werking zijn en alle dijken op Sigmahoogte worden uitgevoerd. Dijken op geactualiseerde sigma hoogte betekent:

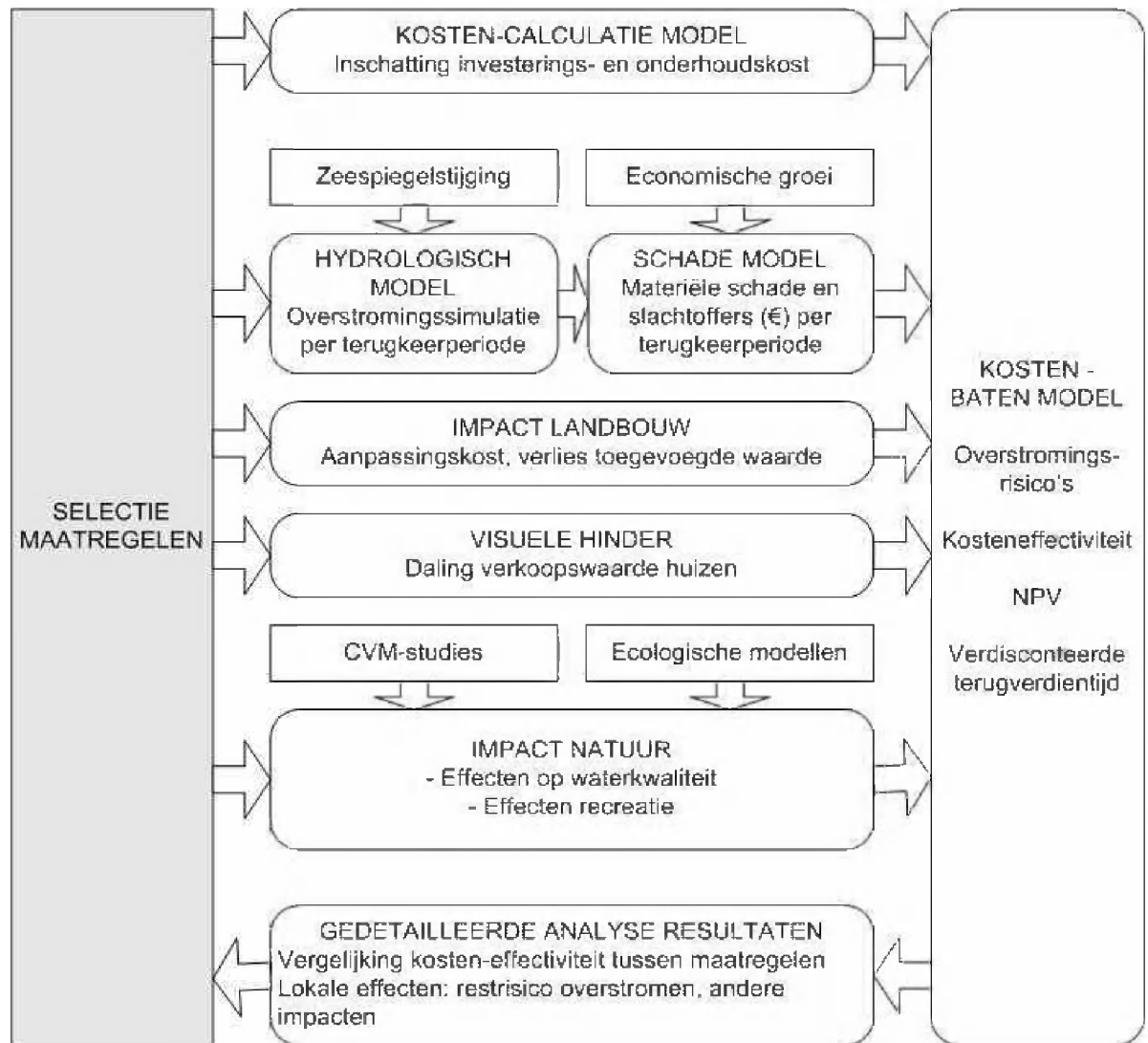
- 11,00 m T.A.W. op de Zeeschelde vanaf de Nederlandse grens tot Oosterweel.
- 9,25 m T.A.W. op de Zeeschelde vanaf Oosterweel tot Hoboken.
- 8,35 m T.A.W. op de Zeeschelde vanaf Hoboken tot Temse, en verder op de Rupel.
- 8,00 m T.A.W. op de Zeeschelde vanaf Temse tot Gentbrugge en verder op de Durme, Netes, Dijle en Zenne

Deze toestand (die T0 wordt genoemd) wordt gemodelleerd door voornoemd model 21 (geactualiseerd Sigma, huidige toestand). De term "huidige toestand" kan verwarrend zijn, aangezien die bij het schrijven van dit rapport naar een geplande toestand verwijst.

Bovenop de uitvoering van het geactualiseerde Sigmaplan komt de uitvoering van het "meest wenselijke alternatief", dat is bepaald aan de hand van een MKBA (Maatschappelijke Kosten Baten Analyse).

MKBA methode

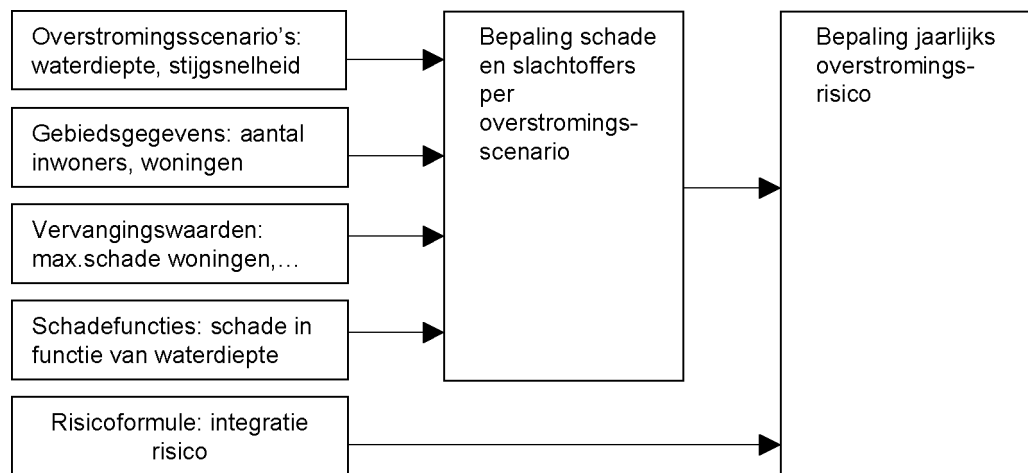
Vertrekkende vanuit deze T0 (geactualiseerd sigmaplan volledig uitgevoerd) kunnen nu verschillende alternatieven worden gedefinieerd om de hoogwaterbescherming te verbeteren. Deze alternatieven worden tegen elkaar afgewogen in een kosten-batenanalyse. Om deze analyse uit te voeren zijn de resultaten nodig van de berekening van de kosten, van de modellen voor de bepaling van de effecten op landbouw en natuur en van de specifiek ontwikkelde modellen voor de inschatting van risico's bij overstroming, die op hun beurt input krijgen van en hydrologische en hydraulische modellen voor simulaties van stormen en stormvloedstanden. Dit wordt geïllustreerd in de volgende figuur:



Figuur 3-6 toegepaste methode en modellen voor MKBA en voor de selectie van maatregelen

De berekening van het jaarlijkse risico van overstromingen gebeurt op basis van gebiedsgegevens (GIS, statistieken) en de resultaten van hydrodynamische berekeningen voor gebeurtenissen met verschillende terugkeerperiode, waaruit blijkt óf een overstroming zich voordoet en hoe die overstroming in detail plaatsvindt (hoe groot is het overstroomde gebied, de waterdiepte in het gebied, eventueel ook de stijgsnelheid en de stroomsnelheid). In totaal worden 12 terugkeerperiodes tussen 1 en 10.000 jaar uitgerekend (zie par. 2.2.3.). De schade in het gebied wordt dan voor elke terugkeerperiode berekend per schadecategorie (huizen, inboedel, landbouw, industrie, slachtoffers) aan de hand van schadefuncties. Schadefuncties geven het verloop van de schade weer in functie van de overstromingsdiepte, en vervangingswaarden of ook maximale schadewaarden voor deze categorieën. Met behulp van een risicoformule wordt de schade voor alle berekende scenario's geïntegreerd tot een jaarlijks overstromingsrisico.

Er wordt dus niet uitgegaan van een ontwerpcriterium dat uitgaat van een bescherming tegen een waterstand met een bepaalde terugkeerperiode. In plaats daarvan wordt voor een risico-benadering gekozen om tot een schatting van de baten (vermeden gemiddelde jaarlijkse overstromingsrisico's ten opzichte van het nulalternatief) te komen. Risico wordt bepaald als "overstromingsschade maal de kans op die schade".



Figuur 3-7 overzicht berekening jaarlijks overstromingsrisico

Met gebruik van deze methode worden meerdere alternatieven geanalyseerd en op basis van deze analyses werd een “Meest wenselijk alternatief” voorgesteld. Voor een gedetailleerde beschrijving zie rapport “Strategische MER voor het Sigmaplan, Deelopdracht 1, Voorontwerpen en kostenramingen voor de alternatieven” IMDC et al, (2004).

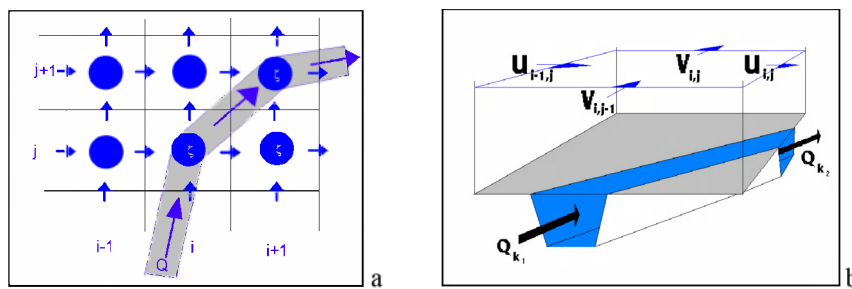
3.3 Modellen Nederland

3.3.1 Beschrijving software: SOBEK

Numerieke kenmerken

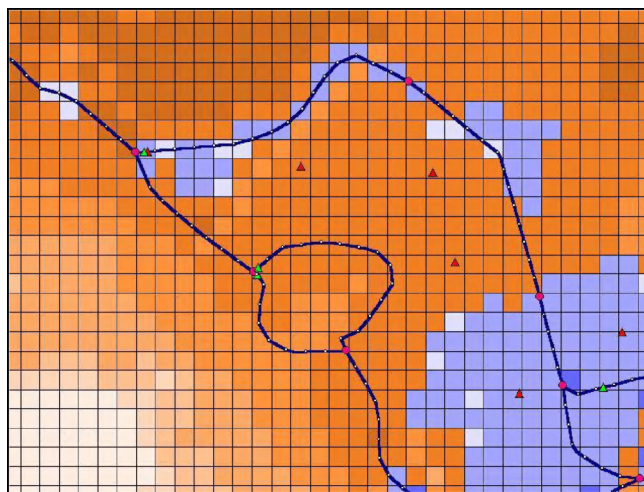
SOBEK is een software pakket dat geschikt is voor de ontwikkeling van hydraulische modellen. Het is ontwikkeld door WL | Delft Hydraulics en omvat meerdere modules om waterkwantiteit en kwaliteit problemen mee te analyseren. De modules die belangrijk zijn voor het modelleren van overstromingen zijn “Overland Flow” (SOBEK-OF) en “Channel Flow” (SOBEK-CF).

SOBEK Overland Flow rekent volledig 2-dimensionaal. SOBEK Channel Flow is een 1-dimensionaal hydraulisch modelinstrumentarium, waarmee waterlopen en kunstwerken, zoals stuwen, duikers en gemalen, kunnen worden gemodelleerd. Door de modules te combineren is het mogelijk om de werking van dijken, spoordijken en andere hogere elementen in het landschap in 2D op te lossen. De waterlopen die kleiner zijn dan de breedte van de gridcel in het 2D model worden in 1D gemodelleerd. De vergelijkingen die ten grondslag liggen aan beide modelsystemen worden gecombineerd opgelost (Figuur 3-8). Dit leidt tot een zeer robuust modelsysteem. Tevens worden onrealistische modelresultaten, zoals negatieve waterdiepten, door aanvullende controles voorkomen. Indien nodig verkleint SOBEK de rekentijdstap om tot een oplossing te komen die aan deze criteria voldoet. Deze procedure wordt ook toegepast om problemen met het nat worden en droogvallen van rekencellen te voorkomen.



Figuur 3-8 Schematisatie van het hydraulische model: a) Gecombineerd 1D/2D Staggered Grid; b) Gecombineerde continuïteits vergelijking voor 1D2D berekeningen

Een belangrijk voordeel van SOBEK-1D2D is dus dat belangrijke waterlopen, inclusief de hierin aanwezige kunstwerken, 1D in Channel Flow kunnen worden geschematiseerd zodat gerekend kan worden met een grover hoogtetgrid. Dit principe is weergegeven in figuur 3.8. Figuur 3.8 toont een stukje van het Valleikanaal en de grachten bij de stad Amersfoort. Door een dijkdoorbraak in het zuiden van het gebied stijgt het water in het Valleikanaal. Op laag gelegen locaties begint water uit het 1-dimensionaal gemodelleerde Valleikanaal in het 2D grid te stromen. In het zuiden van het gebied, bij de dijkdoorbraak (niet weergegeven in de figuur), heeft het omgekeerde plaats gevonden. De vloedgolf die door de bres komt bereikt binnen enkele uren het Valleikanaal alwaar het, via de verbonden rekenpunten, in het 1D model kan stromen. Door het Valleikanaal en de grachten in Amersfoort 1D te modelleren, kunnen de gridcellen van het 2D hoogtetgrid relatief grof zijn.

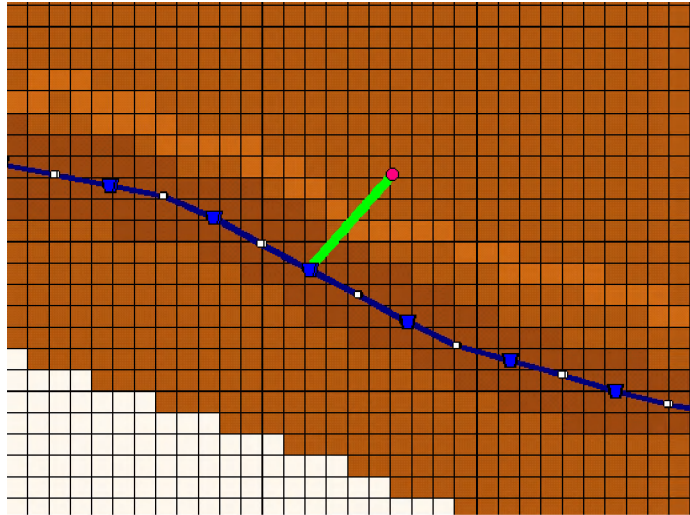


Figuur 3-9 Overstroming vanuit 1D waterloop in 2D hoogtetgrid (Valleikanaal te Amersfoort)

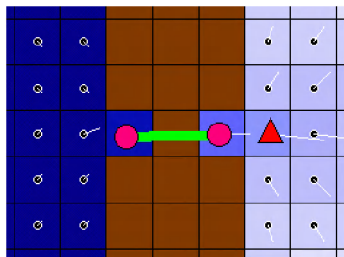
Binnen de modules Channel Flow en Overland Flow kan gebruik worden gemaakt van de volgende aanvullende opties:

- het simuleren van een dijkdoorbraak;
- het meenemen van het effect van wind op het overstromingsverloop (wind set up, geen golfwerking);
- het simuleren van neerslag en verdamping in het studiegebied.

Een dijkdoorbraak kan worden gesimuleerd met een zogenaamde “dike breach branch”. Figuur 3.10 geeft een voorbeeld van zo’n branch. De rivier is 1D gemodelleerd. De dijk is (vaag) zichtbaar aan de lichtere tinten. De dike breach branch (lichtgroen gekleurde lijn) loopt vanaf de rivier door de dijk naar het achterliggende gebied. Figuur 3.11 toont het zelfde principe, maar dan vanuit een 2D gemodelleerde rivier of meer naar het achterliggende gebied. De streepjes geven de stromingsrichtingen weer.

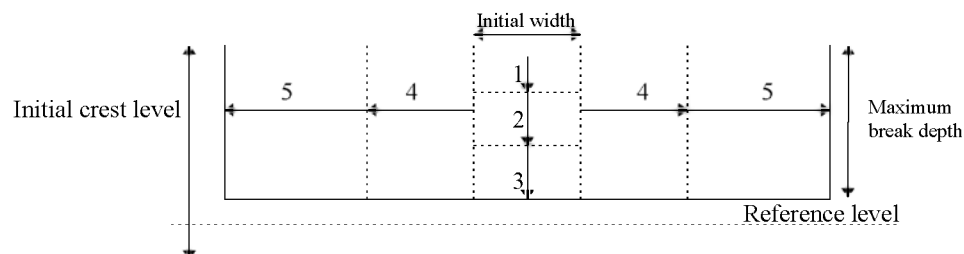


Figuur 3-10 Dijkdoorbraak vanuit 1D gemodelleerde rivier



Figuur 3-11 Dijkdoorbraak vanuit 2D gemodelleerde rivier, meer of zee (stroming van links naar rechts)

De bresgroei in SOBEK gebeurt in twee fasen. Eerst ontstaat een gat met een beperkte breedte. Dit gat wordt uitgeschuurd tot op het maaiveld of een andere door de gebruiker op te geven hoogte (stap 1 t/m 3, Figuur 3.12). Daarna groeit de bres in de breedte tot de maximum breedte wordt bereikt (stap 4 en 5).



Figuur 3-12 Bresgroei modellering in SOBEK

Bresgroei in SOBEK kan op twee manieren worden gemodelleerd. De verschillen tussen deze methoden hebben vooral betrekking op de manier waarop de maximum breedte van de bres wordt bepaald:

- De eerste bresgroei optie maakt gebruik van een door de gebruiker opgegeven waarde voor de maximale bresbreedte. Deze optie wordt vooral gebruikt wanneer men doorbraken uit het verleden zo nauwkeurig mogelijk wil simuleren, of wanneer men het effect van de bresbreedte op het overstromingsverloop wil analyseren. Voor de beschikbare modellen voor dijkkringen langs de Westerschelde is van deze optie gebruik gemaakt om de overstromingen in 1953 te simuleren. De gebruiker geeft de einddiepte op en het materiaal waarvan de dijk is gemaakt. SOBEK berekent na hoe veel uur de bres zijn uiteindelijke breedte bereikt.
- In de tweede optie wordt de breedte van de bres door SOBEK berekend op basis van (1) materiaalkenmerken van de dijk (zand, klei) en (2) het verhang door de bres en daarmee samenhangend de stroomsnelheid. De initiële bresbreedte dient te worden opgegeven door de gebruiker. Daarna berekent SOBEK op basis van de stromingscondities door de bres hoe snel de bres groeit. Bresgroei stopt wanneer de stroomsnelheid tot beneden de kritieke waarde voor erosie is afgenomen.

In opdracht van Provincie Zeeland is in 2006 een nieuwe optie in SOBEK ingebouwd, autonome bresvorming, die het mogelijk maakt om waterkeringen “automatisch” te laten bezwijken, als functie van de stroomsnelheid van het water dat over de dijk stroomt. In de huidige situatie vinden in principe geen overstromingen plaats met behulp van autonome bresvorming wordt het toch mogelijk gemaakt overstromingen te simuleren en kan een eerste indruk worden verkregen van gevoelige plekken in dijken en polders. De dijkkringen in Zeeland zijn sterk gecompartmenteerd. Over de standzekerheid van deze keringen is echter weinig bekend. Deze onzekerheid wordt in modelstudies meegenomen met behulp van een gevoeligheidsanalyse. Dit betekent dat een doorbraakscenario eerst wordt doorgerekend met als aanname dat alle secundaire keringen intact blijven. Daarna wordt de modelsimulatie herhaald door secundaire keringen te laten bezwijken wanneer er water met hoge snelheid over stroomt. Het uitvoeren van deze laatste modelsimulatie vraagt om een iteratieve aanpak die veel tijd vergt. Immers, in de eerste simulatie wanneer geen keringen bezwijken, moet worden nagegaan welke kering als eerste overstroomt en of de stroomsnelheid over deze kering voldoende hoog is om hem te laten bezwijken. Vervolgens moet een nieuwe simulatie worden opgestart waarbij een bres wordt aangebracht over de kering die zou bezwijken. Het bezwijken van één of meerdere secundaire keringen heeft tot gevolg dat het water zich sneller door het gebied kan verplaatsen, waardoor ook verder weggelegen keringen kunnen bezwijken. Ook over deze secundaire keringen dienen bresgroeitakjes te worden aangebracht in het model, waarna de modelsimulatie moet worden herhaald. Deze iteratieve procedure moet worden herhaald totdat geen aanvullende doorbraken meer te verwachten zijn.

Om specifiek voor de secundaire keringen, het bezwijken automatisch door SOBEK te laten berekenen is de optie ingebouwd om cellen in het hoogtemodel die zijn aangemerkt als secundaire kering (zogenaamde 2D-breaking dam cellen) te laten bezwijken (zakken) in de tijd. De mogelijkheid om dit op een aangegeven tijdstip te kunnen doen bestond al langer. Nieuw is dat dit nu ook kan op basis van het overschrijden van een kritieke waterstand of stroomsnelheid. De hoogteligging van de als ‘2D- breaking dam’ gemarkeerde cellen in het 2D hoogtemodel is te controleren door gebruik te maken van de Real-Time Control module

in SOBEK (RTC-module). De snelheid waarmee de hoogteligging van de 2D gridcel verandert in de tijd kan worden opgegeven als functie van de stroomsnelheid van het water over deze cel. In het prototype model is aangenomen dat een stroomsnelheid van 1 m/s gedurende een periode van minimaal 30 minuten moet worden overschreden voordat bresgroei plaats gaat vinden. De bresgroei stopt wanneer de stroomsnelheid beneden een door de gebruiker op te geven waarde zakt (hier 0,5 m/s) of wanneer de hoogte van de cel gelijk is aan die van het omringende maaiveld (cellen die niet gemarkeerd zijn als 2D-breaking dam).

Een nadeel van deze methode is dat een doorbraak in een secundaire kering altijd minimaal de breedte heeft van 1 gridcel. Smallere doorbraken zijn niet mogelijk. De vraag is echter of dit gezien de onzekerheden omtrent het wel of niet falen van secundaire keringen een belangrijk minpunt is.

Op dit moment zijn 2 dijkkringen in Zeeland (Noord Beveland en Kreekrakpolder) gemodelleerd met behulp van deze nieuwe optie. In het kader van het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) is de Provincie Zeeland nu bezig om deze optie ook te gebruiken in de bestaande modellen van de overige dijkkringen. Doorbraken vanuit de primaire waterkering worden altijd gemodelleerd met behulp van een 1D 'bresgroeitak'. De reden hiervoor is dat de breedte van de bres op realistischere wijze kan worden gemodelleerd omdat deze niet afhankelijk is van de grid cel grootte. Bovendien is de 2D breaking dam cell alleen geschikt om bresgroei als gevolg van overloop te simuleren.

Overstromingen door neerslag, eventueel in combinatie met één of meer dijkdoorbraken kunnen worden gesimuleerd met SOBEK. Een voorbeeld hiervan is het overstromingsmodel dat is ontwikkeld voor de ramp in New Orleans.

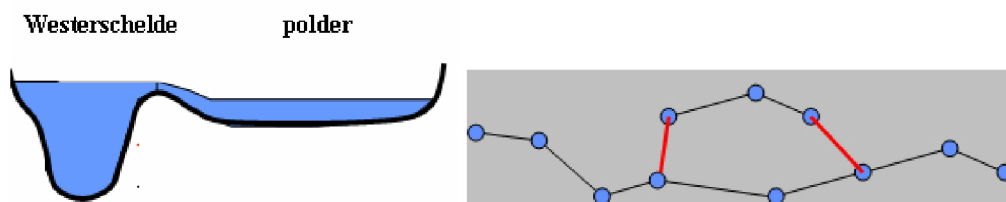
Naast neerslag kan ook het effect van verdamping worden meegenomen. In Nederland is het effect van verdamping bij een overstroming nihil. Echter, in andere gebieden kan verdamping een belangrijke rol spelen. Het modelleren van neerslag en verdamping was bijvoorbeeld onmisbaar bij het model voor het Doñana wetland in zuid Spanje.

Waarom SOBEK?

De overstromingsmodellen voor de dijkkringen langs de Westerschelde in Nederland zijn alle ontwikkeld in SOBEK, door gebruik te maken van de modules Overland Flow en Channel Flow. De keuze voor een 2D model is gemaakt omdat stromingsrichting en stroomsnelheden in de polders sterk verschillen van die in de Westerschelde. Het is daarom niet wenselijk om gebruik te maken van een puur 1D model, waarbij de polders in het dwarsprofiel van de Westerschelde worden geschematiseerd (figuur 3.12a). Voor een rivier met uiterwaarden kan wel voor deze optie worden gekozen.

Ook is bewust niet gekozen voor een quasi 2D optie, waarbij waterstroming door de polders wordt gesimuleerd door gebruik te maken van een apart takje (figuur 3.12b). De reden hiervoor is dat de stromingsrichting door de polder onvoldoende bekend is en, belangrijker, dat op deze wijze onvoldoende informatie kan worden verkregen over de ruimtelijke variatie in waterdiepte, stroomsnelheid en tijdstip van overstromen. Deze ruimtelijke informatie is

onder meer nodig om een schatting te kunnen maken van de schade en het potentiële aantal slachtoffers en om evacuatieplannen op te kunnen stellen.



Figuur 3-13 Waterstroming in polders langs de Westerschelde gemodelleerd als cross-sectie in een 1D model (links) en een quasi 2D model (rechts).

Een bijkomende reden om gebruik te maken van de genoemde SOBEK modules is de mogelijkheid om bresgroei te simuleren. Overstromingen langs de Westerschelde in Nederland zullen naar verwachting nooit alleen worden veroorzaakt door overloop, maar altijd door een combinatie van overloop/overslag en het bezwijken van de dijk als gevolg hiervan.

3.3.2 Beschrijving simulatiemodel

Geschiedenis

In 2002 is door de Provincie Zeeland besloten te starten met de implementatie van HIS (Hoogwater Informatie Systeem). Het HIS wordt door veel provincies in het rivierengebied gebruikt om overstromingssnelheden en waterdiepten als gevolg van dijkdoorbraken te simuleren. Hiervoor wordt gebruik gemaakt van SOBEK. De resultaten worden gebruikt bij het opstellen van evacuatieplannen en rampenbestrijdingsplannen. Ook bij de ruimtelijke ordening kan de overstromingsmodule van het HIS een belangrijke rol spelen.

Omdat de implementatie van HIS parallel liep aan de activiteiten rondom Delta 2003 bij de Provincie Zeeland, werd er voor gekozen om voor een drietal dijkringen een overstromingsmodel te maken en hiermee de gebeurtenissen rondom de watersnoodramp in 1953 te simuleren als pilot project. De modelschematisaties zouden daarna ook voor andere projecten kunnen worden gebruikt (zie hoofdstuk 3.3.3). In de jaren daarna zijn ook voor de overige dijkringen overstromingsmodellen gemaakt. Tabel 3.1 geeft een overzicht van de dijkringen gelegen langs de Westerschelde en het jaar waarin een overstromingsmodel is opgesteld voor de betreffende dijkkring. Alle modellen zijn ontwikkeld door WL | Delft Hydraulics en worden op dit moment toegepast in het project VNK2.

Tabel 3-1 Overzicht ontwikkelde overstromingsmodellen Westerschelde

Dijkring Nummer	naam	modelontwikkeling	
		jaar	i.k.v. project
29	Walcheren	2006/2007	FLOODsite
30	Zuid-Beveland West	2003	vervolg op Delta 2003
31	Zuid-Beveland Oost	2002	Delta 2003
32	Zeeuws Vlaanderen	2002	Delta 2003
33 ⁹	Kreekrakpolder	2007	VNK2

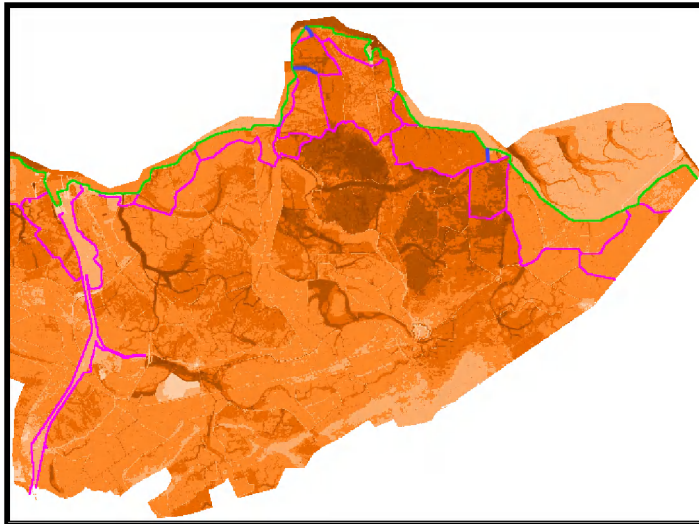
Bij de modellen in Tabel 3.1 is het waterstandsverloop op de Westerschelde berekend met een apart model (zie hoofdstuk 2.3). De waterstand horende bij een terugkeerperiode van 4000 jaar is daarna als randvoorwaarde op het overstromingsmodel gezet. In 2007 is in het kader van het FLOODsite project een gecombineerd model gemaakt waarin de schematisatie van dijkringen 29 t/m 32 is verwerkt, en waarbij de Westerschelde in het 1D model is geschematiseerd.

Ontwikkeling 2D-model

Voor het 2D gedeelte van het overstromingsmodel is voor elk dijkringgebied een hoogtemodel ontwikkeld. Hiervoor is gebruik gemaakt van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN). Het AHN bevat hoogtemetingen uitgevoerd met laser altimetrie. De punt dichtheid is minimaal 1 punt per 16 m². In de praktijk is de punt dichtheid hoger. De bestanden zijn aangeleverd als ArcInfo export files en geven de hoogte per 5 x 5 m² grid. Bebouwing is uit het bestand verwijderd. De basis bestanden zijn geaggregeerd tot gridcellen met afmetingen van 50m x 50m (Zuid-Beveland oost en Kreekrakpolder) of 100m x 100m (Walcheren, Zuid-Beveland west en Zeeuws-Vlaanderen).

Aanvullend op het AHN zijn digitale hoogtegegevens van primaire en secundaire keringen uit de gemodelleerde dijkringen aangeleverd door Waterschap Zeeuws-Vlaanderen en Waterschap Zeeuwse Eilanden. De hoogteligging van dijken, wegen en spoorwegen die niet digitaal beschikbaar waren, zijn afgeleid uit het AHN (Figuur 3-14). Ter verduidelijking: onder secundaire keringen wordt hier verstaan alle binnendijken ongeacht of ze nog een waterstaatkundige functie hebben (regionale waterkeringen) of niet (landschapselementen). Deze dijken maken deel uit van de schematisatie voor 1953 en voor 2003. Op plaatsen waar viaducten onder snelwegen of spoorwegen aanwezig zijn is het hoogtemodel aangepast. Het gaat hierbij vooral om viaducten onder de A58 in Zuid Beveland. Coupures die door menselijk handelen gesloten moeten worden meestal als doorgangen gemodelleerd. Afhankelijk van het overstromingsscenario dat wordt gesimuleerd kan de modelleur deze opening afsluiten.

9. ¹dijkring 33 ligt deels in Nederland en deels in Vlaanderen en grenst niet direct aan de Westerschelde. Water kan alleen uit de Westerschelde in de Kreekrakpolder stromen via een syphon vanuit dijkring 31 onder het Schelde-Rijnkanaal.



Figuur 3-14 Voorbeeld van het 5 x 5 m AHN hoogtebestand voor het oosten van Zeeuws-Vlaanderen (hoe donkerder de kleur bruin, hoe lager de gridcel). De in het hoogtemodel geschematiseerde dijken en kaden zijn op het AHN weergegeven. Groen = primaire kering, roze = secundaire kering, blauw = kering toegevoegd op basis van AHN.

In de gemodelleerde dijkringen komt een aantal plassen voor. De hoogteligging ter plaatse van deze plassen is gelijk gesteld aan het niveau van het wateroppervlak. Omdat bij aanvang van de overstroming al water in de plassen aanwezig is, is de berging reeds volledig benut waardoor het niet noodzakelijk is de werkelijke bodemhoogte per plas in het hoogtemodel weer te geven. De wateroppervlakken hebben wel een aangepaste ruwheid.

Voor de verschillende dijkringen zijn aparte hoogtemodellen ontwikkeld. De meeste hoogtemodellen worden begrensd door de primaire keringen. De zuidelijke grens van dijkkring 32 (Zeeuws-Vlaanderen) bestaat uit de hoge gronden van Vlaanderen. De weergegeven hoogte van Vlaams grondgebied is niet gebaseerd op meetgegevens, maar representeert een horizontaal vlak met een hoogteligging min of meer gelijk aan de hoogteligging op de Vlaams-Nederlandse grens.

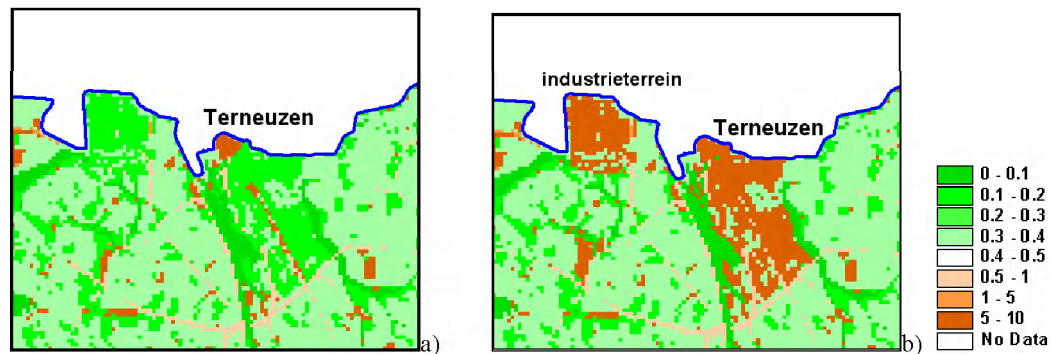
Het hoogtemodel voor 1953 is gebaseerd op het hoogtemodel voor 2003. Verschillen in hoogteligging als gevolg van bodemdaling zijn buiten beschouwing gelaten. Op locaties waar duidelijke verschillen bestaan in hoogteligging bijvoorbeeld door de aanleg van verhoogde snelwegen of verwijdering van oude keringen zijn deze veranderingen in het model aangebracht. Dit zijn o.a. de snelweg door Zuid Beveland (in 1953 niet aanwezig) en het dijkje bij 's-Heer Arendspolder in Zeeuws-Vlaanderen.

Na afronding van het 2D hoogtemodel is aan iedere cel in het 2D model een hydraulische ruwheid toegekend. Deze is met name afhankelijk van het landgebruik. Landgebruikkaarten zijn voorhanden voor de gemodelleerde dijkringgebieden in de vorm van het LGN-bestand (landgebruik Nederland). Deze landgebruikgegevens geven de situatie in 1996 weer. Voor de simulaties van de watersnoodramp uit 1953 is een aanvullend ruwheidsmodel gemaakt door het toenmalige landgebruik af te leiden uit gescande topografische kaarten van eind jaren '50. Onderstaande tabel geeft een overzicht van de ruwheidswaarden, uitgedrukt als Nikuradse ruwheidslengte kN, per landgebruiktype zoals ze in de overstromingsmodellen voor dijkringen langs de Westerschelde zijn gehanteerd zijn. Omdat aangenomen is dat de

overstromingsmodellen met name gebruikt worden om dijkdoorbraken onder winterse omstandigheden te simuleren zijn de ruwheidswaarden voor de wintersituatie aan de verschillende landgebruiktypen toegekend (Tabel 3-2). Het Vlaamse grondgebied is van een homogene ruwheid van 0.2 m voorzien. Een voorbeeld van een ruwheidskaart is gegeven in Figuur 3-15.

Tabel 3-2 Hydraulische ruwheid uitgedrukt als Nikuradse ruwheidslengte k_N (m) voor verschillende typen landgebruik in de winter- en de zomersituatie

Omschrijving landgebruik	Winter k_N (m)	Zomer k_N (m)
Gras	0,2	0,4
Landbouwgewassen (aardappelen, bieten, granen, maïs, etc.)	0,4	0,8 – 5,0
Bos (loofbos, naaldbos, boomgaard)	10,0	10,0
Water	0,1	0,1
Stedelijk en overig bebouwd gebied	10,0	10,0
Open begroeid natuurgebied	2,0	2,0



Figuur 3-15 Ruwheidskaarten voor Zeeuws-Vlaanderen nabij Terneuzen (k_N in meters) voor 1953 (links), voor 2003 (rechts).

Het ID model

De volgende elementen zijn opgenomen in het 1D-model:

- dijkdoorbraken;
- sommige tunnels en viaducten;
- kanalen.

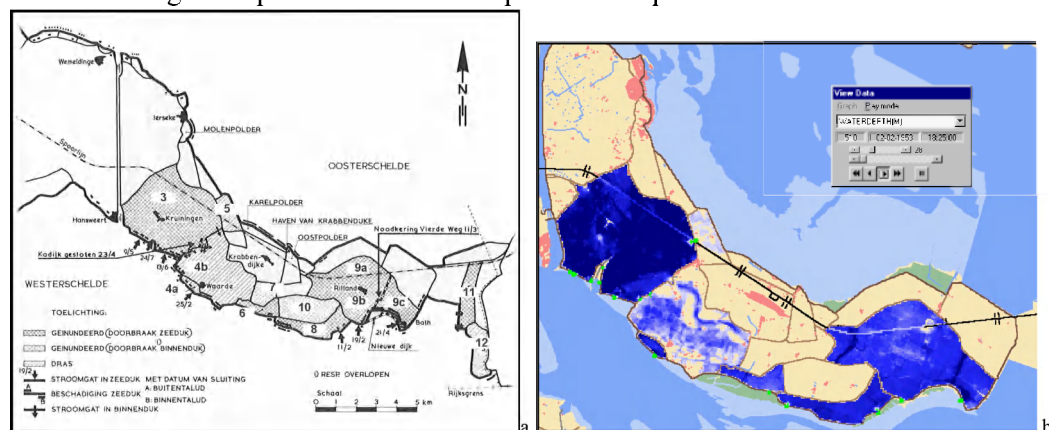
In het model voor Zeeuws-Vlaanderen is het Kanaal van Gent naar Terneuzen in de schematisatie opgenomen. Het Schelde-Rijnkanaal maakt deel uit van de schematisatie van de Kreekrakpolder. Het Kanaal door Walcheren is weergegeven in het gecombineerde model voor alle dijkringen langs de Westerschelde.

Modelcalibratie

De overstromingsmodellen die ontwikkeld zijn in het kader van Delta 2003 (Zeeuws-Vlaanderen en Zuid-Beveland oost) zijn gekalibreerd met behulp van de gegevens die beschikbaar waren over de overstromingsramp van 1953 Rijkswaterstaat & KNMI, (1961).

Zuid Beveland heeft voor een vijfde deel onder water gestaan (Figuur 3-16). Het totale oppervlak bedroeg in 1953 ongeveer 7500 ha Rijkswaterstaat & KNMI, (1961). Vrijwel alle doorbraken op Zuid Beveland hebben plaats gevonden vanuit de zuidelijke zeedijk. Van geheel Zeeland heeft West-Zeeuws-Vlaanderen het minst van de overstroming te lijden gehad. Slechts 1% van het totale oppervlak stond onder water. Ook in Oost-Zeeuws-Vlaanderen is de overstromingsschade relatief beperkt gebleven. Hier stond 7% van het gebied onder water. Het totale overstroomde oppervlak bedroeg ongeveer 2880 ha.

De variabele die gebruikt is om het model te calibreren is de hydraulische ruwheid. Calibratie van de modellen voor Zuid-Beveland Oost en Zeeuws-Vlaanderen was relatief eenvoudig omdat de modelresultaten voor een groot deel beïnvloed worden door het moment waarop primaire en secundaire keringen bezweken. Bij dijkeringen die gekenmerkt worden door grotere polders kan dit meer problemen opleveren.



Figuur 3-16 Voorbeeld van modelcalibratie op basis van overstromingen in 1953: maximaal overstroomd oppervlak in Zuid-Beveland oost. links) volgens Rijkswaterstaat & KNMI (1961), rechts) berekend met SOBEK.

Het 1D model voor de Schelde en de Westerschelde dat gebruikt is in de schematisatie van alle dijkeringen grenzend aan de Westerschelde, is een geconverteerd SOBEK-River model: SCHELDE_IMDC (A.B. Cohen & M.C.J.L. Jeuken, 2006). Dit 1D model is apart gekalibreerd op basis van gemeten waterstanden en windsnelheden tijdens de stormvloed van 1953.

3.3.3 Praktijktoeepassingen

De beschikbare modellen zijn gebruikt in uiteenlopende projecten:

- De modellen voor Zeeuws-Vlaanderen en Zuid-Beveland Oost zijn gebruikt om de overstromingen van 1953 te simuleren. De resultaten hiervan zijn gebruikt tijdens de activiteiten rondom de herdenking van de watersnoodramp in 2003 (project Delta2003).

- De modellen van alle dijkkringen worden gebruikt om inzicht te krijgen in de gevolgen van een potentiële dijkdoorbraak. Dit inzicht is nodig voor het opstellen van rampbestrijdingsplannen. Voor het opstellen van evacuatieplannen zijn de modelresultaten gecombineerd met het evacuatiemodel dat in opdracht van de Provincie Zeeland is ontwikkeld binnen het INTERREG IIIB project “ESCAPE” door Oranjewoud.
- Het model voor Walcheren en het gecombineerde model voor alle dijkkringen langs de Westerschelde zijn ontwikkeld in het kader van FLOODsite. FLOODsite is een “Integrated Project” binnen het Sixth Framework Programme van de EU. Binnen dit project worden de modellen gebruikt om:
 - evacuatiemodellen toe te passen en onderling te vergelijken (benchmark);
 - een Evacuation Support System te ontwikkelen (een systeem waarin alle relevante informatie voor evacuaties wordt opgeslagen);
 - het huidige overstromingsrisico vast te stellen (alleen faalmechanismen overloop en overslag worden meegenomen);
 - het toekomstige overstromingsrisico vast te stellen;
 - het effect van verschillende typen maatregelen, zoals dijkverhoging en aanpassingen in ruimtelijke ordening, analyseren; en
 - te onderzoeken of en op welke manier kennis over overstromingen de risicobeleving van burgers en beleidsmedewerkers beïnvloed.
- Binnen het project VNK2 worden de modellen gebruikt om in grote mate van detail het huidige overstromingsrisico vast te stellen. De kans op dijkdoorbraken en de meest waarschijnlijke locaties worden berekend met PCRing. Een breed scala aan faalmechanismen wordt in beschouwing genomen.
- COMRISK: ‘Flood Risk in Flanders/Zeeuws-Vlaanderen’ (IMDC 2005) is een grensoverschrijdend project waarin overstromingsrisico’s in Vlaanderen en Zeeuws-Vlaanderen tengevolge van geotechnische falen van de zeewering tussen Zeebrugge en Breskens bestudeerd zijn.

3.4 Resultaten inventarisatie modelinstrumentaria

Het belangrijkste verschil tussen de Nederlandse en de Vlaamse aanpak voor het modelleren van overstromingen zit in de keuze voor een 2D (SOBEK), respectievelijk een quasi-2D aanpak (MIKE11). De Vlaamse keuze voor een quasi-2D aanpak is deels te verklaren door de hogere performantie (kortere rekentijd) van de quasi-2D modellen ten opzichte van de 2D modellen en de optimale modeldetaileringsgraad voor de hydraulische modellering van bevaarbare waterlopen. Tevens wordt verwacht dat de nauwkeurigheid van een 2D model niet groter zou zijn dan deze van een quasi-2D model. Gezien de vooropgestelde modeleisen en de omvang van het modelgebied is voor de quasi-2D aanpak gekozen, conform De Algemene Methodologie voor het modelleren van de waterafvoer in Vlaamse Bevaarbare Waterlopen (Berlamont et al., 2000).

Er zijn dan ook twee gangbare manieren om hoogwaterbescherming te analyseren: toetsing en risico-analyse. Bij een toetsing (de Nederlandse definitie van veiligheid komt hierop neer) wordt een terugkeerperiode van een storm en/of was opgelegd waarvoor geëist wordt dat de waterkering onder deze omstandigheden niet faalt. De gevolgen van deze falen worden niet bepaald. Bij een risico-analyse (de Vlaamse methode) wordt wél naar de

gevolgen gekeken t.g.v. een bepaald falen. Het risico is een integratie van de kans van voorkomen van één (of meerdere) doorbraak maal de bijhorende schade. De deterministische benadering van risico selecteert een aantal representatieve events (met verschillende terugkeerperioden) waarvoor doorbraak(en) en bijhorende schades worden berekend en welke dan worden geïntegreerd. Het is duidelijk dat de keuze voor een risico benadering een groter belang met zich meebrengt van de rekensnelheid van de modellen.

Zowel SOBEK als MIKE11-GIS doen een uitspraak over de overstromingskenmerken (maximaal overstroomd oppervlak, maximale diepte, stroomsnelheden en tijdstip van overstromen). Alleen is er een belangrijk verschil in de manier waarop dit berekend wordt. In SOBEK zit hier een 2D hydraulisch model achter (SOBEK overland flow) van de overstroombare zone, dat volledig is gekoppeld aan het 1D netwerk van de gesimuleerde rivier (SOBEK channel flow). Hierdoor kan SOBEK, mits een juiste DTM en een gekalibreerd ruwheidsveld een accuraat beeld geven van de snelheden die optreden tijdens de overstroming. In een quasi 2D aanpak gekoppeld aan een GIS gebeurt dit fundamenteel anders. Het overstroombare gebied wordt gemodelleerd als één of meerdere parallelle tak(ken) die met de rivier en andere overstroombare gebieden in verbinding staan door link channels. Waterstanden en snelheden worden dus enkel in de knooppunten doorgerekend. Deze informatie wordt off-line van de berekening door het GIS gecombineerd met de hoogtes in het DTM om de omvang en de diepte van de overstroming door te rekenen. De opgetreden snelheden zijn in deze aanpak dus enkel beschikbaar op de knooppunten van het quasi 2D netwerk.

Zoals in hoofdstuk 2 is opgemerkt was een belangrijk verschil tussen de Nederlandse en de Vlaamse aanpak dat de Vlaamse aanpak is gebaseerd op een risicobenadering. In Nederland wordt de risicobenadering nu ook toegepast binnen het project WV21 en het project Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) ook gewerkt met een risicobenadering. Het doel van dit project is inzicht te krijgen in de gevolgen van overstromingen en de kans op overstromingen in Nederland.

Bij het bepalen van de kans op overstromen is in VNK gekeken naar verschillende faalmechanismen, waaronder niet alleen extreem hoge waterstanden, maar ook instabiliteit van een dijk of het niet tijdig sluiten van een kunstwerk. Ieder faalmechanisme levert een kans op een overstroming op. De kansen op afzonderlijke faalmechanismen bepalen de overstromingskansen van een dijkkring.

Voor de faalmechanismen en locaties met de grootste faalkans zijn binnen VNK1 voor drie dijkkringen de gevolgen in termen van economische schade en verwachte aantallen slachtoffers in detail gemodelleerd. Bij het modelleren van de gevolgen is niet uitgegaan van maatgevende condities, maar van de condities waarbij volgens de kansbepaling sprake zou zijn van falen. Voor de overige dijkkringen zijn de gevolgen op meer globale wijze bepaald.

De resultaten uit de studie Veiligheid Nederland in Kaart waren voor de staatssecretaris van Verkeer en Waterstaat aanleiding een verkenning te starten naar de vraag of het huidige beschermingsbeleid tegen overstromingen en de wettelijke verankering hiervan nog steeds voldoen. Dit heeft eind 2005 geresulteerd in het starten van een verkennende discussie onder de noemer Waterveiligheid 21e eeuw (WV21). De centrale doelstelling van WV21 is:

'Te komen tot een geactualiseerd beschermingsbeleid tegen overstromingen, waarin nieuwe kennis en inzichten met betrekking tot overstromingsrisico's (kansen en gevolgen) en een kosteneffectieve inzet van middelen centraal staan. Vastgelegd in een beleidsnota en indien nodig verankerd in wet- en regelgeving. Dit beleid dient uitlegbaar, betaalbaar, handhaafbaar, haalbaar, gedragen en duurzaam te zijn'.

Met andere woorden: de huidige wettelijke verankering van het beschermingsbeleid tegen overstromingen in Nederland concentreert zich op het beheersen van de kans op overstromen en is daarmee gericht op de kans op overschrijding van maatgevende waterstanden. Het project WV21 ondersteunt het proces om te komen tot een geactualiseerd beschermingsbeleid tegen overstromingen, dat gebaseerd is op een risicobenadering in plaats van een overschrijdingsbenadering.

In hoofdstuk 4 en 5 wordt verder in gegaan op de hierboven genoemde verschillen in modelschematisatie en methode van afleiding van randvoorwaarden. De verschillen worden op basis van de T4000 condities meegenomen in een modelleringsstudie, waarvan de resultaten vergeleken worden.

4 Overstromings simulaties Zuid Beveland

4.1 Inleiding

Op basis van de resultaten uit de voorgaande hoofdstukken is in overleg met de opdrachtgever besloten om een vergelijking te maken tussen de T4000 randvoorwaarden (het toetspeil horende bij de huidige overstromingsnorm voor het Westerschelde estuarium) afgeleid volgens Vlaamse en Nederlandse methode en tussen de modelinstrumentaria die in beide landen worden gebruikt voor het modelleren van overstromingen. Hiertoe worden zowel in SOBEK2D als in MIKE11 twee modelschematisaties gemaakt voor een Nederlands en een Vlaams gebied. Concreet gaat het om het poldergebied in oostelijk Zuid-Beveland en de Prosper en Hedwige polder nabij de Nederlands-Vlaamse grens.

Met de modelschematisaties voor Zuid-Beveland en de Hedwige en Prosperpolder zijn verschillende overstromingssimulaties gemaakt om een vergelijking te maken tussen de T4000 randvoorwaarde, afgeleid volgens de Vlaamse en Nederlandse methode en tussen de modelinstrumentaria die in beide landen worden gebruikt voor het modelleren van overstromingen. De onderzoeksvragen hierbij zijn:

1. In hoeverre verschillen de resultaten van SOBEK2D en MIKE11, wanneer gekeken wordt naar overstromingsdiepte, extensie en stroomsnelheden?
2. In hoeverre kan de werking van een SOBEK2D model worden benaderd met een quasi-2D model gemaakt in SOBEK 1D?
3. Wat is de kwaliteit en bruikbaarheid van de verschillende modellen om fysische gevolgen van overstromingen in kaart te brengen?

Tabel .4.1 Overzicht van uitgevoerde overstromingssimulaties

	MIKE11	SOBEK2D	SOBEK quasi-2D
<i>Zuid-Beveland</i>			
T4000 Nederland		X	X
T4000 Vlaams	X	X	
<i>Prosper Hedwige</i>			
T4000 Nederland		X	
T4000 Vlaams	X	X	
T4000 VL-bijgesteld		X	

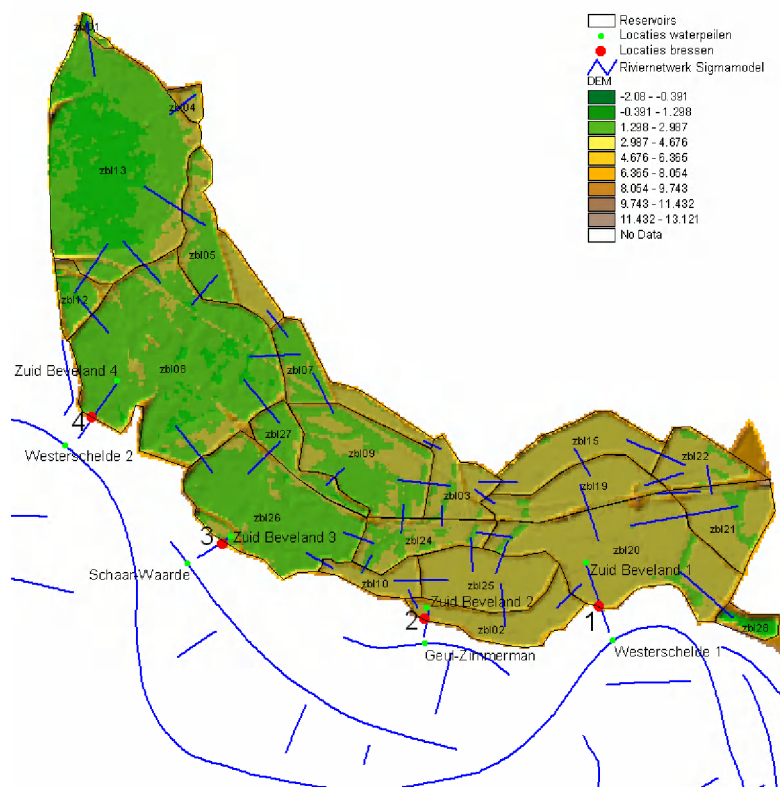
De opzet en resultaten van de simulaties bij Zuid Beveland worden in dit hoofdstuk beschreven, de simulaties voor de Hedwige en Prosperpolder worden in hoofdstuk 5 uitgewerkt.

4.2 Opzet schematisatie Zuid Beveland

4.2.1 Opzet Quasi 2D schematisatie in MIKE I I

In deze modelleringstudies werd gebruik gemaakt van de versie het Sigmamodel waarin de huidige situatie wat betreft overlooptdijken en overstromingsgebieden wordt weergegeven (zie paragraaf 3.2.2). Een volledige beschrijving van dit model kan gevonden worden in het rapport 'Integrale verkenning Scheldebekken – Integrale verkenning Rupelbekken – Planstudie rivier herstelproject Durme in het kader van Actualisatie van het Sigmaplan' (i.o.v. Waterwegen en Zeekanaal N.V., Afdeling Zeeschelde, 2000-2006).

De polder Zuid Beveland was nog niet opgenomen in het Sigmamodel. Gezien er zich in deze polders veel kleine dijken bevinden, werd beslist de polder te schematiseren in het model door middel van onderling verbonden reservoirs. Er werden in totaal 20 reservoirs ingevoerd. Deze worden begrensd door de aangegeven dijken of lokale verhogingen in het landschap door bv. een autosnelweg. Omwille van stabiliteitsredenen werden enkele kleine reservoirs samengenomen met grotere reservoirs. De reservoirs worden met de hoofdrivier en met elkaar verbonden door middel van link channels. In elk reservoir wordt aan één 'centraal link channel' een cross-section toegekend. Aan deze cross-section wordt dan het totale volume van het hele reservoir toegekend op basis van de berekende oppervlakte/hoogte-verhouding. De andere link channels die bij elkaar komen in het reservoir worden gekoppeld aan het centrale link channel. Voor de bepaling van de hoogtes van de link channels en voor de berekening van de oppervlakte/hoogte-verhouding van de reservoirs is het DTM aangeleverd door WL Delft gebruikt, dit is afkomstig uit het SOBEK-model. Zie ook Bijlage A.



Figuur 4.1 Schematisatie polder Zuid-Beveland

Zoals beschreven in paragraaf 3.2.3 kunnen bressen in MIKE11 ingevoerd worden als ‘Dambreak structures’. Het tijdstip van bresvorming, de geometrie van de bressen en de verandering van geometrie werden op voorhand bepaald en ingevoerd door middel van tijdreeksen in het model. Wanneer de maximale waterhoogte wordt bereikt wordt een initiële 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 waterhoogte¹⁰ 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. Als ‘Failure Mode’ werd gekozen voor ‘Time Dependent’ waarmee het mogelijk is de bres te laten ‘groeien’. Tabel 4.2 geeft de belangrijkste eigenschappen van de bressen weer.

Tabel 4.2 Eigenschappen van de bressen ter hoogte van de polder te Zuid-Beveland

Nr	Branch	Chainage	Start bres- vorming	Initiele Breedte 9:20 (m)	Eindbreedte bres 10:20 (m)	Bres hoogte 9:20 (m NAP)	Eind hoogte bres 10:20 (m NAP)	Bres helling
1	Wsch_z bl020	762.5	6/01/2010 9:20	10	75	4.96	1.00	1
2	Geulz_z bl002	284	6/01/2010 9:20	10	75	4.96	3.15	1
3	Schw_zb l006	404	6/01/2010 9:20	10	61	5.05	0	1
4	Wsch_z bl008	736	6/01/2010 9:20	10	75	4.97	0	1

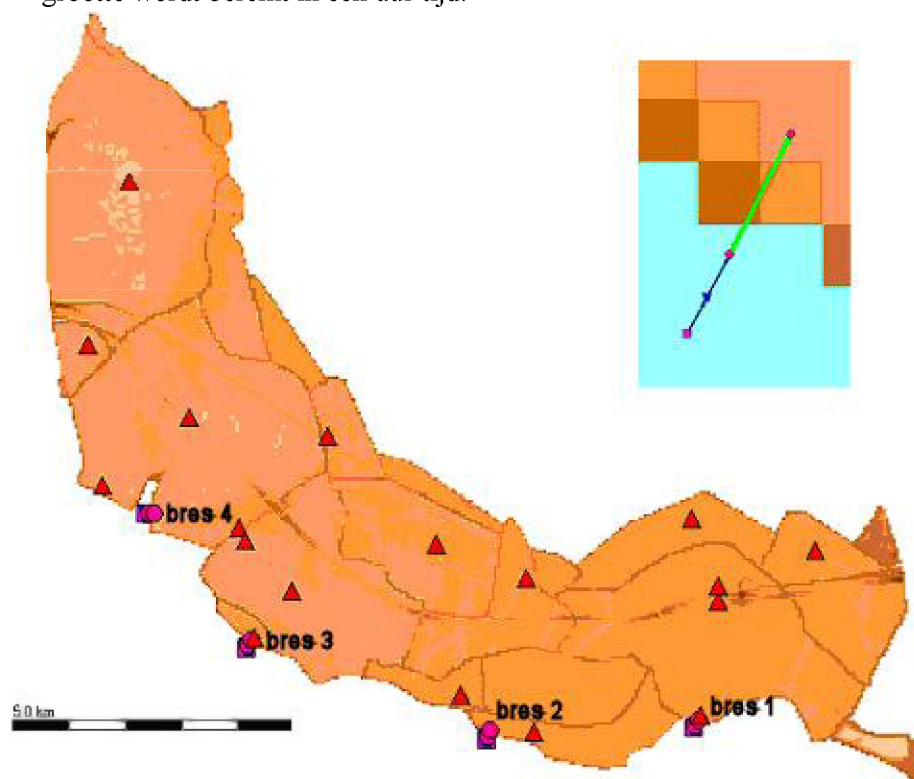
4.2.2 Opzet 2D Sobek

Voor de 2D SOBEK modellering van overstromingen in Zuid Beveland is gebruik gemaakt van het bestaande 2D model zoals beschreven in 3.3.2. Om een situatie te creëren die te vergelijken is met een nieuw op te zetten MIKE model zijn enkele vereenvoudigingen gemaakt:

- Het aantal bressen is gereduceerd tot vier. De vier bressen bevinden zich in vier verschillende polders aan de zuidkant van Zuid Beveland;
- Alle aanwezige interne bressen zijn verwijderd;
- De randvoorwaarden zijn vervangen door de huidige Nederlandse dan wel Vlaamse maatgevende condities (T4000);
- De simulatie periode voor de maatgevend hoogwater situatie ter hoogte van het studiegebied, oorspronkelijk drie dagen, is verlengd met tien dagen en zes uur. Zo wordt na het maximale hoogwater een gelijke periode gemodelleerd als bij het gebruik van de Vlaamse maatgevende condities, die een lengte van 21 dagen hebben;

10. Omwille van stabiliteitsredenen werd de bres ongeveer een half uur voorafgaand aan maximale waterhoogte geïnitieerd in het model. De bressen hebben een initiële breedte van 1 meter en het initieel niveau van de bressen komt overeen met de waterhoogte op het tijdstip van ontstaan. De bressen groeien tot een breedte van 10 meter en dalen tot de aangegeven bres hoogte op het tijdstip van de maximale waterhoogte.

- De simulatieperiode voor de Vlaamse situatie is gelijk gesteld aan de lengte van de aangeleverde hoogwatergolf;
- De bresvorming start op het moment van het maximale hoogwater en de totale bres grootte wordt bereikt in een uur tijd.



Figuur 4.2 SOBEK schematisatie Zuid Beveland. Aan de zuidzijde van het eiland bevinden zich de vier bressen, roze en blauw geschematiseerd. Verspreid door het gebied liggen history stations, rode driehoeken, op deze locaties zijn uitvoer opties mogelijk. Het grid, AHN, vormt de basis voor het 2D model. Rechtsboven in de figuur is weergegeven hoe de bres er in een hogere resolutie uitziet. Het roze vierkant is de 'boundary node', waarin het getij is ingevoerd. Het water stroomt door de blauwe tak naar de groene tak. De groene tak is de 'dam break reach', hiermee wordt de bres geschematiseerd.

De overstroming wordt, net als binnen vergelijkbare projecten in Nederland, geschematiseerd middels bresvorming. Hiervoor wordt de 'dam break' reach van SOBEK gebruikt. Zie groene reach segment Figuur 4.2, rechtsboven. Hier kan een tijdsafhankelijke functie worden ingevoerd die bepaald hoe de bres groeit. Onderstaande gegevens zijn gebruikt.

Tabel 4.3 Bresdimensies

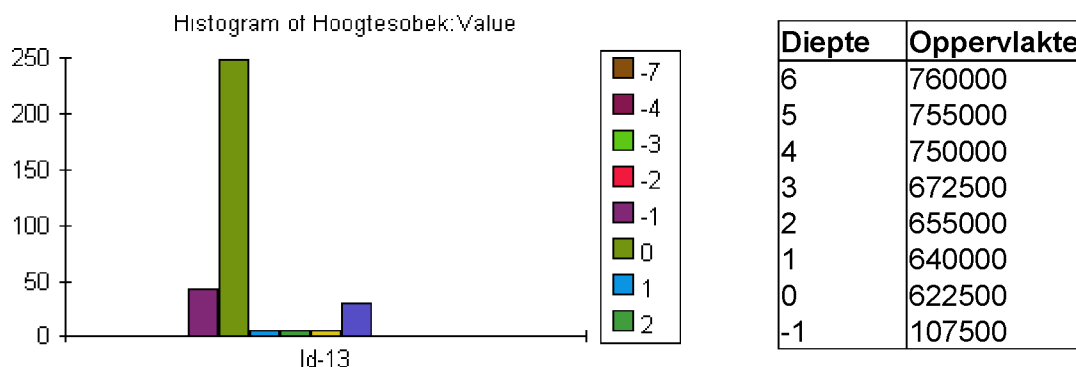
Nr	begin hoogte mNAP	bres diepte m	eind hoogte mNAP	eind breedte	start bresvorming	duur bresvorming
1	4,96	3,96	1	75	06/01/2010 09:20	01:00
2	4,96	1,81	3,15	75	06/01/2010 09:20	01:00
3	5,05	5,05	0	61	06/01/2010 09:20	01:00
4	4,97	4,97	0	75	06/01/2010 09:20	01:00

4.2.3 Opzet quasi-2D SOBEK

Om het functioneren van een 2D oppervlaktewater model te vergelijken met het functioneren van een quasi 2D model, geschematiseerd met een 1D flow module, is met SOBEK 1D Flow een quasi 2D model gemaakt van het Westerschelde model dat in SOBEK2D al bestond. Hiertoe zijn de volgende stappen genomen.

Schematisering van polders

Op basis van AHN en wegenkaart (GIS-bestanden) is Zuid Beveland onderverdeeld in polders. Met behulp van GIS zijn per polder de voorkomende hoogtes bepaald en de oppervlaktes horende bij de verschillende hoogtes die voorkomen in de polder. Deze gegevens zijn gebruikt om in een “connection node with storage” in SOBEK het bergingsgebied te definiëren. Figuur 4.3 illustreert deze werkwijze.



Figuur 4.3 Het histogram rechts is verkregen in GIS en representeert de hoogtes die voorkomen in één polder. Elke staaf in het diagram komt overeen met een hoogte in de polder. Op de y-as is aangegeven hoeveel cellen met deze hoogte voorkomen. De celgrootte is 500 X 500 meter. Met deze gegevens wordt per diepte berekend wat de oppervlakte is. Het oppervlakte horende bij een bepaalde diepte wordt bij het oppervlakte van dieper gelegen delen opgeteld. Dit levert de dimensies voor de open water knoop op (in SOBEK: zoals weergegeven in de tabel rechts).

Schematisatie van bresvorming

In SOBEK 2D is een reach opgenomen die ‘dam break’ wordt genoemd. Door middel van deze reach kan bresvorming gedetailleerd en als een proces in tijd worden beschreven. Tijdens de eerste tijdstap ontstaat een gat in de dijk van geringe breedte, maar met de volledige bres diepte. In de hierop volgende tijdstappen wordt de bres elke tijdstap breder op een door de gebruiker gedefinieerde wijze.

Deze wijze van dijkschematisering is alleen van toepassing op de buitendijken. Interne dijken worden geschematiseerd met stuwen, aangezien deze onderdeel uitmaken van een 1D schematisatie.

In de Quasi2D schematisatie zijn de bressen geschematiseerd door middel van één stuw, deze zakt in een uur tijd oorspronkelijke dijkhoogte naar het diepste punt van de bres. De stuwbreedte is gelijk aan de bresbreedte.

Schematisatie van dijken

Alle polders zijn door middel van watergangen met elkaar verbonden. Om de dijken te schematiseren die de polders van elkaar scheiden zijn in de watergangen stuwen geplaatst. Voor de stuwen op locaties van dijkoverstroming, zijn op de volgende wijze stuw dimensies verkregen:

Stuwbreedte: Uit het bestaande SOBEK 2D model is afgeleid waar bresvorming plaatsvindt en waar dijken overstromen. Voor deze locaties zijn de, uit het 2D model afgeleide overstromingsbreedtes voor de stuwbreedte gebruikt. Extra informatie met betrekking tot de stuwbreedtes op andere locaties is afgeleid uit het AHN.

Stuwstand: In het geval dat er geen overstroming plaatsvindt van de benedenstroomse polder in het SOBEK 2D model wordt een hoogte aangenomen van: “*dijkhoogte – 0,25 meter*”. Als de benedenstroomse polder wel overstroomt wordt een stuwstand gebruikt van: “*dijkhoogte – 0,5 meter*”. De dijkhoogtes zijn afgeleid uit het AHN.

Mogelijk zijn de gesimuleerde waterstanden in het Quasi2D model lager, doordat berging optreedt in de kanalen. De totale poldervolumes zijn opgenomen in de open water knopen. Deze zijn met elkaar verbonden door watertakken, die ook een volume omvatten. Het totale gemodelleerde volume blijkt dus groter te zijn dan het werkelijke volume. Hierdoor vindt overstroming van de dijken in principe pas later plaats, hiervoor wordt gecompenseerd door een dijkverlaging van 0.25 dan wel 0.50 meter.

Zowel de stuwbreedtes als de stuwstanden van de binnendijken zijn constant in de tijd.

4.3 Hydrodynamische randvoorwaarden - Vergelijking T4000 Vlaanderen en Nederland

4.3.1 Inleiding

In hoofdstuk 2 is aangegeven hoe maatgevende condities in Vlaanderen en Nederland worden afgeleid. De maatgevende condities worden gebruikt voor c.q. vertaald naar hydrodynamische randvoorwaarden in de overstromingsmodellering. Voor de Nederlandse condities heeft men tijdens de uitvoer besloten geen gebruik te maken van HDRA-K voor de berekende maatgevende condities. In plaats hiervan zijn deze afgeleid uit gegevens uit het Hydraulisch Randvoorwaarden boek 2006 (Rijkswaterstaat, 2006).

In eerste instantie werd in Nederland gewerkt met een maatgevend hoogwater golf van drie dagen. In Vlaanderen echter wordt met een golf van ca. 20 dagen gewerkt, waarbinnen drie opeenvolgende dagen met extreem hoog water voorkomen, rondom deze dagen is sprake van een standaard waterstandsverloop (paragraaf 2.2.3).

Om de modelresultaten verkregen met de Vlaamse en Nederlandse maatgevende condities te vergelijken is de Nederlandse golf verlengd door voor en na het optreden van het hoogwater

een tijdreeks van het standaard waterstandsverloop toe te voegen. Op deze wijze wordt een waterstandsverloop van 20 dagen verkregen met hierbinnen drie dagen hoogwater, horende bij T4000 condities. De Vlaamse maatgevende condities kennen een langere tijdreeks gezien er ook rekening gehouden wordt met het later optreden van het hoogwater en het uitdijen van de hoogwatergolf in de opwaartse randen van het Sigmamodel. De hoogste waterstand in het studiegebied wordt in beide serie op hetzelfde moment bereikt, namelijk op 6 januari 2010 om twintig over negen. Dit is ook het moment dat bresvorming optreedt. Beide waterstandsseries lopen na het bereiken van de hoogste waterstand nog 23 dagen verder

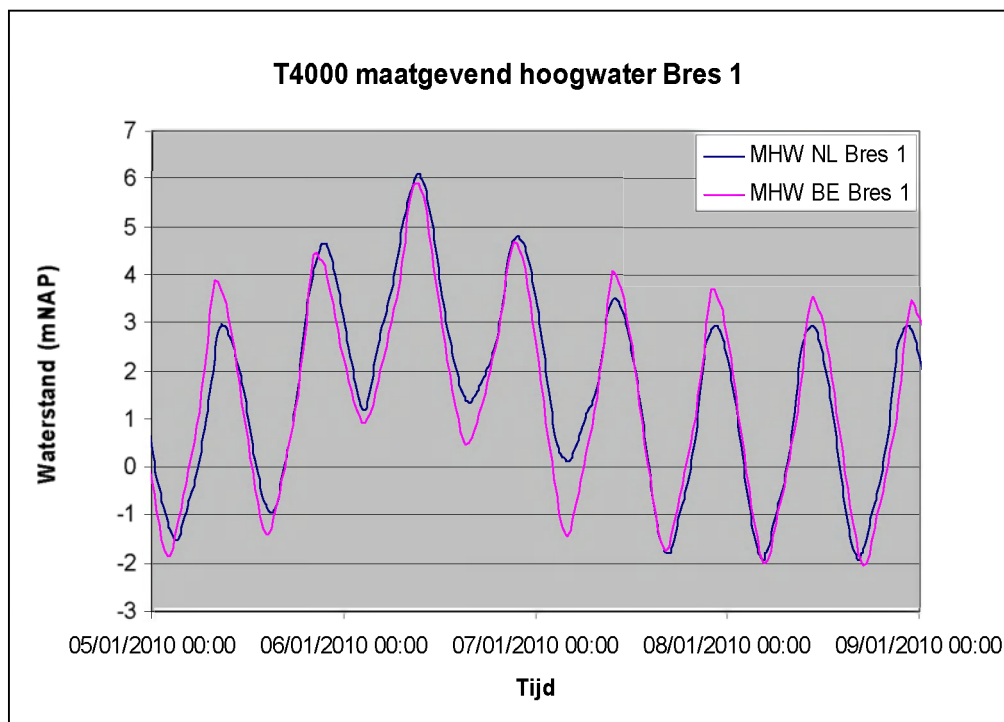
In Nederland worden waterstanden aangegeven in NAP, Normaal Amsterdams Peil, Vlaanderen maakt gebruik van TAW, Tweede Algemene Waterpassing. Het referentievlak van TAW ligt lager dan dat van NAP, wat voor waterstanden betekent dat de waterstand in NAP lager zijn dan in TAW. Historisch gezien ligt het verschil TAW en NAP op 2,33 m in de Westerschelde en het Zeescheldebekken, maar sinds 1 juli 2006 geldt er voor de Vlaamse Gemeenschap de omrekening 2,35m, ten gevolge van een nieuwe NAP waterpassing in Nederland. Aangezien binnen dit project met een combinatie van historische gegevens en modelsimulaties wordt gewerkt, is gekozen voor een omrekeningswaarde van 2,33 m.

In hoeverre verschillen de Vlaamse en Nederlandse T4000 waterstandstijdreeksen die als hydrodynamische randvoorwaarden in de overstromingssimulatie worden gebruikt? Deze vraag wordt hier voor Zuid Beveland beantwoord.

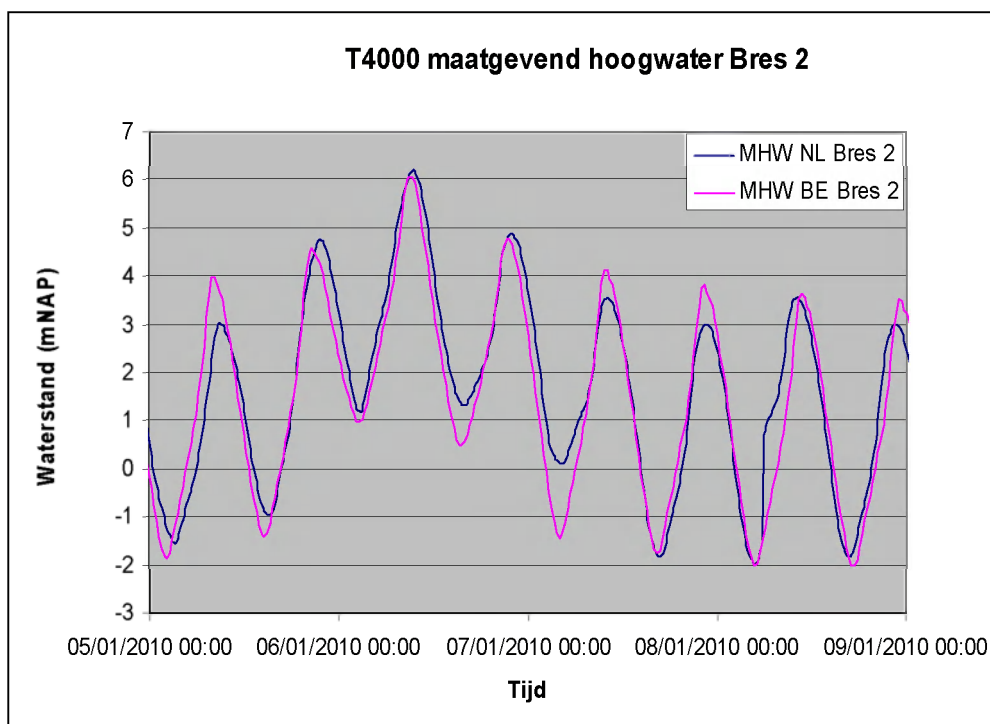
4.3.2 Maatgevend hoogwater – T4000

De maatgevende condities worden tijdens de modelstudie gebruikt als randvoorwaarde voor de waterstanden. Dit waterstandsverloop is bepaald voor een viertal breslocaties dat is opgenomen in het Westerschelde model. Deze bevinden zich aan de zuidzijde van Zuid Beveland en zijn zo gesitueerd dat instroom in vier verschillende polders plaatsvindt. Vanuit deze polders kan vervolgens overstroming naar omliggende polders plaatsvinden.

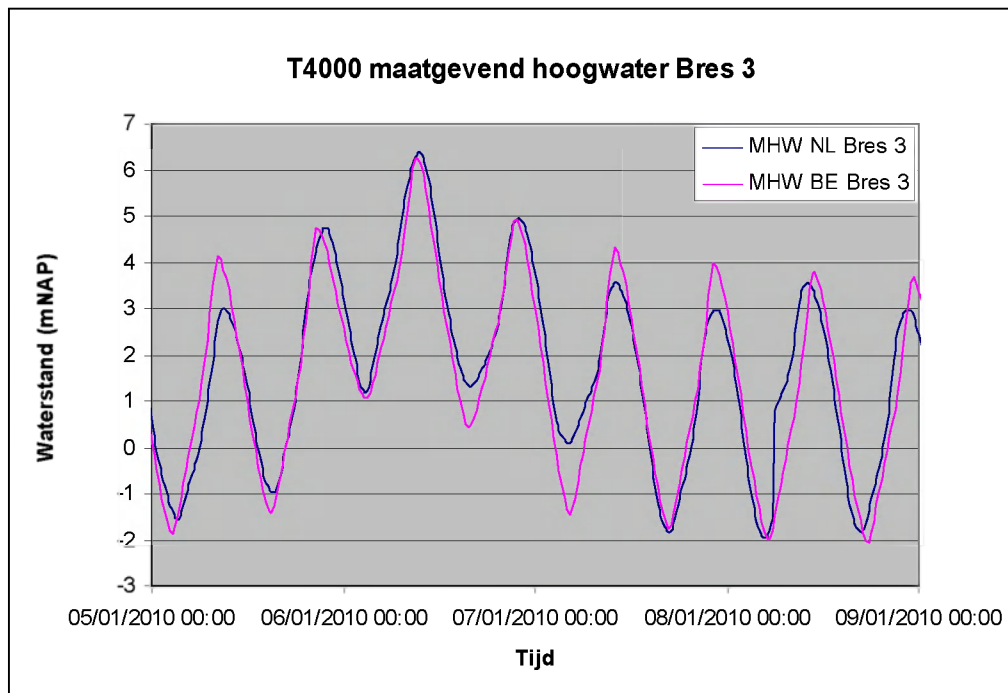
Onderstaande grafieken geven zowel de Vlaamse als Nederlandse maatgevende condities per breslocatie (voor breslocaties zie figuur 4.2). Om de verschillen duidelijk zichtbaar te maken is ingezoomd op de periode van het maatgevend hoogwater.



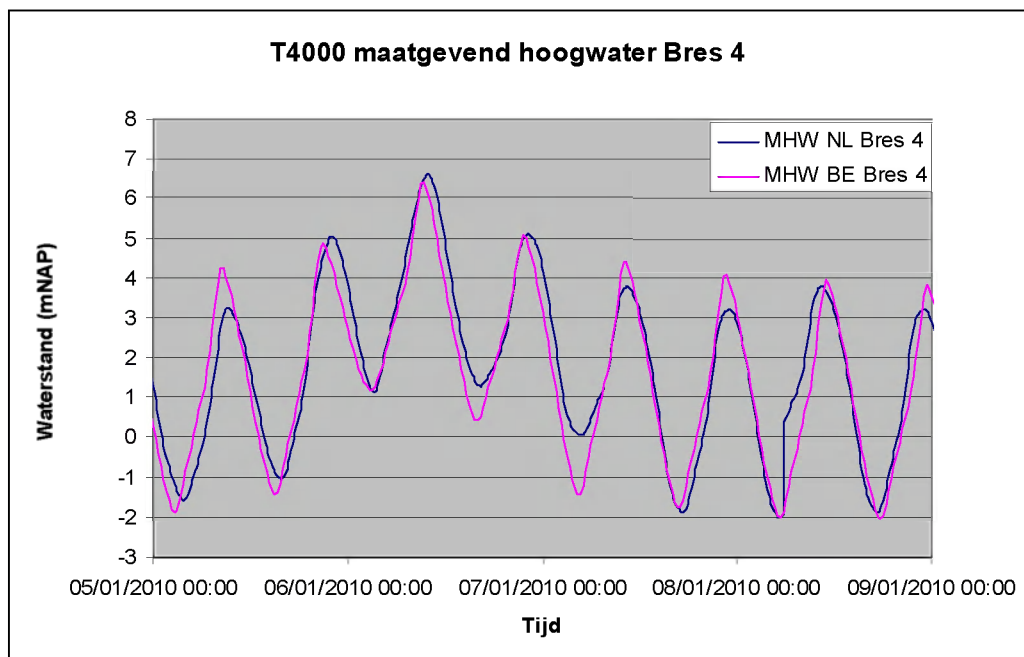
Figuur 4.4 Maatgevend hoogwater (T4000) voor breslocatie 1 in het overstromingsmodel voor Zuid Beveland.



Figuur 4.5 Maatgevend hoogwater (T4000) voor breslocatie 2 in het overstromingsmodel voor Zuid Beveland.



Figuur 4.6 Maatgevend hoogwater (T4000) voor breslocatie 3 in het overstromingsmodel voor Zuid Beveland.



Figuur 4.7 Maatgevend hoogwater (T4000) voor breslocatie 4 in het overstromingsmodel voor Zuid Beveland.

Uit bovenstaande grafieken blijkt dat het maatgevend hoogwater onder Vlaamse en Nederlandse condities redelijk overeenkomen. De pieken liggen voor beide landen op ongeveer gelijke hoogte. Tijdens het maximaal hoogwater is het verschil maximaal 19 centimeter. Een verschil dat wel degelijk van invloed kan zijn op de mate van overstroming. Over het algemeen kan geconcludeerd worden dat de Vlaamse waterstanden lager liggen

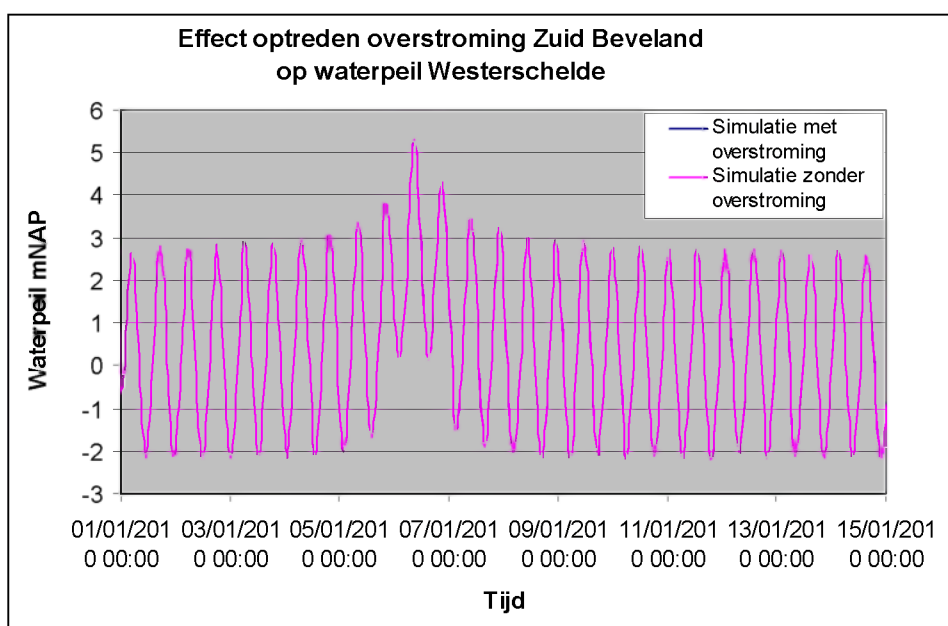
dan de Nederlandse waterstand, met name voor de lage waterstanden (eb). De Vlaamse randvoorwaarden komen tot anderhalve meter lager. Dit is mogelijk veroorzaakt door dat de Nederlandse maatgevende getijbeweging is afgeleid van de getijbeweging van 1953.

Een ander verschil in de golfbeweging zijn de pieken. De pieken in de Vlaamse randvoorwaarden zijn scherper dan de Nederlandse pieken.

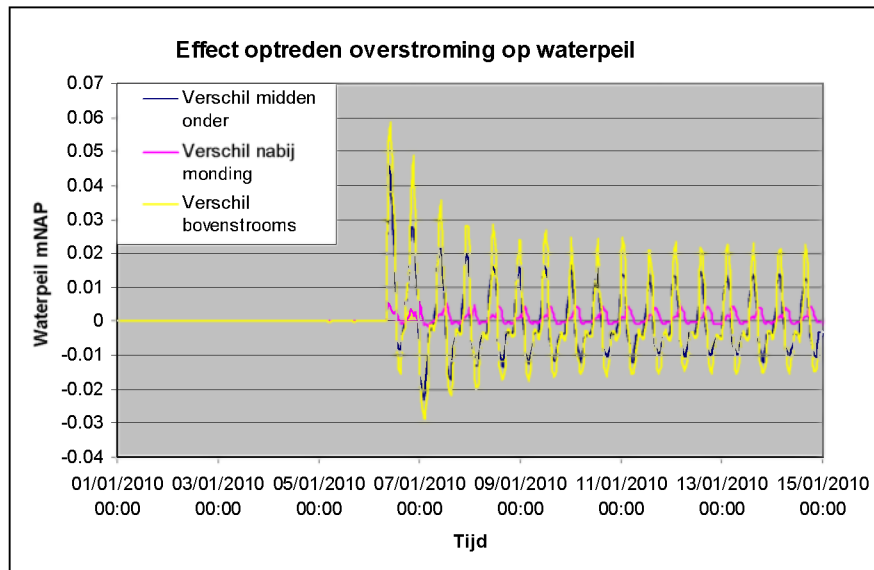
De verschillen tussen de maatgevende hoogwaters in Nederland en Vlaanderen kunnen verklaard worden door de basis van de gegevens. Bij het Vlaamse maatgevend hoogwater kent niet enkel het hoogste hoogwater, maar elke ook periode rond deze piekwaarde eenzelfde statistische kans op voorkomen. Op basis van de in Vlaanderen uitgevoerde statistische analyses zou de combinatie van de Nederlandse laagwaters volgend op het hoogste hoogwater een grotere herhalingsperiode hebben dan T4000 (zie ook paragraaf 2.2.3).

4.3.3 Effect overstrooming op waterstandsverloop Westerschelde

Op het moment dat de dijk wordt overtopt, tijdens maximale waterhoogtes, stroomt water uit de Westerschelde naar de polders van Zuid Beveland. Hierdoor kan de waterstand in de Westerschelde afnemen. Om na te gaan of dit het geval is, is het SOBEK 1D2D model voor de Westerschelde gedraaid met en zonder bresgroei. Dit model verschilt van het gebruikte 2D model van Zuid Beveland. De Westerschelde is hier namelijk volledige 1D geschematiseerd, waardoor ook waterdieptes voor de Westerschelde berekend worden. In onderstaande grafiek is te zien wat het effect van het optreden van een overstrooming op de waterstanden in de Westerschelde is.



Figuur 4.8 Als gevolg van overstroomingen stroomt water van de Westerschelde naar Zuid Beveland. Hier zijn de resultaten voor de waterstand van twee simulaties nabij bres twee weergegeven. Eén simulatie met en één zonder overstrooming.



Figuur 4.9 De effecten van het optreden van een overstroming bij Zuid Beveland op het waterpeil van de Westerschelde is weergegeven door het verschil te berekenen tussen de waterstanden in beide situaties. De bovenstroomse locatie ligt nabij bres 1, het benedenstroomse verschil is weergegeven voor een locatie nabij bres 4.

In Figuur 4.9 is te zien dat de verschillen tussen de waterstanden in de Westerschelde, als gevolg van het optreden van een overstroming naar Zuid Beveland, kunnen oplopen tot 6 centimeter voor een locatie bovenstrooms en minder dan 1 centimeter voor een locatie nabij de monding van de Westerschelde. Nabij de monding zijn de effecten van een overstroming op het waterpeil gering. De aanwezige komberging zorgt voor een demping van de afname van het watervolume als gevolg van een overstroming. Meer oostelijk is het effect van een overstroming op de waterstanden groter. Doordat bovenstrooms de golfbeweging wordt afgetopt. Is de maximale hoogte van de hoogwater golf benedenstrooms lager.

4.4 Vergelijkingen modelresultaten

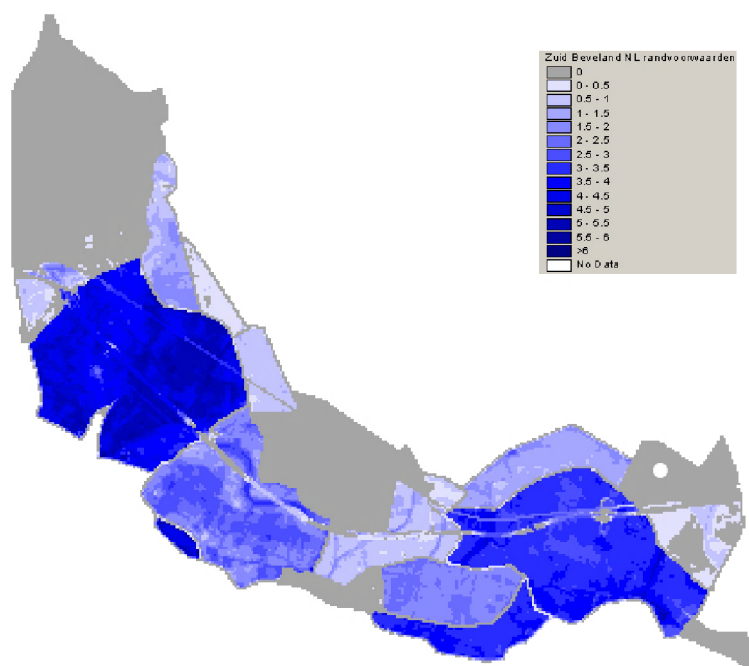
4.4.1 Vergelijking SOBEK Nederlandse en Vlaamse randvoorwaarden

Het 2D SOBEK model van Zuid Beveland is gedraaid met Nederlandse en Vlaamse maatgevende condities. In paragraaf 4.3 zijn de randvoorwaarden met elkaar vergeleken. Het bleek dat in de Nederlandse randvoorwaarden de hogere waterstanden langer aanwezig zijn en dat het maximale hoogwater op alle vier de breslocaties hoger is voor de Nederlandse randvoorwaarden.

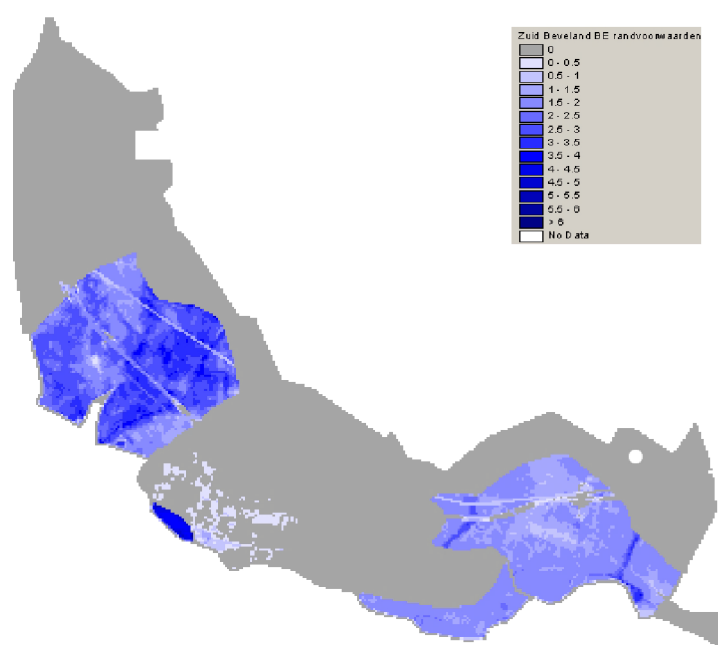
Vergelijking voor maximale diepte en overstroming extensie

De gevolgen van het verschil tussen de Vlaamse en Nederlandse T4000 zijn duidelijk af te lezen uit de resultaten van het 2D SOBEK model. In figuur 4.10 en 4.11 worden de

maximale dieptes per grid cel weergegeven voor alle cellen die tijdens de modelsimulatie onder water hebben gestaan.



Figuur 4.10 Modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het Zuid Beveland SOBEK 2D model, waarbij de Nederlandse randvoorwaarden gebruikt zijn.

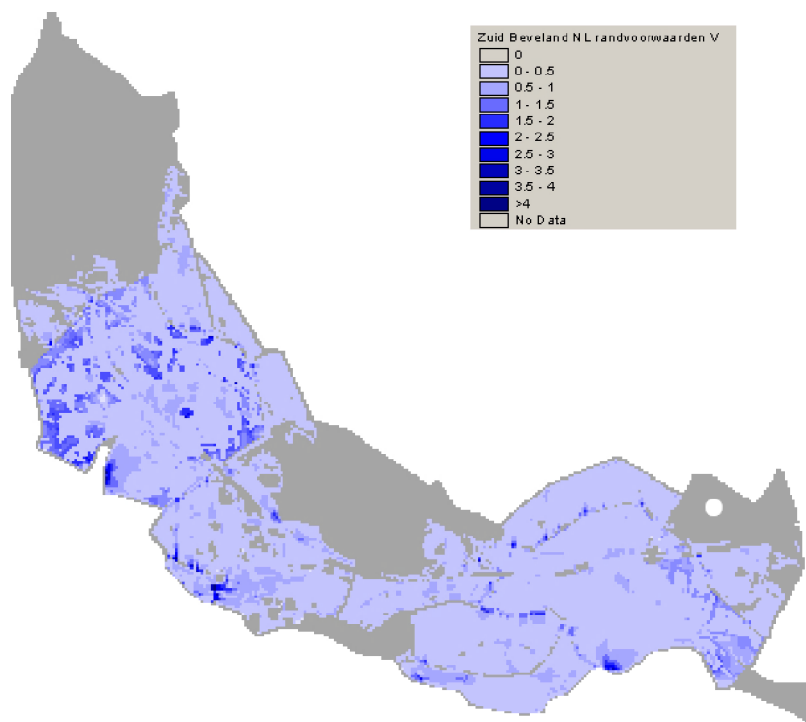


Figuur 4.11 Modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het Zuid Beveland SOBEK 2D model, waarbij Vlaamse randvoorwaarden gebruikt zijn.

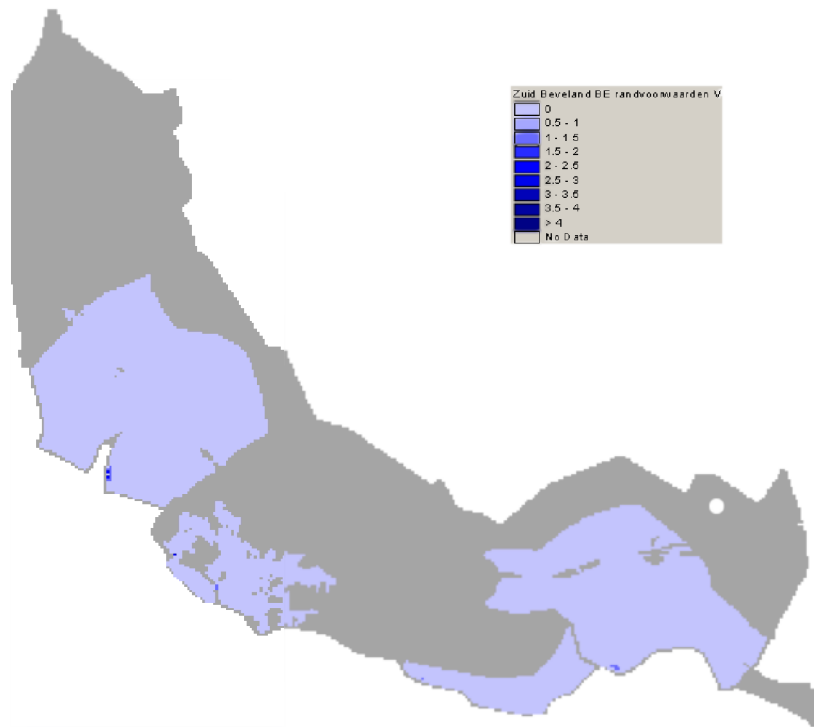
Uit bovenstaande overstromingskaarten blijkt dat het verschil tussen de maatgevende condities van Vlaanderen en Nederland wel degelijk effect heeft op de mate van overstroming. Alhoewel het verschil tussen de hoogste pieken maximaal 20 centimeter bedroeg is de overstromingsdiepte voor de Nederlandse randvoorwaarden tot enkele meters groter. Hierdoor is ook de extensie van de overstroming veel groter, aangezien bij de Nederlandse situatie meer secundaire dijken kunnen overstroomen.

Vergelijking resultaten maximale stroomsnelheid

De modelresultaten van de modelsimulaties met verschillende randvoorwaarden zijn ook vergeleken voor de parameter maximale stroomsnelheid. De stroomsnelheid heeft veel invloed op de veroorzaakte schade tijdens een overstroming en is dus een belangrijke factor bij overstromingsvoorspellingen en hiervan afgeleide schadeberekeningen.



Figuur 4.12 Modelresultaten voor parameter maximale stroomsnelheid berekend met het Zuid Beveland SOBEK 2D model, waarbij Nederlandse randvoorwaarden gebruikt zijn.



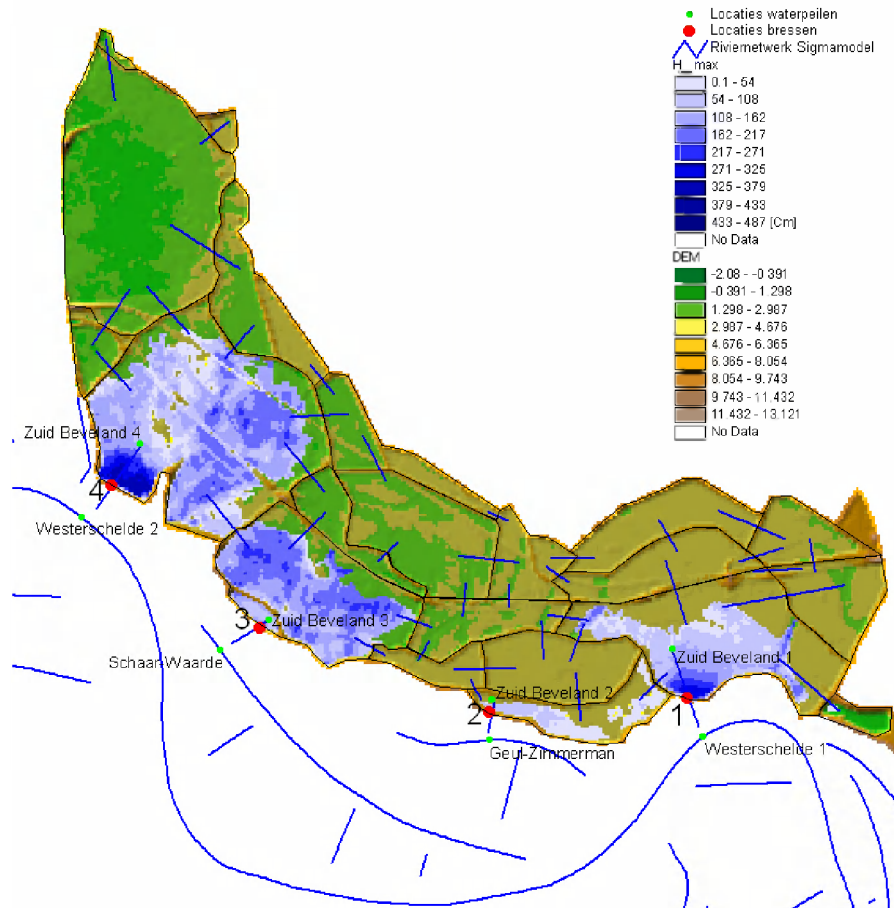
Figuur 4.13 Modelresultaten voor parameter maximale stroomsnelheid berekend met het Zuid Beveland SOBEK 2D model, waarbij Vlaamse randvoorwaarden gebruikt zijn.

Uit bovenstaande figuren blijkt dat de maximale stroomsnelheden voor de Vlaamse T4000 condities lager liggen. De locaties waar met de Vlaamse condities hoge snelheden worden voorspeld hebben ook bij gebruik van Nederlands maatgevend hoogwater de hoogste snelheden.

De hoogste snelheden en grootste dieptes worden gemeten nabij de bressen, waar het water de polder instroomt. Dit geeft een indicatie dat de keuze voor de locatie van de bressen van invloed is op het ruimtelijke overstromingspatroon.

4.4.2 Resultaten MIKE 11 Zuid Beveland

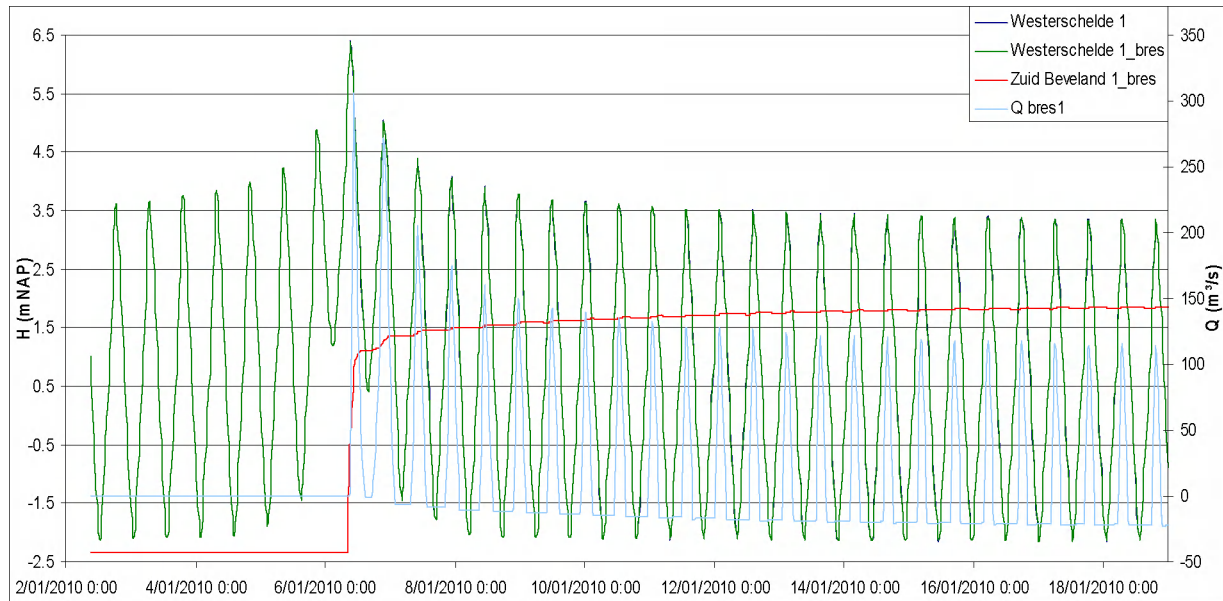
Figuur 4.14 geeft de kaart met de maximale overstromingsdiepte ter hoogte van de polder te Zuid-Beveland, op basis van de simulatie met bresvorming uitgevoerd in Mike11. Als basis voor deze overstromingskaart werd gebruik gemaakt van het DTM aangeleverd door het WL Delft, afkomstig uit SOBEK. De overstromingsdiepte is sterk afhankelijk van de hoogte van het terrein. De maximale overstromingsdiepte bedraagt circa 3,8 m.



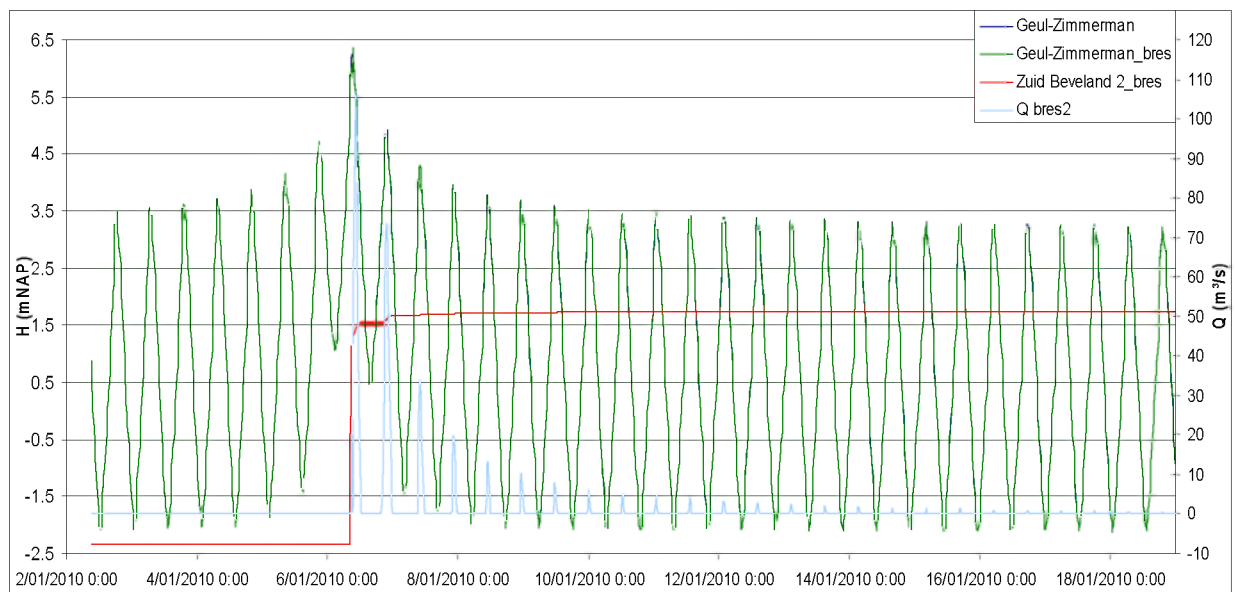
Figuur 4.14 Overstromingskaart (maximale overstromingsdiepte) Zuid-Beveland. Verkregen met MIKE11 met de Vlaamse maatgevende waterstand.

Figuur 4.15 tot en met 4.18 geven de tijdsreeksen van de waterpeilen in enkele locaties nabij de bressen weer. De overstroming begint vanaf het tijdstip van bresvorming, met een sterke stijging van het waterpeil in de locaties achter de bressen (zie rode lijnen). Wanneer het waterpeil in de Westerschelde, Geul-Zimmerman en Schaar-Waarde daalt, is er een kleine terugstroming van het water uit de polder, tot het water gedaald is onder het niveau van de bres. Hierdoor neemt de stijging van het waterpeil in de locaties achter de bressen af. De gebieden blijven echter wel overstroomd gedurende de volledige duur van de simulatie.

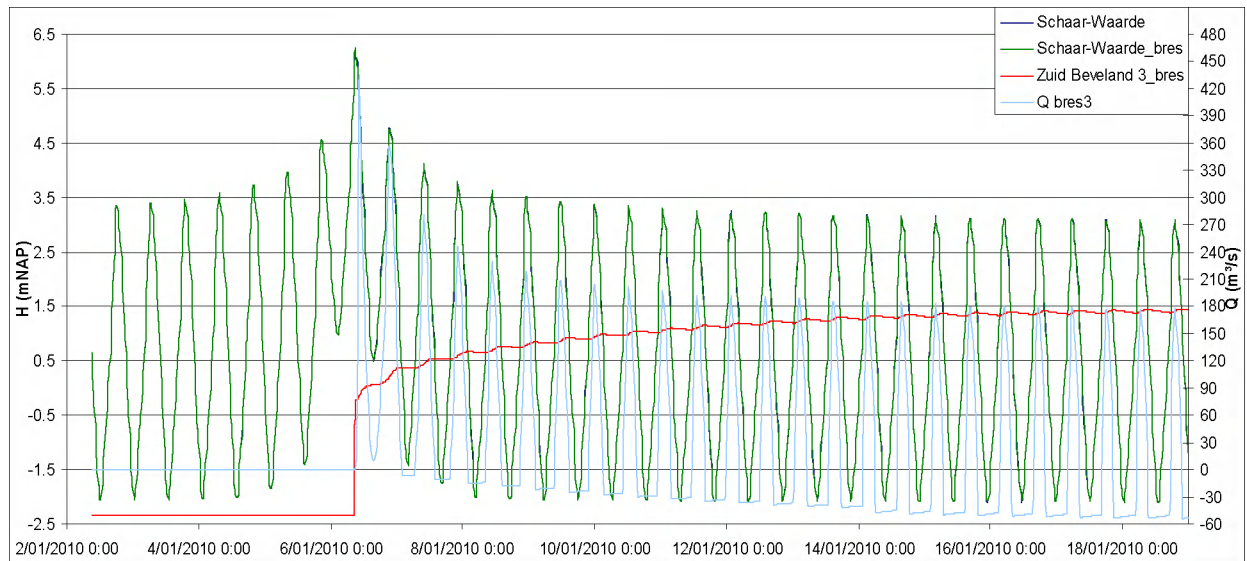
Het maximale debiet door de bressen is verschillend, afhankelijk van de grootte en het niveau van de bres. Bres 2 groeit slechts tot 3,15 m NAP. Het maximum debiet door deze bres bedraagt circa 105 m³/s. Bres 1 daalt tot NAP +1 m en heeft een maximum debiet van circa 300 m³/s. Bressen 3 en 4 dalen beide tot 0 m NAP. Bres 3 is echter smaller dan de andere bressen (61 m t.o. 75 m breedte). Dit leidt tot een groter maximaal debiet door deze bres, namelijk circa 435 m³/s. Het debiet door bres 4 bedraagt circa 370 m³/s.



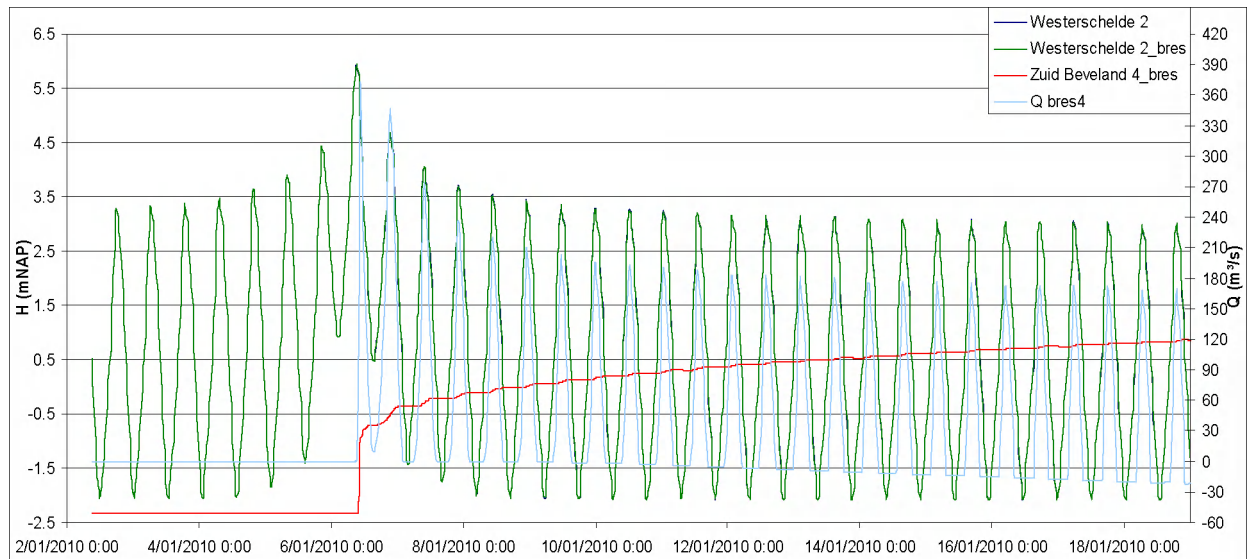
Figuur 4.15 Waterpeilen en debiet ter hoogte van bres 1 (Westerschelde 1 = simulatie zonder bressen; Westerschelde 1_bres = simulatie met bressen)



Figuur 4.16 Waterpeilen en debiet ter hoogte van bres 2 (Geul-Zimmerman = simulatie zonder bressen; Westerschelde 2_bres = simulatie met bressen)

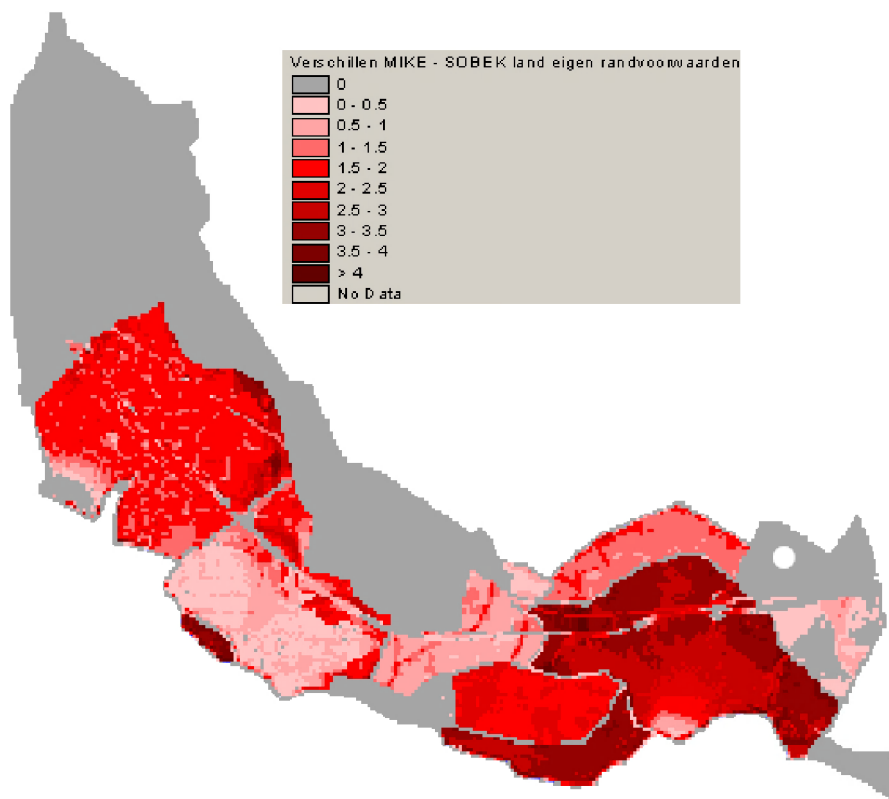


Figuur 4.17 Waterpeilen en debiet ter hoogte van bres 3 (Schaar-Waarde = simulatie zonder bressen; Westerschelde 3_bres = simulatie met bressen)



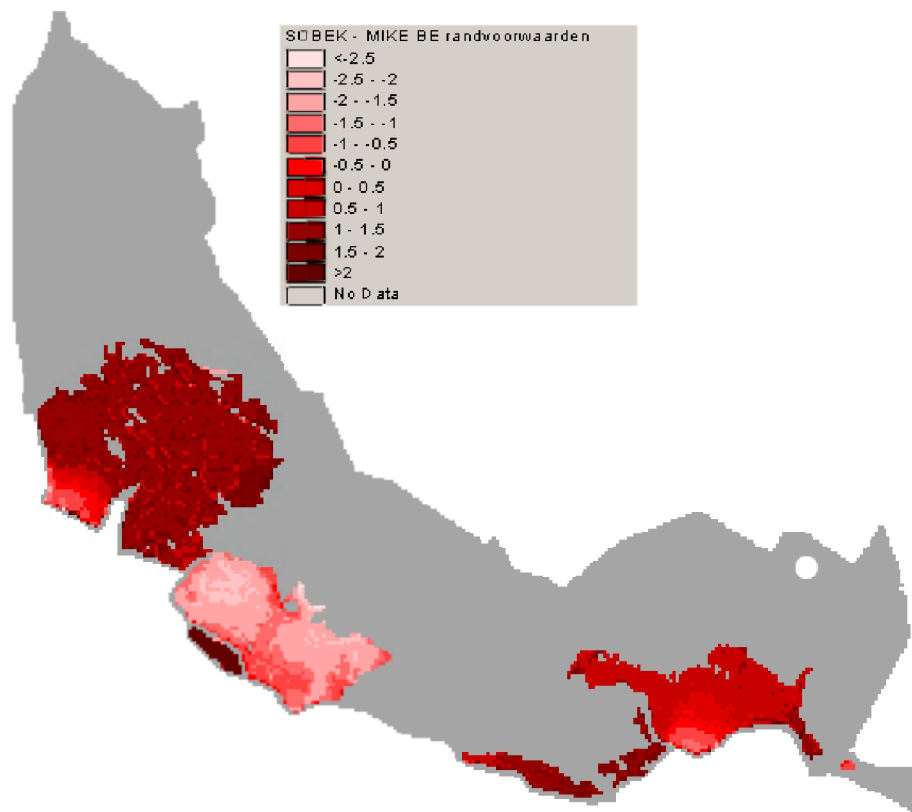
Figuur 4.18 Waterpeilen en debiet ter hoogte van bres 4 (Westerschelde 2 = simulatie zonder bressen; Westerschelde 4_bres = simulatie met bressen)

4.4.3 Vergelijkingen resultaten 2D (SOBEK 2D) en quasi-2D (MIKE 11)



Figuur 4.19 Verschil tussen maximale overstromingsdieptes berekend met SOBEK 2D en MIKE11. Ofwel de waarden van figuur 4.10 minus de waarden van figuur 4.14. Voor MIKE11 is gebruik gemaakt van de Vlaamse randvoorwaarden voor SOBEK zijn de Nederlandse randvoorwaarde gebruikt.

De verschillen in overstromingsextensie berekend met SOBEK en MIKE zijn duidelijk zichtbaar in figuur 4.19. Bij het SOBEK model worden meer binnendijken overtopt, waardoor de overstroming zich verder uitbreidt. De berekende maximale dieptes zijn over het algemeen lager bij de MIKE11 resultaten.



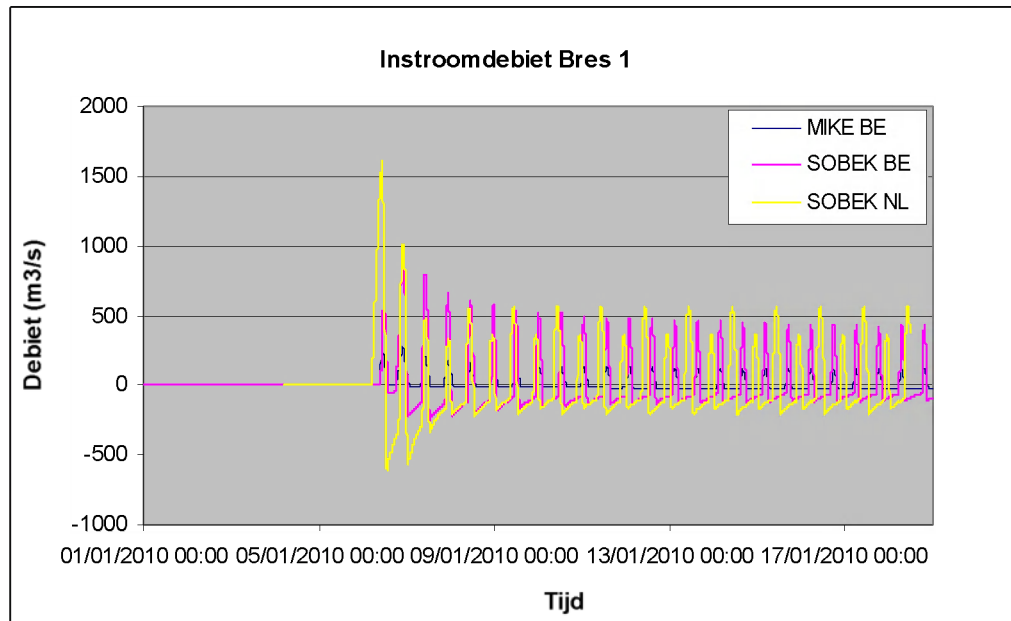
Figuur 4.20 Verschil tussen maximale overstromingsdieptes berekend met SOBEK 2D en MIKE11. Hier zijn voor beide modellen de Vlaamse randvoorwaarden gebruikt.

Met het SIGMA model is het Vlaamse T4000 waterstandverloop bepaald. Dit is vervolgens ter hoogte van de bressen als randvoorwaarde in het SOBEK model geïmplementeerd.

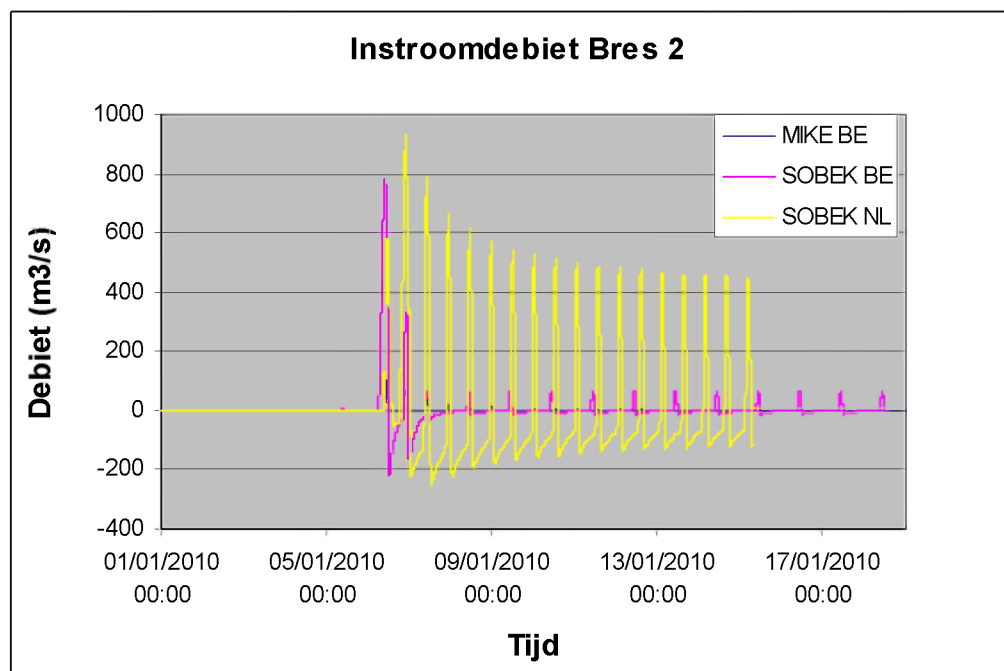
De verschillen in de berekende overstromingsdieptes en extensies zijn kleiner wanneer voor zowel SOBEK als MIKE11 de Vlaamse T4000 condities worden gebruikt. Voor een groot deel van Zuid Beveland overlappen de modelresultaten en bij simulaties met beide modellen overstromen dezelfde polders. De dieptes verschillen echter nog wel. Er is geen model dat constant hogere waarden voorspelt. Nabij de dijken geeft MIKE hogere voorspellingen, terwijl SOBEK landinwaarts hogere maximale dieptes voorspelt. Dit komt mogelijk doordat de pieken in het maximale hoogwater lager liggen en doordat de definities van de link-channels invloed hebben op de doorstroom naar landinwaarts gelegen polders. Alleen de polders die aan de Westerschelde grenzen overstromen in MIKE11.

Dit verschil heeft mogelijk te maken met de wijze waarop vanuit ruwe hydraulische waterstanden een overstromingskaart gegenereerd wordt in MIKE-GIS en SOBEK (zie paragrafen 3.2.1 en 3.3.1).

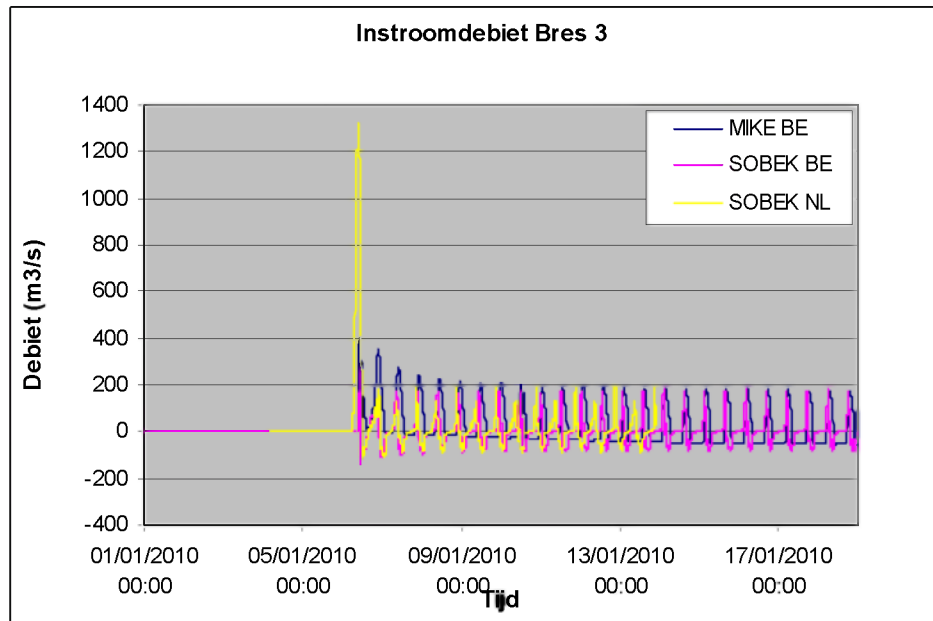
De verschillen in overstromingsdieptes en extensie worden vermoedelijk veroorzaakt door een verschil in het instroomdebiet. Daarom is dit debiet voor de vier breslocaties in kaart gebracht. De locaties van de bressen zijn weergegeven in figuur 4.3, locatie 1 ligt het meest oostelijk, locatie 4 het meest westelijk nabij de monding.



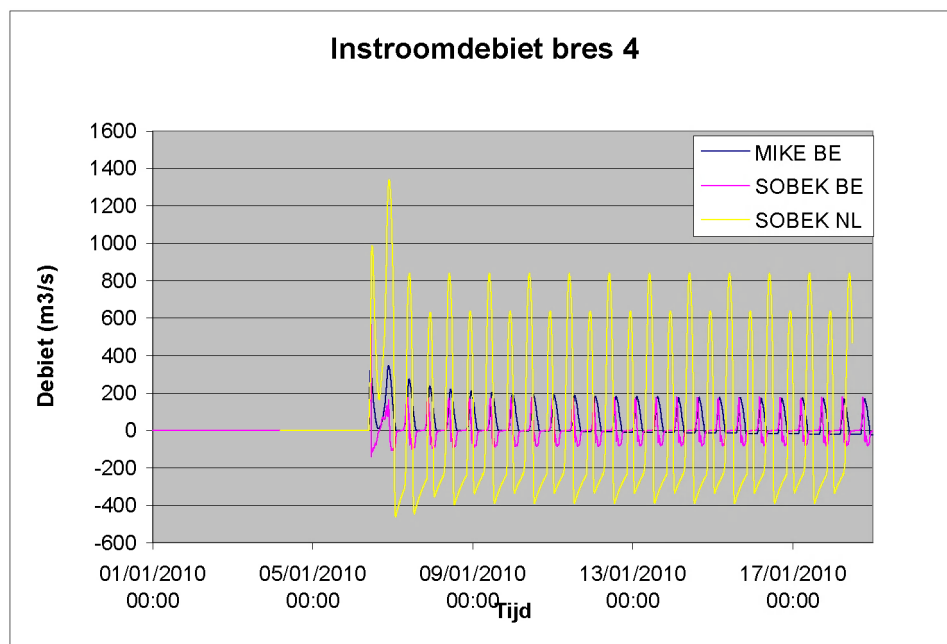
Figuur 4.21 Instroomdebiet voor de bres op locatie 1.



Figuur 4.22 Instroomdebiet voor de bres op locatie 2.



Figuur 4.23 Instroomdebiet voor de bres op locatie 3.



Figuur 4.24 Instroomdebiet voor de bres op locatie 4.

Uit bovenstaande figuren blijkt dat het ingestroomde debiet bij het gebruik van de Nederlandse randvoorwaarden groter is (circa $800 \text{ m}^3/\text{s}$). Dit kan verklaard worden doordat het verschil in de T4000 condities vooral merkbaar is op de hoogste waterstanden, waarbij de bressen het meest overstroomd. Verschillen zijn vooral zichtbaar tijdens de eerste hoogwatergolf.

De verschillen tussen MIKE11 en SOBEK2D gedraaid met Vlaamse randvoorwaarden zijn kleiner. Dit geeft aan dat de methode van afleiden van T4000 condities van grote invloed is op de mate van overstrooming. De uitstroom uit de polders in het MIKE11 model terug naar de Zeeschelde is minimaal. In het SOBEK 2D model volgt het instroomdebiet meer de

getijdenbeweging en is de beïnvloeding door het waterstandsverloop op de Zeeschelde groter.

Het grote verschil tussen de instroomdebielen verklaart ook waarom de overstromingsextensie en de maximale overstromingsdieptes verschillen. Mogelijk kunnen de modellen beter op elkaar worden afgesteld door de ruwheid van de bressen aan te passen.

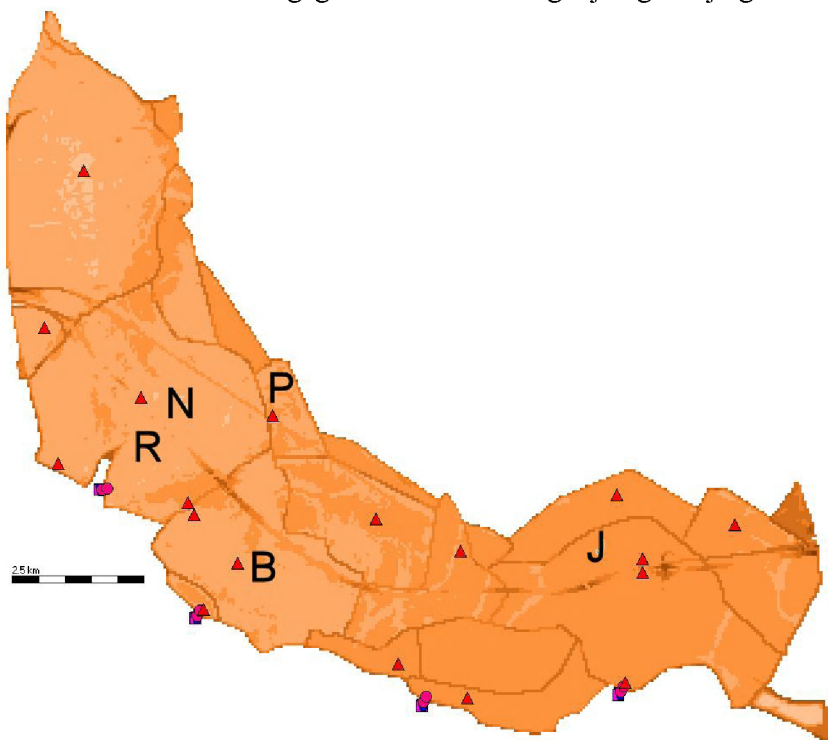
4.4.4 Vergelijking SOBEK Quasi 2D en SOBEK 2D

Inleiding

Hieronder worden de resultaten verkregen met het SOBEK quasi 2D model vergeleken met de resultaten van het SOBEK 2D model voor vier parameters.

Eerst is het verschil in waterpeil voor vier locaties in het gebied weergegeven. Vervolgens is de overstromingsextensie vergeleken. De overstromingsgebieden zijn naast elkaar gezet en de waterbalansen zijn vergeleken. Voor zowel het 2D als het quasi-2D model is gebruik gemaakt van een versie zonder interne bressen.

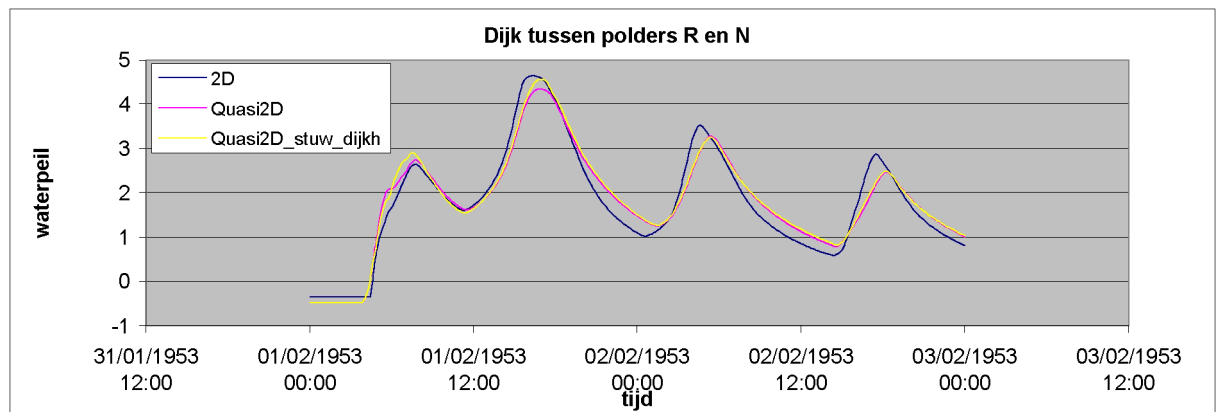
In tegenstelling tot eerdere vergelijkingen worden nu in plaats van resultaten op kaart, locale resultaten van de meetstations vergeleken (rode driehoeken). In onderstaande kaart zijn met hoofdletters de locaties aangegeven waarvoor vergelijkingen zijn gemaakt.



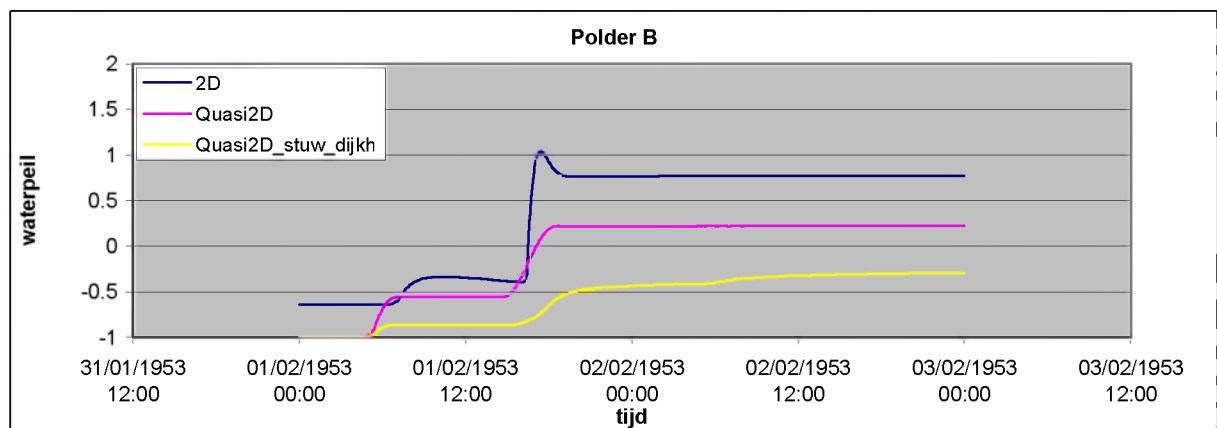
Figuur 4.25 Zuid Beveland is opgedeeld in polders. Voor de met letters aangegeven polders zijn vergelijkingen gemaakt tussen modelresultaten van het SOBEK 2D en het SOBEK Quasi 2D model.

Waterpeilen

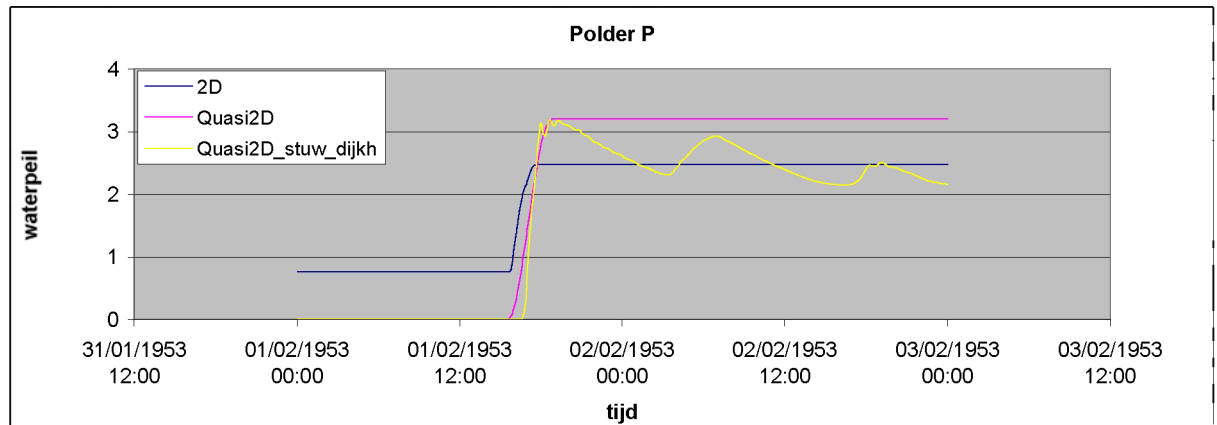
In onderstaande grafieken wordt het waterstandsverloop voor de in de kaart aangegeven locaties vergeleken. Voor de schematisatie van de overstrooming van dijken tussen aangrenzende polders is in het Quasi 2D model gebruik gemaakt van stuwen. Er zijn twee varianten van het Quasi 2D model opgesteld, de stuwen op dijkhoogte (quasi 2D_stuw_dijkh) en de stuwen 0.25 centimeter beneden dijkhoogte (zie paragraaf 4.2.3).



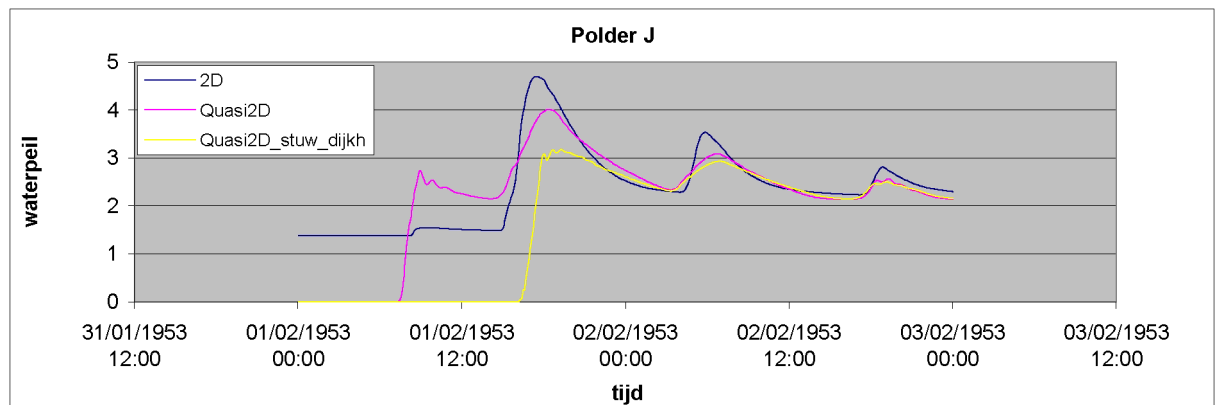
Figuur 4.26 Vergelijking modelresultaten voor de grens tussen polders R en N, voor de parameter waterdiepte verkregen uit modelruns met SOBEK 2D, SOBEK Quasi 2D variant stuwen 0.25 meter beneden dijkhoogte en SOBEK Quasi 2D variant stuwen op dijkhoogte.



Figuur 4.27 Vergelijking modelresultaten voor polder B, voor de parameter waterdiepte verkregen uit modelruns met SOBEK 2D, SOBEK Quasi 2D variant stuwen 0.25 meter beneden dijkhoogte en SOBEK Quasi 2D variant stuwen op dijkhoogte.



Figuur 4.28 Vergelijking modelresultaten voor polder P voor de parameter waterdiepte verkregen uit modelruns met SOBEK 2D, SOBEK Quasi 2D variant stuwen 0.25 meter beneden dijkhoogte en SOBEK Quasi 2D variant stuwen op dijkhoogte.



Figuur 4.29 Vergelijking modelresultaten voor polder J voor de parameter waterdiepte verkregen uit modelruns met SOBEK 2D, SOBEK Quasi 2D variant stuwen 0.25 meter beneden dijkhoogte en SOBEK Quasi 2D variant stuwen op dijkhoogte.

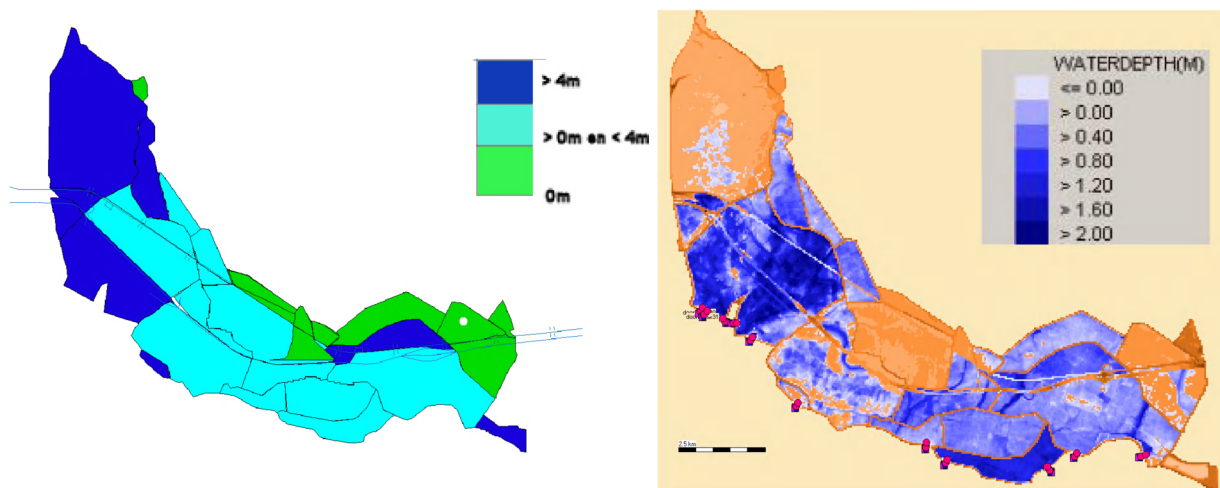
De verschillen tussen 2D en quasi 2D zijn groot. Voor de locatie bij de dijk tussen polder R en N komen 2D en quasi 2D vrijwel overeen voor beide varianten van het quasi 2D model. Dit is echter een locatie nabij de bres. De locatie is niet van de bres gescheiden door een dijk, waardoor de modelresultaten de bij de bressen opgelegde randvoorwaarden volgen. Ook voor locatie J komen de resultaten behoorlijk overeen. Voor de overige locaties is niet alleen het verschil tussen de quasi 2D en de 2D resultaten groot, maar ook verschillen de resultaten van de quasi 2D modellen van elkaar. Bij polder B blijft het waterpeil lager voor het quasi 2D model met stuwen op dijkhoogte dan voor de andere modellen. Voor polder P is juist het omgekeerde het geval, de dijk is hier zeer laag, slechts 1 meter (afgeleid uit AHN). Hierdoor volgt het waterpeil in de polder, met name bij de variant met de lagere dijkhoogtes, het opgelegde getij volledig.

Uit bovenstaande resultaten kan geconcludeerd worden dat het quasi 2D model met stuwen op dijkhoogte de 2D resultaten minder goed benadert dan het model met stuwen die 0.25 of 0.5 meter lager liggen. Terwijl het eerste model de werkelijke situatie wel beter benadert. Dit kan veroorzaakt worden doordat een te groot volume aan watergangen / reservoirs is opgenomen in het quasi 2D model. De polder volumes zijn opgenomen in de open water knopen. De reservoirs zijn met elkaar verbonden door open watergangen, deze watergangen

bevatten tevens een bergingsvolume. Waardoor het totale volume mogelijk groter is dan het werkelijke volume en de gemodelleerde waterstanden lager liggen dan de werkelijke peilen.

Voor verdere vergelijkingen van quasi 2D resultaten met 2D resultaten wordt gebruik gemaakt van het quasi 2D model met stuwhoogtes 0.25 of 0.5 meter lager dan de dijkhoogtes.

Overstromingsextensie en diepte



Figuur 4.30 De linker figuur geeft de resultaten weer die verkregen zijn met het quasi 2D model. Voor alle open waterknopen zijn de dieptes uitgelezen voor de laatste tijdstap. De rechter figuur geeft de resultaten weer van het 2D model.

Uit figuur 4.30 blijkt dat de met het quasi 2D model voorspelde dieptes tot 4x zo groot zijn als de met het 2D model voorspelde dieptes. Dit kan komen door de vereenvoudigde schematisatie van de polders. De polders worden weergegeven als een open water bak en de diepte wordt voor de volledige bak gemeten ten op zichten van het diepste punt, terwijl deze diepte in het 2D model alleen voor de laagst gelegen cellen wordt gemeten. De ruimtelijke weergave van resultaten, zoals hierboven, geeft dus een vertekend beeld.

Verder zijn in het quasi 2D model meer polders ondergelopen. Ook is de ruimtelijke verdeling van diep en minder diep ondergelopen gebieden niet gelijk voor de beide modellen.

Wanneer een vergelijking wordt gemaakt tussen de resultaten van het SOBEK Quasi 2D model en het MIKE11 Quasi 2D model (zie figuur 5.5). Blijkt dat de voorspelde overstromingsdiepten SOBEK hoger liggen en dat in SOBEK secundaire dijken overstroomd waardoor de overstromingsextensie groter is.

Waterbalansen

In onderstaande tabel is de waterbalans weergegeven voor zowel het 2D als het quasi 2D model zonder interne bressen. In de onderste rij is het verschil tussen de verschillende componenten van beide modellen uitgerekend. Voor de verschillende variante van het quasi 2D model is de waterbalans voor een rekenperiode van vier dagen vrijwel gelijk. Daarom is

alleen de waterbalans weergegeven van de situatie waarin de gehele bres in een uur gevormd wordt. De verschillen tussen het 2D model en het quasi 2D model zijn groot. Zo is de hoeveelheid water die na 2 dagen in het gebied aanwezig is bij berekeningen met het quasi 2D model 2.9 keer zo groot als de met het 2D model berekende berging.

Een opmerkelijk verschil aangezien de externe randvoorwaarden en de dimensies van zowel de instroomwatergangen als de gevormde bressen voor het quasi 2D model exact zijn overgenomen uit het 2D model. Mogelijk stromen de reservoirs in het quasi 2D model sneller vol dan de polders in het 2D model. Dit komt doordat de reservoirs trechtervormig zijn, terwijl de met het 2D model gemodelleerde polders een onregelmatige bodem hebben. Wanneer de reservoirs sneller volstromen is, is ook een groter instroomdebiet mogelijk.

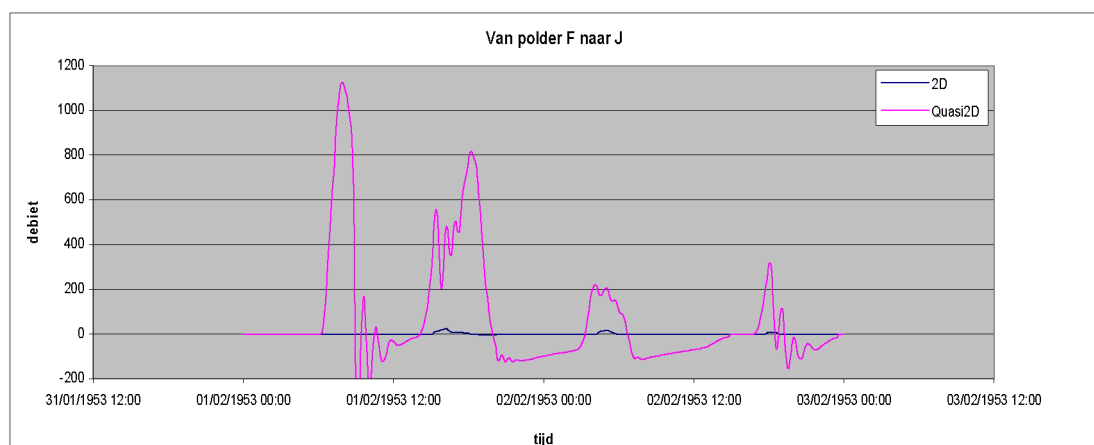
Tabel 4.4 Waterbalansen quasi 2D en 2D model en het berekende verschil

	Volume in	Volume uit	Berging
Quasi 2D	347204717	229004741	118199976
2D	207815282	166994357	40820868
Vershil	109226257	39528838	69698791

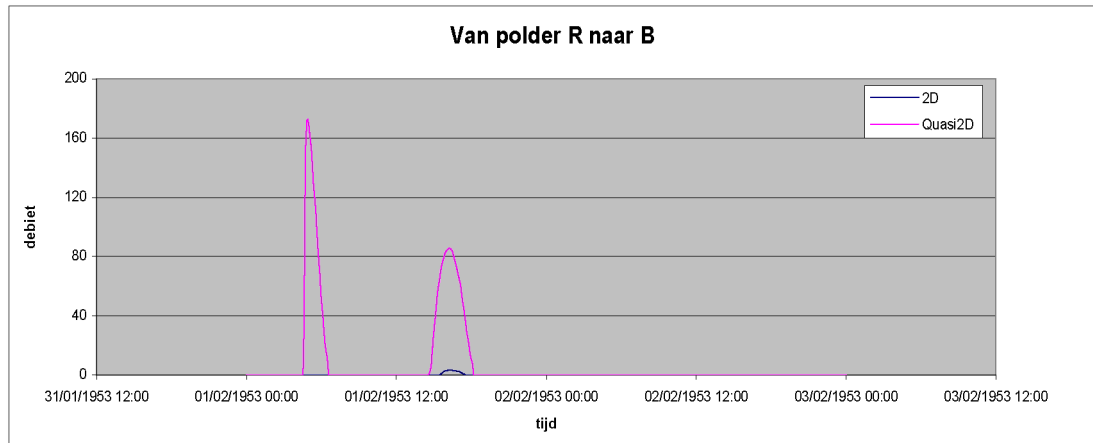
Debieten

Het SOBEK 2D model dat binnen WL Delft vaker is gebruikt voor andere overstromingstudies bevat niet alleen bressen in de primaire dijken, maar ook enkele bressen in de secundaire dijken. Hierdoor kan ook overstroming van landinwaarts gelegen polders optreden. In het 2D model worden onder andere bij bressen debieten berekend. Om een vergelijking te kunnen maken tussen de debieten in de watergangen van het quasi 2D model (die de polders met elkaar verbinden) en debieten in het 2D model is het quasi 2D model vergeleken met het 2D model met interne bressen.

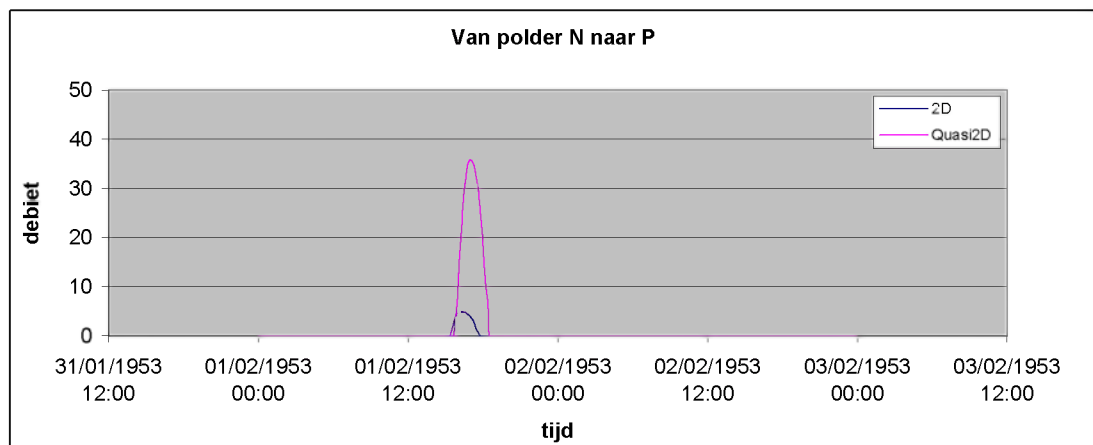
In de andere modelvergelijkingen worden de interne bressen in het 2D model niet gebruikt, aangezien de schematisaties in MIKE11 en SOBEK2D vergelijkbaar moeten zijn en deze in MIKE11 minder eenvoudig mee te nemen zijn.



Figuur 4.31 Vergelijking debieten verkregen met het quasi 2D model en het 2D model voor de verbinding tussen polder F en J.



Figuur 4.32 Vergelijking debieten verkregen met het quasi 2D model en het 2D model voor de watertak die polder R en B verbindt.



Figuur 4.33 Vergelijking debieten verkregen met het quasi 2D model en het 2D model voor een locatie op de grens tussen de polders N en P

Uit de grafieken kan geconcludeerd worden dat de resultaten van het quasi 2D model globaal de golfbeweging van de resultaten van het 2D model volgen. Het waargenomen debiet is voor het quasi 2D model echter veel groter. Dit was te verwachten gezien de verschillen tussen de waterbalansen. Een mogelijke verklaring voor het verschil in grootte van de debieten en waterbalansen kan allereerst zijn dat de stuwen (interne bressen) in het quasi 2D model lager liggen dan de hoogtes van het AHN die voor de 2D schematisatie worden gebruikt, hierdoor kan het water sneller doorstromen naar aangrenzende polders.. Daarnaast zal de doorstroom ofwel instroom ook versneld worden door de trechtervormige schematisatie van de polders.

Conclusie vergelijking 2D versus Quasi 2D modellering

Uit vergelijkingen van modelresultaten van SOBEK 2D met resultaten van een quasi 2D model geschematiseerd in SOBEK 1D Flow kan worden geconcludeerd dat een quasi 2D de modelresultaten van 2D maar matig benadert.

Hoewel de al dan niet overstroomde gebieden redelijk overeenkomen, zijn de overstromingsdieptes en of gemeten waterdieptes verschillend, vooral in gebieden verder benedenstrooms van de bressen.

De totale in het gebied aanwezige hoeveelheid water is aan het einde van de simulatie periode in het quasi 2D model 2.4 keer zo groot als de door het 2D model berekende hoeveelheid. Dit geeft aan dat berekeningen met de huidige schematisatie van het quasi 2D model de resultaten van het 2D model matig benaderen. Eenzelfde conclusie kan worden getrokken voor de berekende debieten. Deze zijn groter voor het quasi 2D model dan voor het 2D model.

Verder is voorkennis vanuit een 2D model vrijwel noodzakelijk voor een goede schematisering van de bresvorming en dijkhoogtes, ofwel stuwdimensies, in het quasi 2D model.

Een voordeel van het gebruik van een quasi 2D model is de korte rekentijd. Waar SOBEK 2D Flow circa 20 minuten rekent over een simulatieperiode van 2 dagen voert 1D Flow deze berekeningen met het quasi 2D model in nog geen minuut uit.

5 Overstromingssimulaties Hedwige Prosper

5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de opzet voor de modelschematisaties voor de Prosper en Hedwige polder beschreven. Daarnaast worden de afgeleide randvoorwaarden vergeleken en wordt een vergelijking uitgevoerd tussen de modelvoorspellingen van MIKE11 en SOBEK2D.

5.2 Opzet schematisatie Prosper en Hedwige polder

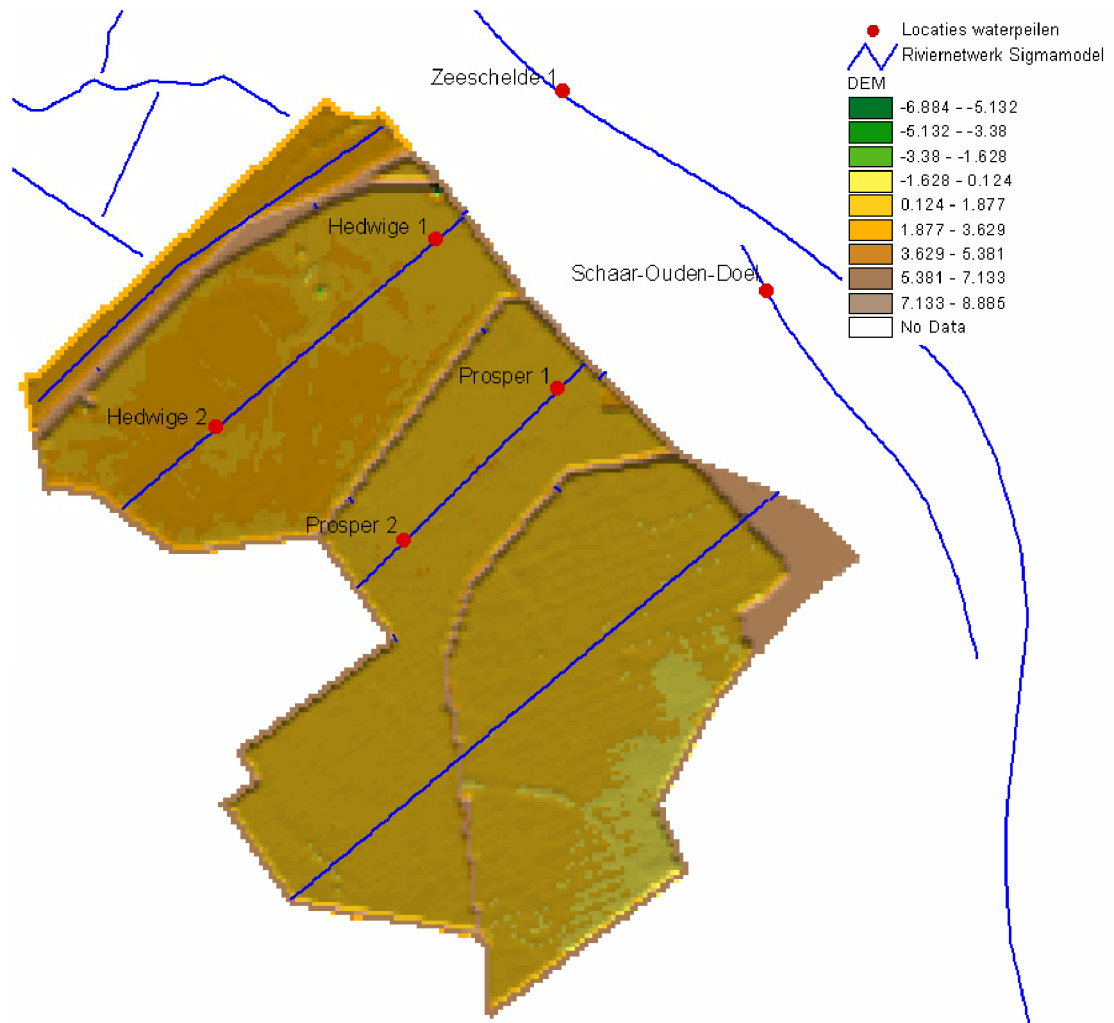
5.2.1 Opzet Quasi 2D schematisatie in MIKE11

Ook voor het MIKE model van de Prosper en Hedwige polder werd gebruik gemaakt van de versie het Sigmamodel waarin de huidige situatie wat betreft overlooptdijken en overstromingsgebieden wordt weergegeven. Voor het opstellen van dit model werd gebruik gemaakt van het bestaande digitaal terrein model van het gebied van het Sigmplan.

De Hedwige en Prosperpolder zijn geschematiseerd door middel van twee riviertakken die met de tak van de Zeeschelde verbonden zijn door middel van link channel. In het bestaande model werden ter hoogte van de Hedwige- en Prosperpolder de link channels verlaagd om een doorbraak van dijken te simuleren. De eigenschappen van deze link channels worden weergegeven in Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Model dimensies en parameter waarden link channels Prosper en Hedwige polder in MIKE11

Polder	Naam Link channel	Bovenstroomse bodemhoogte (mNAP)	Breedte Link channel	Ruwheid Link channel (Mannings' n)
Hedwige	ZSCH2_11003C-2500 (Zeeschelde)	5,67	950	0,1
Prosper	SCHOUDENOEL_11004-300 (Schaar-Ouden-Doel)	5,67	1150	0,1



Figuur 5.1 Quasi 2D modelschematisatie MIKE11 voor de Hedwige en Prosperpolder

De huidige dijkhoogte is verlaagd naar een hoogte van 5,67 mNAP (dit komt overeen met 8 mTAW).¹¹ Bij de huidige dijkhoogte zou onder T4000 condities geen overstroming plaatsvinden.

Op beide link channels bevindt zich een koker voor de uitwatering van de polders naar de Zeeschelde. Via deze kokers kan water enkel de polder uitstromen.

Er werd één simulatie uitgevoerd met als randvoorwaarden de debieten, wind en waterstanden voor de Vlaamse T4000 composietrandvoorwaarde.

Voor de berekening van de overstromingskaart voor de Hedwige- en Prosperpolder werd gebruik gemaakt van het DTM aangeleverd door WL Delft, afgeleid uit het SOBEK-model.

11. De hoogte van 5.67 m NAP of 8 m TAW is in deze studie gekozen omdat het ongeveer 1 meter onder het waterpeil bij T4000 ligt.

5.2.2 Opzet in 2D SOBEK

2D gedeelte van de schematisatie

Voor het 2D gedeelte van het SOBEK model voor de Prosper en Hedwige polder is gebruik gemaakt van twee DTM's. Het ene bevat het Vlaamse deel van de Hedwige en Prosper polder, de tweede bevat het aangrenzende Nederlandse deel van de Hedwige en Prosper polder, dit gedeelte wordt aan de Noordzijde begrensd door de Westerschelde.

Om een bruikbaar hoogtegrid voor het 2D SOBEK model te verkrijgen zijn de volgende aanpassingen gemaakt aan de DTM's:

- De hoogtes zijn omgerekend naar m NAP in plaats van meters Tweede Algemene Waterpassing (TAW);
- De in het hoogtebestand aanwezige waterkeringen liggen alle boven het maatgevend hoogwater, waardoor in principe geen overstromingen plaatsvinden. Er is voor gekozen de keringen te verlagen tot 5,67 mNAP, omgerekend 8m TAW. Bij deze hoogte worden de dijken net overstroomd onder T4000 condities;
- De DTM's zijn gecombineerd tot een hoogte raster van 25 x 25 meter;
- De dijken zijn opgenomen in een shape bestand wat geconverteerd is naar een grid bestand;
- Het gebiedsdekkende grid is gecombineerd met het grid dat de dijken bevat, hiermee is het benodigde SOBEK 2D grid verkregen met ononderbroken dijken.

Ruwheid

Voor de ruwheid is aangenomen dat een constante White-Colebrook waarde van 0,4 (= Manning 0,2) een goede benadering van de werkelijke situatie. Deze waarde is gekozen, aangezien het een benadering is van de ruwheid voor grasland en landbouwgewassen, een bodembedekking die het meest voorkomt voor het aanwezige landgebruik.

1D gedeelte van de schematisatie

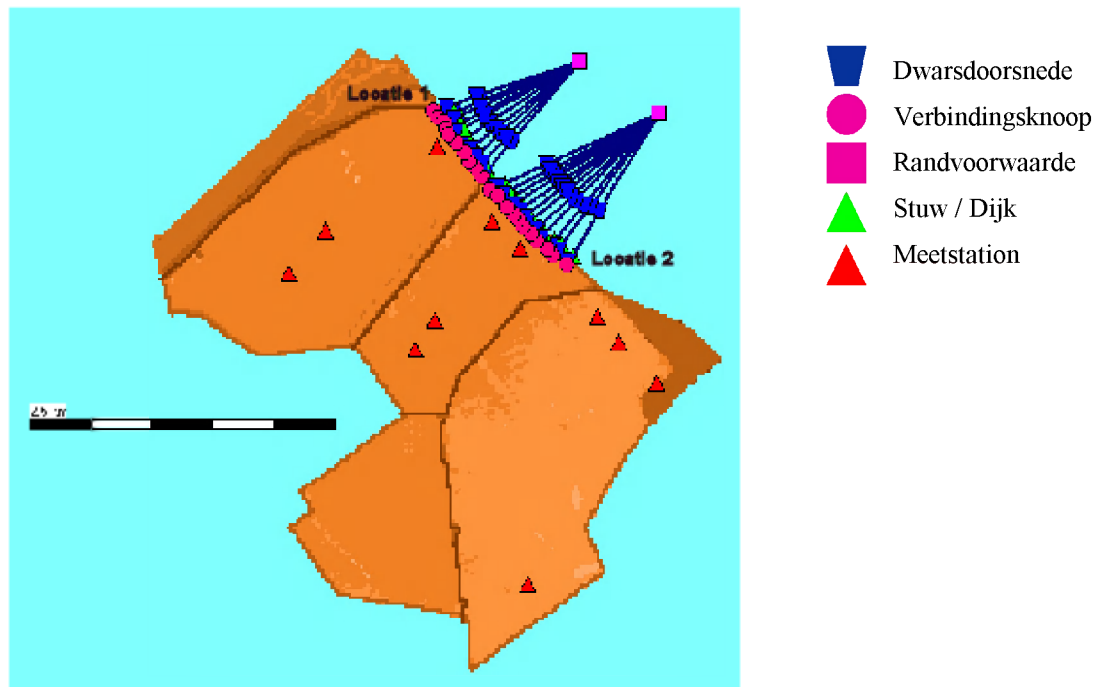
Het 1D gedeelte van de SOBEK schematisatie bestaat uit twee randvoorwaarden knopen (SOBEK boundary nodes) waarin hoogwater golfbeweging, horende bij T4000 condities, wordt opgelegd aan het model. Aan deze randvoorwaarden zijn meerder 1D channels gekoppeld. Deze 1D channels bevatten ieder een stuw met een kruinhoogte van 5.67 meter, de dijkhoogte. De stuwen hebben een breedte van 100 en 50 meter en hun aantal is zo gekozen dat de som van de stuwbreedtes gelijk is aan de totale dijkbreedte.

De 1D channels eindigen op connection nodes in het 2D grid. Op het moment dat de waterstand in de Schelde boven de 5,67 m NAP komt, stroomt water over de stuw de polder in en wordt de overstroming gesimuleerd.

Overtopping van de dijk vindt vrijwel niet plaats. De dijkhoogte wordt slechts voor een periode van 2 uur overschreden gedurende de volledige simulatie lengte van 21 dagen.

Tabel 5.2 Schematisatie dimensies en parameter waarden Prosper en Hedwige polder in SOBEK2D

Polder	Dijkhoogte (mNAP)	Dijklengte (m)	Stuwbreedtes (m)	ruwheid (Manning)
Hedwige	5,67	950	9 x 100 , 1 x 50	0,4
Prosper	5,67	1150	11 x 100, 1 x 50	0,4

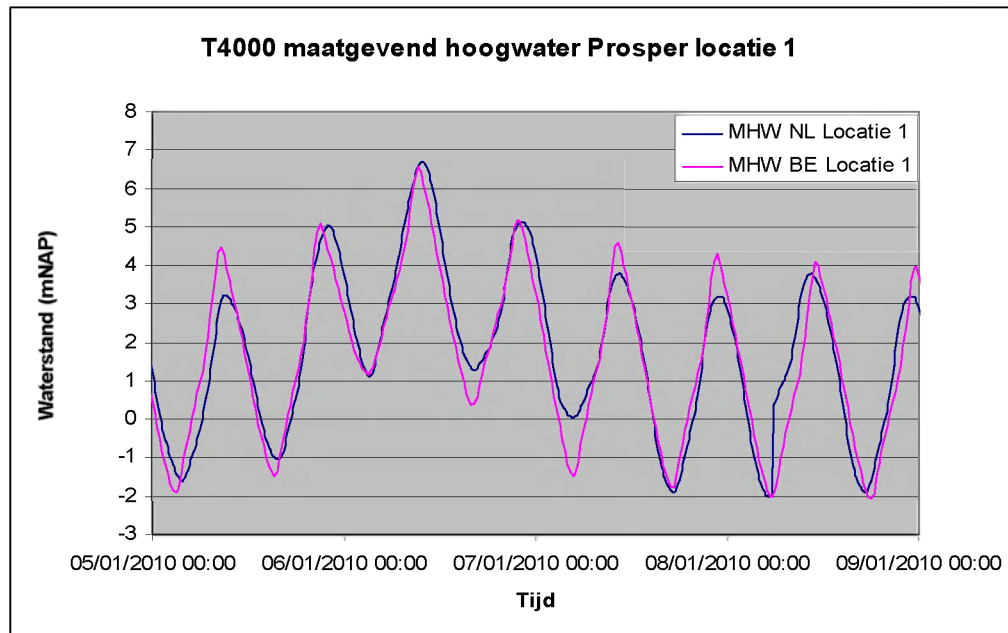


Figuur 5.2 SOBEK schematisatie Prosper en Hedwige polder. Aan de noordoost zijde van de polder bevinden zich de twee randvoorwaarden knopen. In het Prosper model is geen gebruik gemaakt van bressen, maar er is gewerkt met een constante dijkhoogte van 5,67 m NAP. Deze wordt hier gesimuleerd door middel van stuwen met een kruinhoogte van 5,67 mNAP. Op het moment dat deze hoogte in de watergangen overschreden wordt, vindt overstrooming plaats. Verspreid door het gebied liggen history stations, deze maken extra uitvoer opties mogelijk. Het grid, een DTM, vormt de basis van het 2D model.

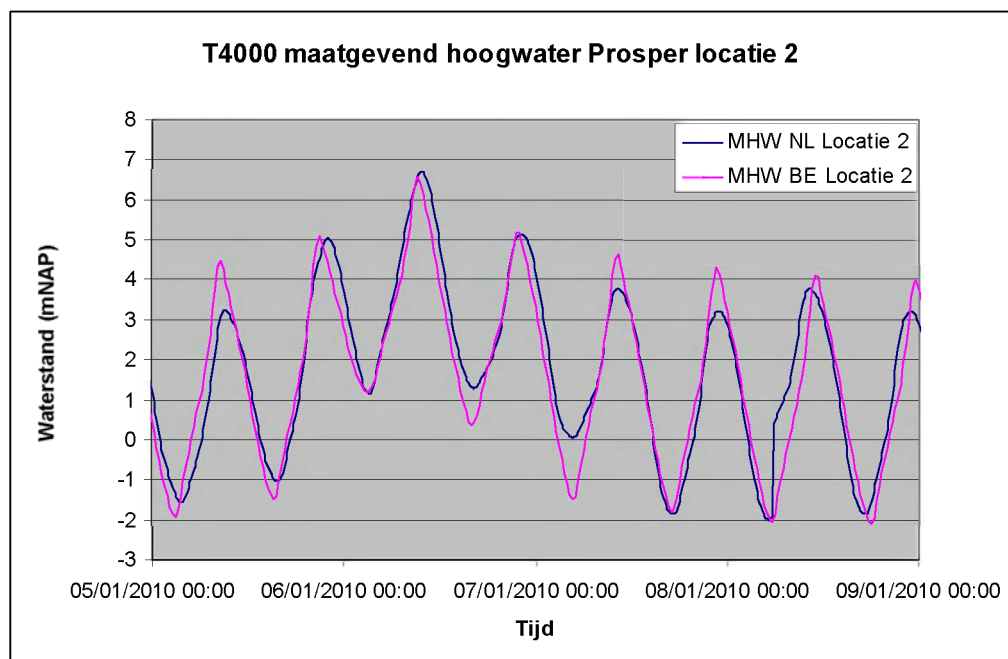
5.3 Hydrodynamische randvoorwaarden - Vergelijking T4000 Vlaanderen en Nederland

5.3.1 Maatgevend hoogwater – T4000

De volgende grafieken geven de Vlaamse en Nederlandse maatgevend hoogwater condities voor de Prosper polder. De locaties zijn weergegeven in figuur 5.2.



Figuur 5.3 Maatgevend hoogwater voor locatie 1 nabij Prosper polder, vergelijking Vlaamse en Nederlandse T4000 condities.



Figuur 5.4 Maatgevend hoogwater voor locatie 2 nabij Hedwige polder, vergelijking Vlaamse en Nederlands T4000 condities

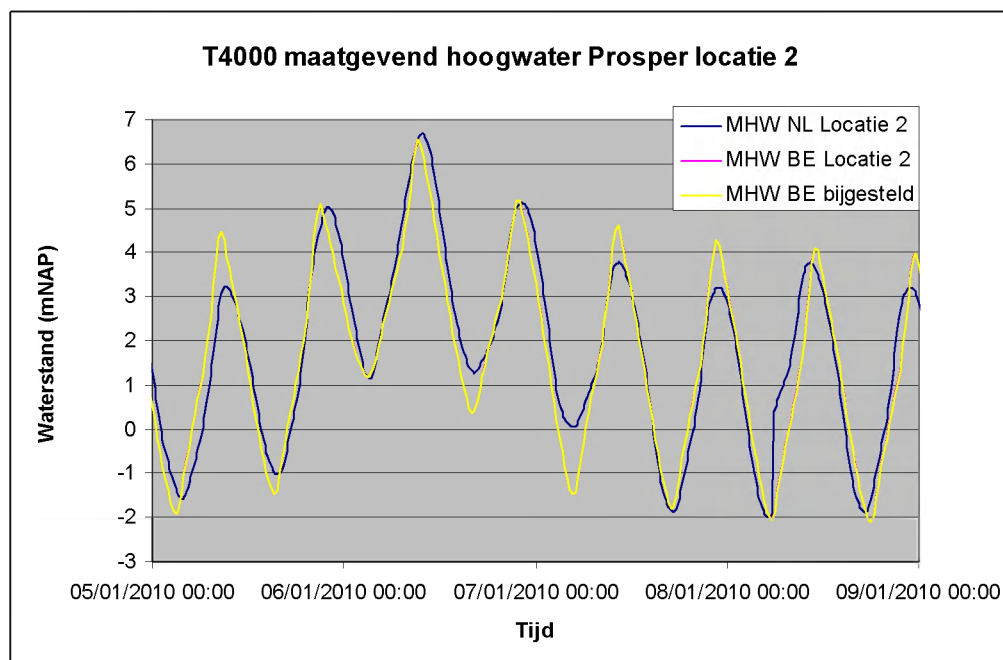
Het verschil tussen de maatgevende condities is gering, met name voor de hoge waterstanden. Tijdens het maximale hoogwater loopt het verschil op tot bijna 15 centimeter. De variatie in waterstandsverloop voor de twee locaties is ook kleiner dan de variatie die zichtbaar was voor de breslocaties langs de Westerschelde. Dit kan deels worden verklaard door de kleinere afstanden tussen de locaties en door het optreden van komberging. De pieken in de Vlaamse maatgevende condities zijn spitsers van vorm, tevens lijkt er een kleine verschuiving te zitten tussen de twee getij randen.

In Nederland is er slechts één maatgevende randvoorwaarde afgeleid voor de Prosper polder, deze kan echter gezien de geringe variatie tussen de Vlaamse maatgevende condities voor de drie locaties worden ingezet.

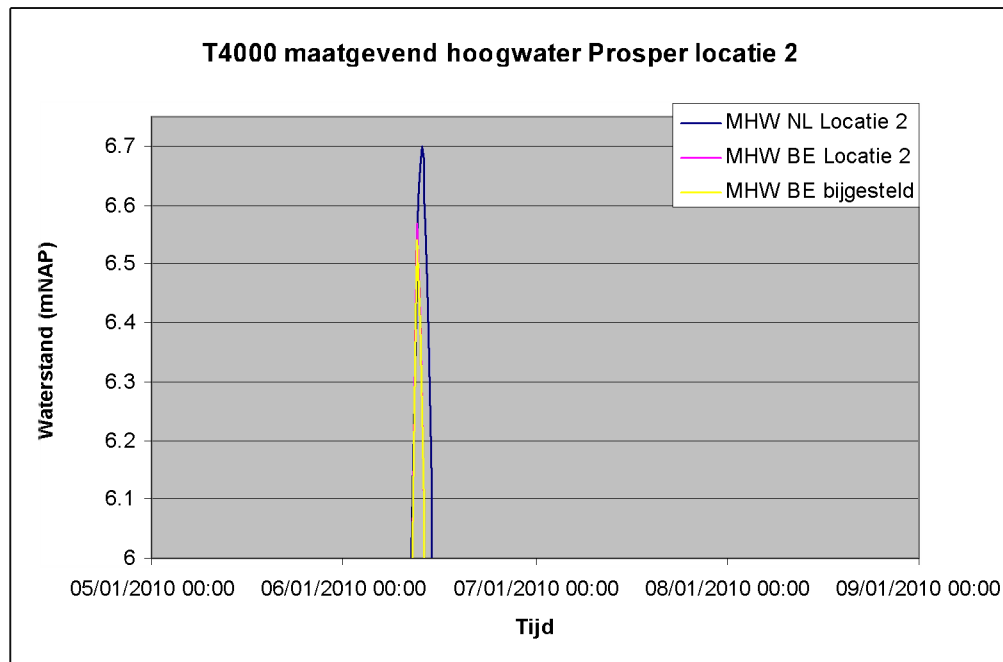
Zoals reeds vermeld in paragraaf 4.3.2. kunnen de verschillen tussen het maatgevende hoogwater in Nederland en Vlaanderen verklaard worden op de basis van de gegevens. Bij het Vlaamse maatgevend hoogwater kent niet enkel het hoogste hoogwater, maar elke ook periode rond deze piekwaarde eenzelfde statistische kans op voorkomen. Op basis van de in Vlaanderen uitgevoerde statistische analyses zou de combinatie van het Nederlandse laagwater volgend op het hoogste hoogwater een grotere herhalingsperiode hebben dan T4000 (zie ook paragraaf 2.2.3).

5.3.2 Effect overstrooming op waterstandsverloop Zeeschelde

Op het moment dat de dijk overstroomt, tijdens maximale waterhoogtes, stroomt water uit de Zeeschelde de Prosper polder in. Hierdoor kunnen de waterstanden in de Zeeschelde afnemen. Simulatie van het Sigma model met en zonder dijkverlaging maakt het mogelijk om het effect van de overstroomingen als gevolg van dijkverlaging op de waterstanden in de Zeeschelde ter hoogte van de Prosper polder in te schatten. In onderstaande grafieken is te zien dat de verschillen minimaal zijn. Voor locatie 2 zijn de verschillen het grootst, maar het maximale verschil is slechts 2,9 centimeter. De modelberekeningen zullen worden uitgevoerd met beide maatgevende condities om te onderzoeken hoe gevoelig de modellen zijn voor een kleine wijziging in de waterstanden.



Figuur 5.5 De Nederlandse maatgevend hoogwater golf (blauw), de Vlaamse maatgevend hoogwater golf (roze) en het bijgestelde Vlaamse maatgevend hoogwater (geel) weergegeven. In het bijgestelde hoogwater is het effect van de overstrooming op de waterstanden in de Zeeschelde zichtbaar.



Figuur 5.6 In de grafiek is ingezoomd op het grootste verschil tussen de oorspronkelijke maatgevende hoogwater condities en de bijgestelde maatgevende condities. Het grootste verschil treedt op tijdens het maximale hoogwater.

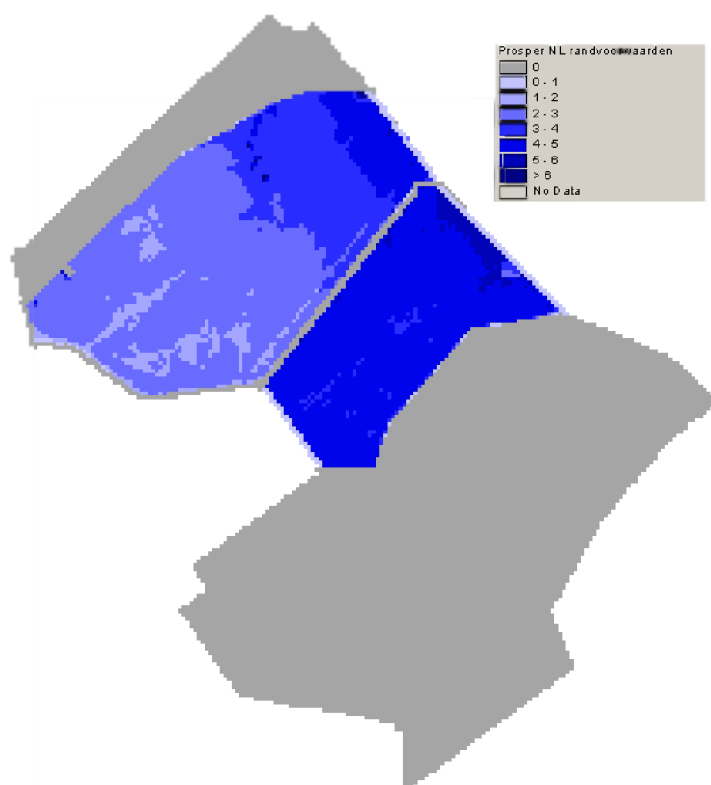
5.4 Modelvergelijkingen Prosper en Hedwige polder

5.4.1 Vergelijking SOBEK Nederlandse en Vlaamse randvoorwaarden

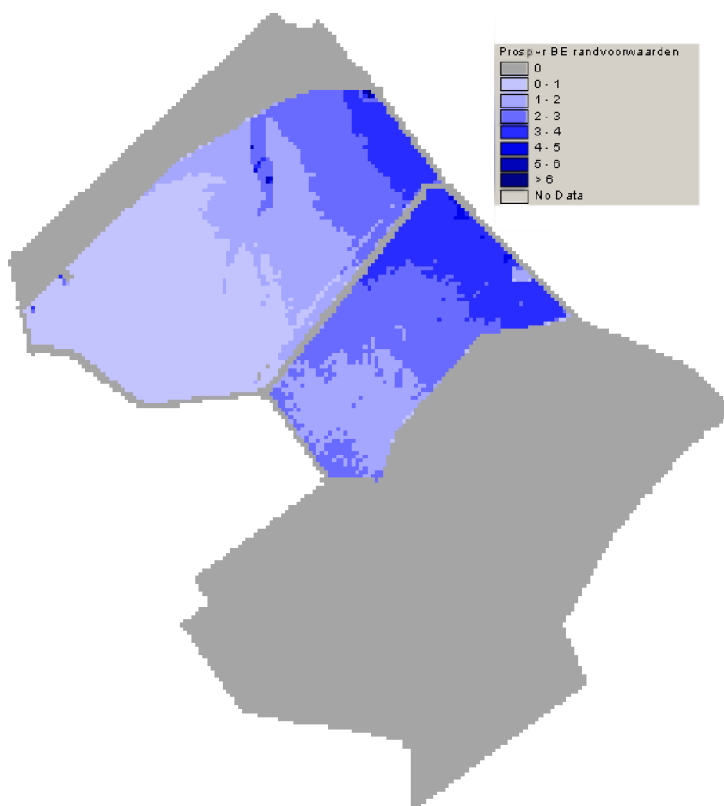
Ook het 2D SOBEK model voor de Prosperpolder is gedraaid met Nederlandse en Vlaamse maatgevende condities. In paragraaf 5.3.1 is geconcludeerd dat de verschillen tussen de Nederlandse en Vlaamse maatgevende condities minimaal zijn.

Vergelijking resultaten maximale diepte en overstromingsextensie

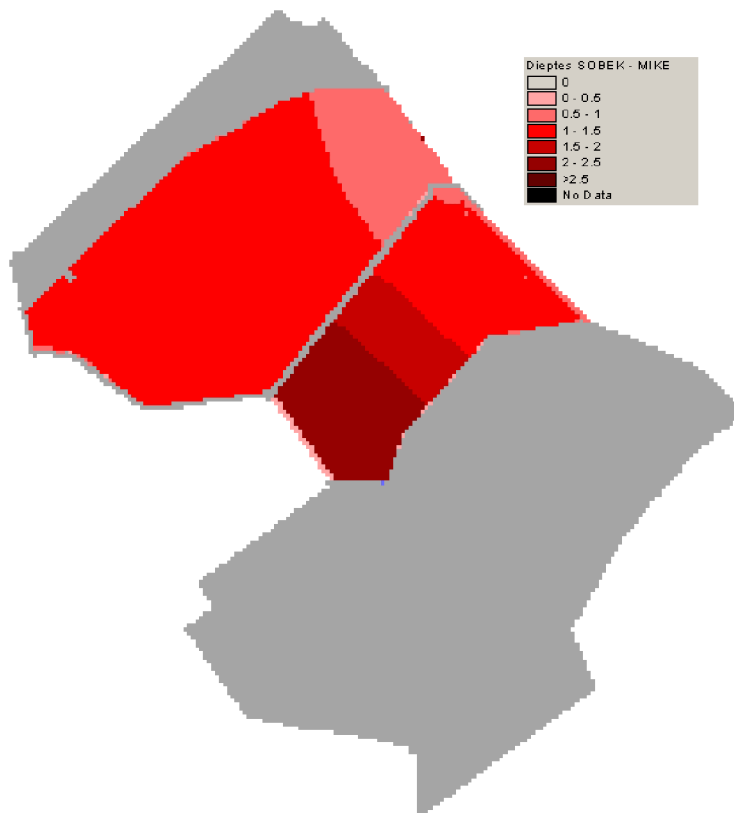
In onderstaande kaarten van de Prosper en Hedwige polder worden de maximale dieptes per gridcel weergegeven voor alle cellen die tijdens de modelsimulatie onder water hebben gestaan.



Figuur 5.7 Modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosperpolder, waarbij Nederlandse randvoorwaarden gebruikt zijn.



Figuur 5.8 Modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosper polder, waarbij Vlaamse randvoorwaarden gebruikt zijn.

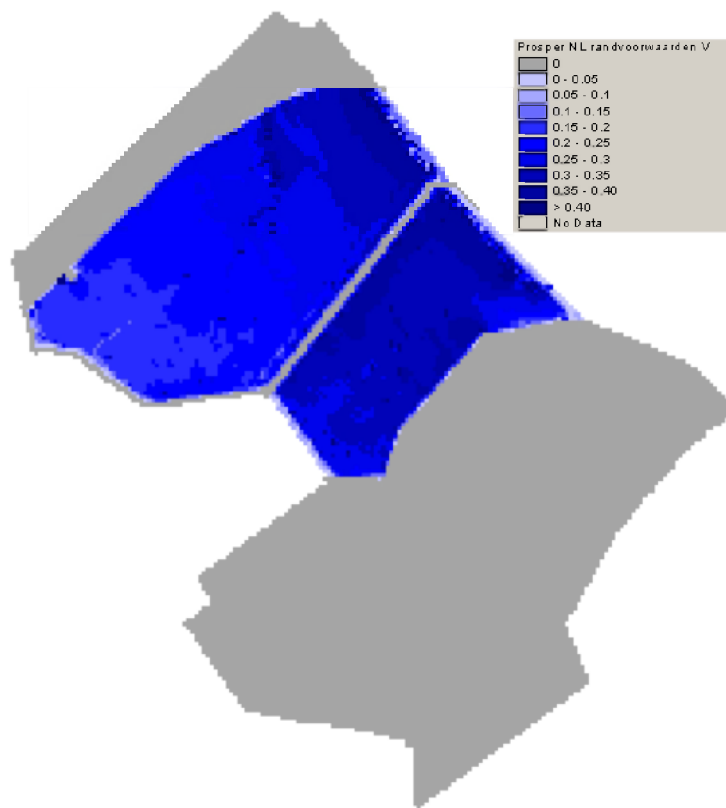


Figuur 5.9 Verschil in maximale overstromingsdiepte verkregen met SOBEK 2D bij het gebruik van Nederlandse of Vlaamse randvoorwaarden. De resultaten van de modelberekening met Vlaamse randvoorwaarden zijn afgetrokken van de resultaten van de berekening met Nederlandse randvoorwaarden.

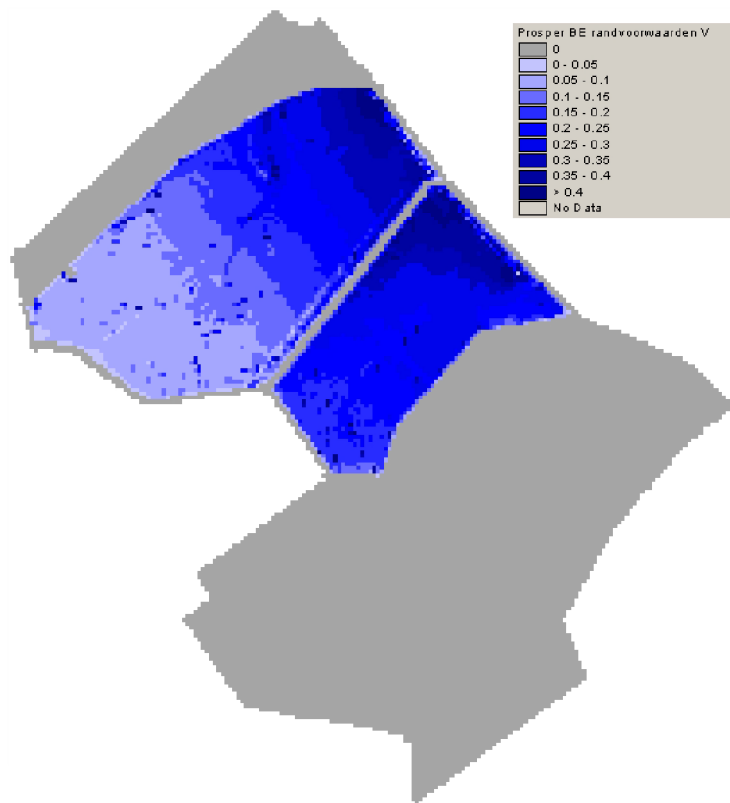
De gebruikte maatgevende waterstanden, Vlaamse en Nederlandse, vertonen een klein verschil. Toch is er een duidelijk verschil zichtbaar tussen overstromingsdieptes. In bovenstaande figuur is te zien dat de verschillen oplopen tot ca. 2 meter. Vooral verder landinwaarts zijn de verschillen groot. In de MIKE11 resultaten zijn de waterstanden nabij de dijk enkele meters, maar verder landinwaarts liggen deze beneden 1 meter. Dit kan mogelijk verklaard worden aan de hand van de gebruikte ruwheden van de link-channels, waardoor het water mogelijk minder ver de polders instroomt. Verder kan uit figuur 5.7 en 5.8 worden afgeleid dat de maximale waterstanden in de SOBEK simulatie veel hoger liggen. Dit doet vermoeden dat het totale volume aanwezig in de polders bij SOBEK ook vele malen groter is. Waardoor de gehele polder tot grote diepte overstroomt en dat niet, zoals bij het MIKE11, de hoge waterstanden alleen worden bereikt op het moment van overstroming nabij de dijk.

Vergelijking resultaten maximale stroomsnelheid

In de volgende figuren worden de maximale stroomsnelheden berekend met de Vlaamse en Nederlandse randvoorwaarden weergegeven.



Figuur 5.10 Modelresultaten voor parameter maximale stroomsnelheid berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosper polder, waarbij Nederlandse randvoorwaarden gebruikt zijn.



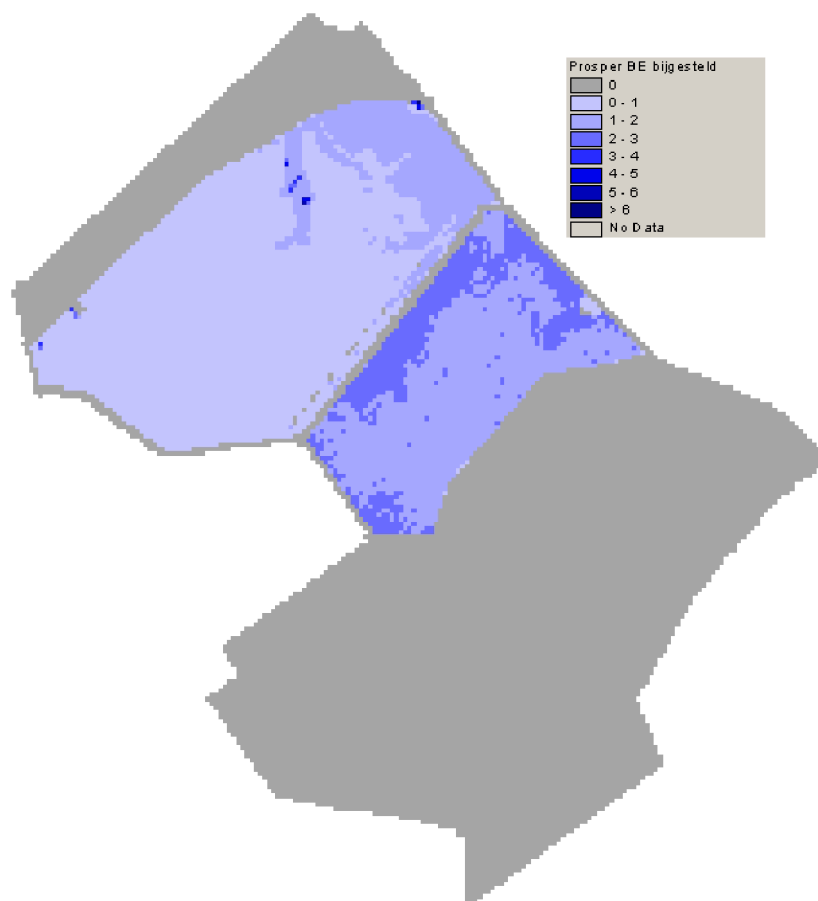
Figuur 5.11 Modelresultaten voor parameter maximale stroomsnelheid berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosper polder, waarbij Vlaamse randvoorwaarden gebruikt zijn.

De maximale stroomsnelheden berekend met de Vlaamse en Nederlandse randvoorwaarden verschillen enigszins. Verschillen tot enkele tiende meters per seconde zijn vooral landinwaarts zichtbaar. Nabij de dijken worden bij beide modelsimulaties de hoogste stroomsnelheden gemeten en de verschillen zijn het kleinst. Zoals eerder ook uit de kaart met maximale berekende dieptes bleek, stroomt minder verder de polders in bij MIKE11. Uit figuur 5.10 en figuur 5.11 blijkt ook dat de stroomsnelheden afnemen.

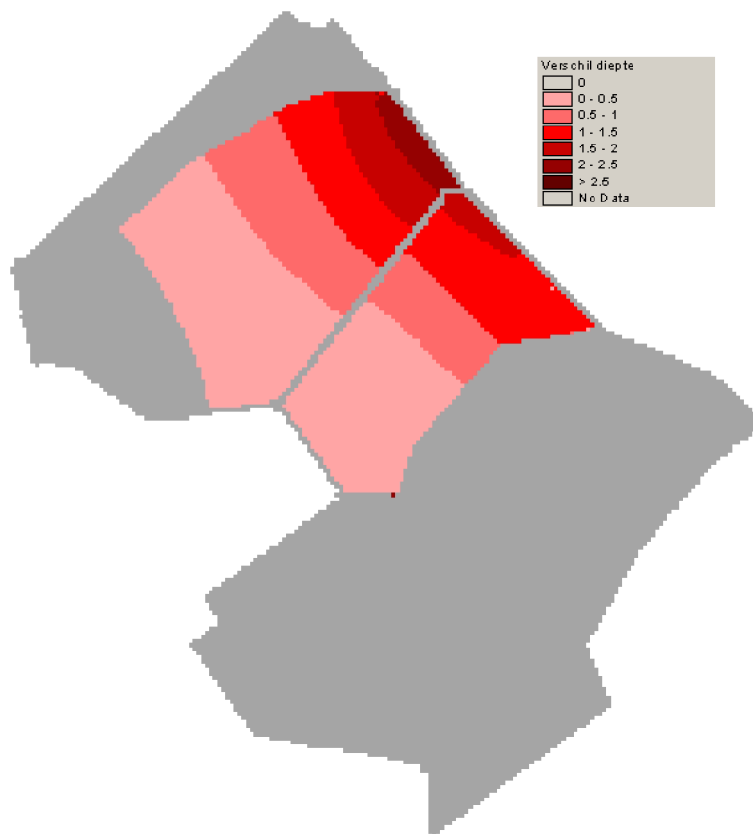
Stroomsnelheid is een van de factoren aan de hand waarvan overstromingsschade wordt berekend. Het gebruik van Vlaamse dan wel Nederlandse T4000 condities zal dus effect hebben op te berekende schade.

Resultaten Prosper polder bijgesteld Vlaamse randvoorwaarden

Als gevolg van de overstromingen naar de Prosperpolder wordt de waterstand in de Zeeschelde verlaagd. Dit heeft een gering effect op het maatgevend hoogwater, maximaal 3 centimeter, zie ook figuur 4.11 en 4.12. Door de verlaging van het maatgevend hoogwater verandert ook de mate van overstroming van het gebied. Zoals te zien is in onderstaande figuur.



Figuur 5.12 Modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosper polder, waarbij de gecorrigeerde randvoorwaarden gebruikt zijn.

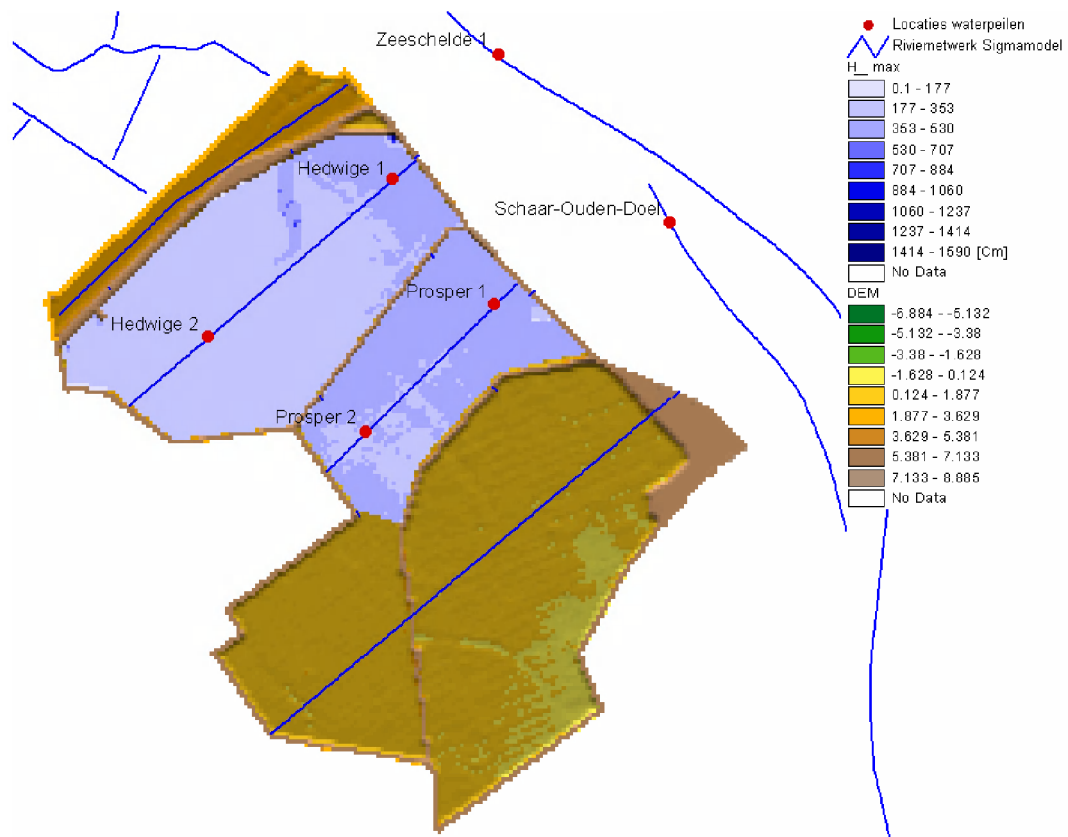


Figuur 5.13 Verschillen tussen modelresultaten voor parameter maximale diepte berekend met het SOBEK 2D model voor de Prosper polder, waarbij de bijgestelde Vlaamse randvoorwaarden van de oorspronkelijke Vlaamse randvoorwaarden afgetrokken zijn.

De met de bijgestelde randvoorwaarden berekende overstromingsdieptes zijn lager (tot 2.5 meter) dan de overstromingsdieptes berekend met de oorspronkelijke randvoorwaarden. De verschillen zijn nabij de dijk, waar ook de grootste dieptes worden bereikt, het grootst.

Hieruit blijkt dat er sterke interactie is tussen een minimale verlaging van het Zeeschelde peil en de mate van overstroming van de polders. In Vlaanderen worden studies uitgevoerd naar het inzetten van polders als gecontroleerde overstromingsgebieden, om op deze wijze het Zeeschelde peil te verlagen tijdens hoogwater. Met het onderlopen van een polder kan een minimale peilverlaging van de Zeeschelde worden bereikt (3 cm). Een dergelijke verlaging heeft echter in deze situatie veel effect, omdat juist de hoogwatergolf wordt afgetopt.

5.4.2 Resultaten MIKE11



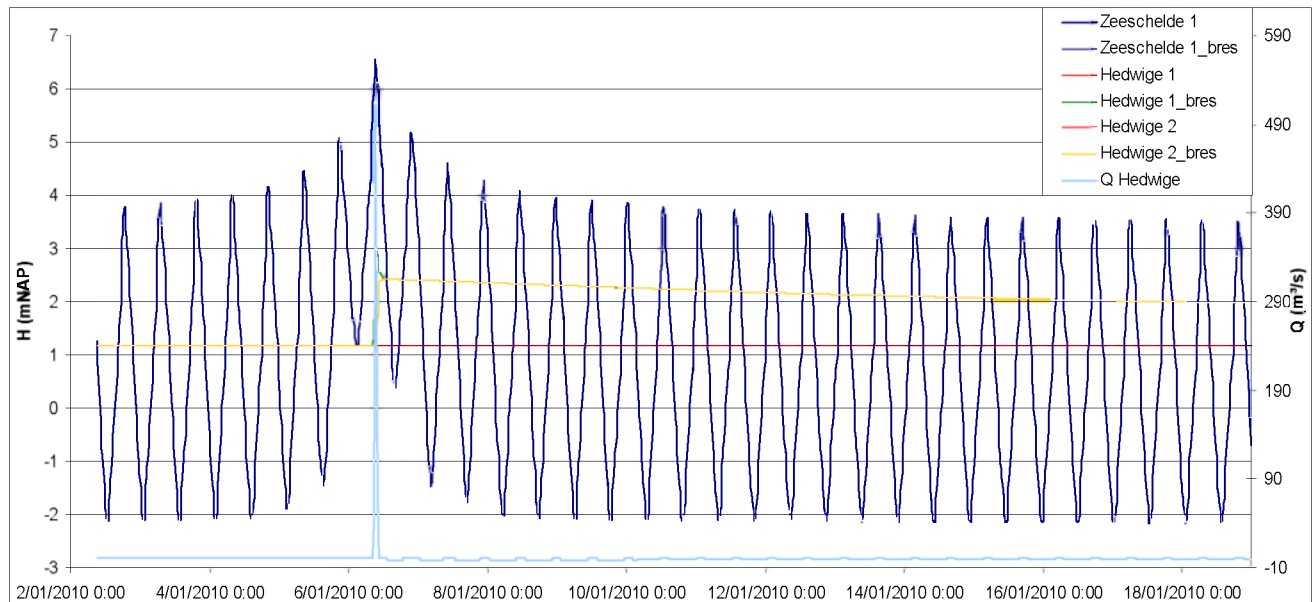
Figuur 5.14 Overstromingskaart van maximale overstromingsdieptes voor Hedwige en Prosperpolder berekend met MIKE11.

In Figuur 5.14 wordt de overstromingskaart met de maximale waterstanden weergegeven van de Hedwige Prosperpolder berekend op basis van de simulatie uitgevoerd in MIKE11. Als basis voor deze overstromingskaart werd gebruik gemaakt van het DTM aangeleverd door het WL Delft. Hetzelfde DTM is ook gebruikt in SOBEK2D. De overstromingsdiepte bedraagt gemiddeld 2 meter. Dit kan tevens afgeleid worden uit 5.16 en 5.17 waarin de tijdsreeksen van de waterpeilen in enkele punten in de polder en op de Zeeschelde weergegeven worden. De grotere overstromingsdiepte in het noordelijk deel van de Hedwige-polder is te wijten aan een lagere ligging van het terrein op die locatie.

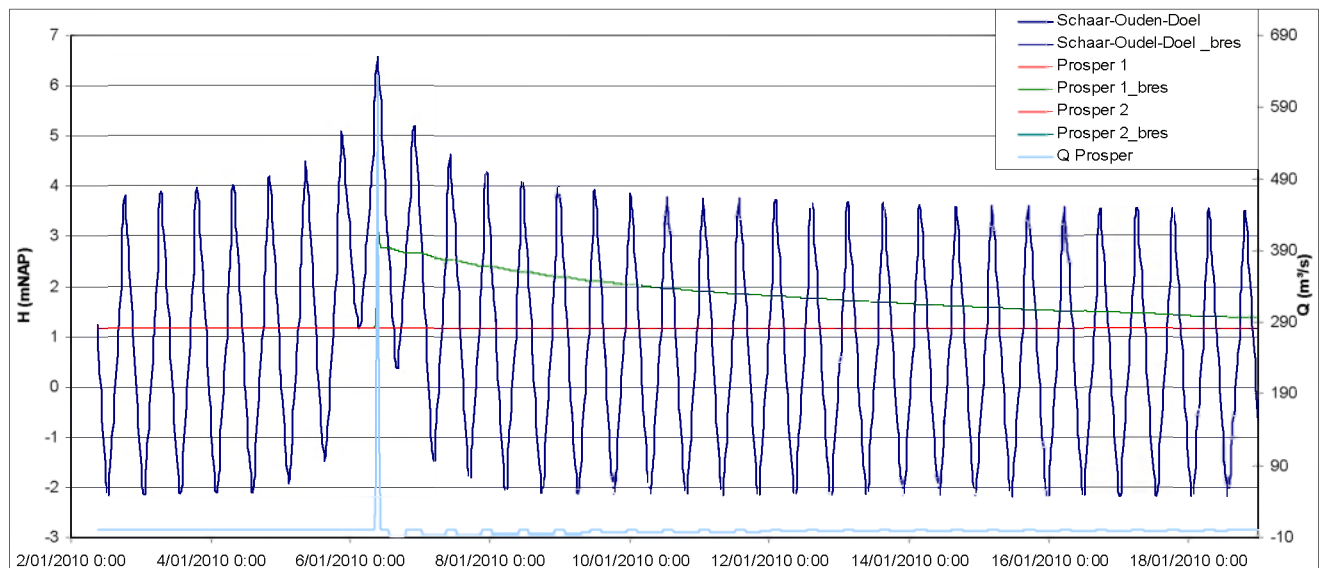
Bij de schematisatie van een polder als parallelle tak moeten initiële condities opgegeven worden. Voor Hedwige- en Prosperpolder werden deze ingesteld op 1.2 m NAP. Bij de simulatie zonder de bressen komt er geen water in de polder en blijft het waterpeil gelijk aan 1.2 m NAP.

Bij de simulatie met bressen of verlaagde dijken (Hedwige2_bres) wordt de polder overstroomd. De overstroming start vanaf het moment dat het waterpeil op de Zeeschelde hoger komt dan 5,67 mNAP (8 mTAW). De gebieden blijven overstroomd gedurende de volledige resterende tijd van de simulatie. Het waterpeil zakt evenwel met afnemend peil in de Zeeschelde. De uitwatering van de polder werd hier gesimuleerd door 2 kokers in de dijken ter hoogte van de linkchannels.

Naast de waterpeilen wordt eveneens het debiet door het link channel tussen de Zeeschelde en de Hedwigepolder, en Schaar-Ouden-Doel en de Prosperpolder weergegeven. Dit bedraagt maximum 512 m³/s voor de Hedwigepolder, en maximum 632 m³/s voor de Prosperpolder. De kleine schommelingen van de debieten na de overstroming worden veroorzaakt door de uitwatering langs de kokers.



Figuur 5.15 Waterpeilen en debiet Hedwigepolder (Zeeschelde 1 = simulatie zonder bressen; Zeeschelde 1_bres = simulaties met bressen)

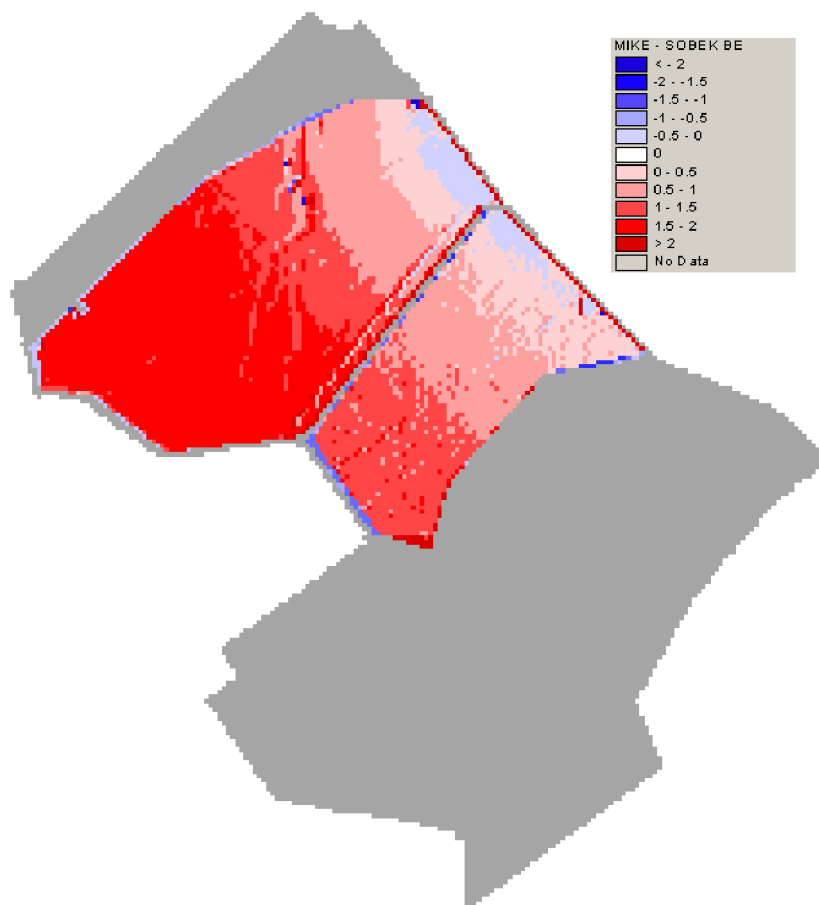


Figuur 5.16 Waterpeilen en debiet Hedwigepolder (Schaar-Ouden-doel = simulatie zonder bressen; Prosper 2_bres = simulaties met bressen)

5.4.3 Verschillen tussen modelresultaten MIKE11 en SOBEK2D

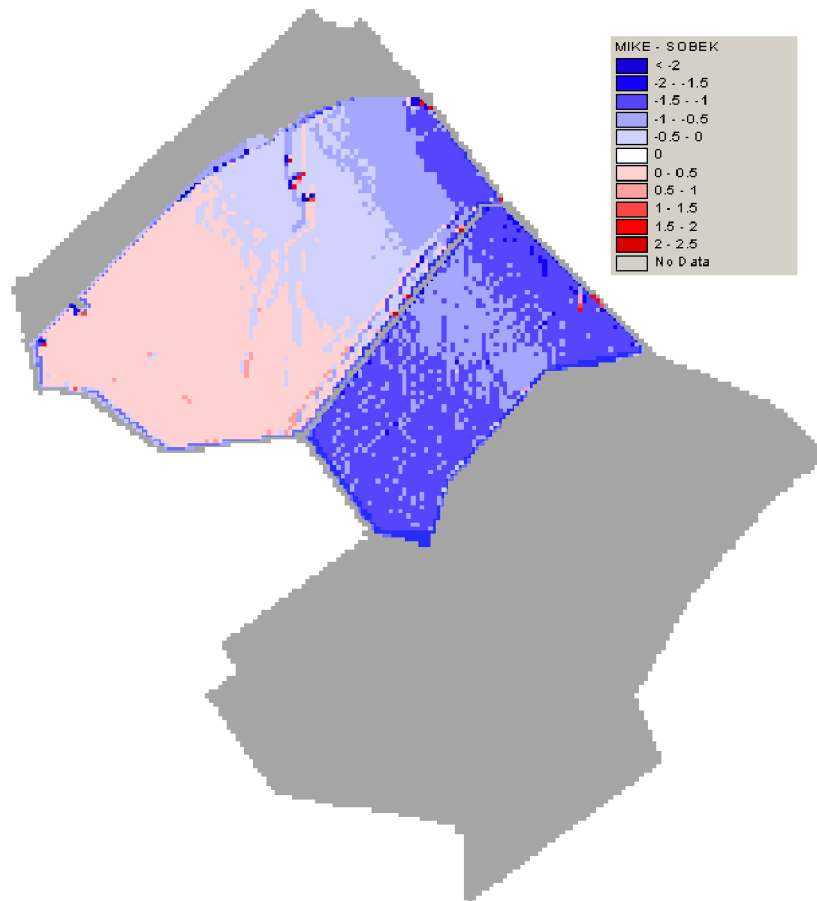
Ruimtelijk beeld

Beide modellen zijn gedraaid met de Vlaamse randvoorwaarden. De verschillen voor de parameter overstromingsdiepte worden hieronder getoond.



Figuur 5.17 Verschillen tussen modelresultaten voor parameter maximale waterdiepte, berekend met MIKE11 en SOBEK 2D, beide aan de hand van de Vlaamse randvoorwaarden (resultaten MIKE11 – SOBEK).

De verschillen tussen de modelresultaten lopen op tot 2 meter. Een groot verschil aangezien de maximale overstromingsdiepte voor het SOBEK model 6 meter bedraagt. Voor vrijwel het gehele interesse gebied zijn de met MIKE verkregen dieptes groter dan de dieptes verkregen met SOBEK. Hieruit blijkt dat de modelleringsmethode een groot effect heeft op de overstromingsvoorspellingen.



Figuur 5.18 Verschillen tussen modelresultaten voor parameter maximale diepte, berekend met MIKE11, gebruikmakend van Vlaamse randvoorwaarden en SOBEK 2D, gebruik makend van Nederlandse randvoorwaarden (Resultaten MIKE11 – SOBEK).

Wanneer de volledige Nederlandse methode (Nederlandse modelleringsmethode en Nederlandse randvoorwaarden) wordt vergeleken met de volledige Vlaamse methode (MIKE met de Vlaamse randvoorwaarden) blijken de verschillen in maximaal gemodelleerde dieptes kleiner te zijn.

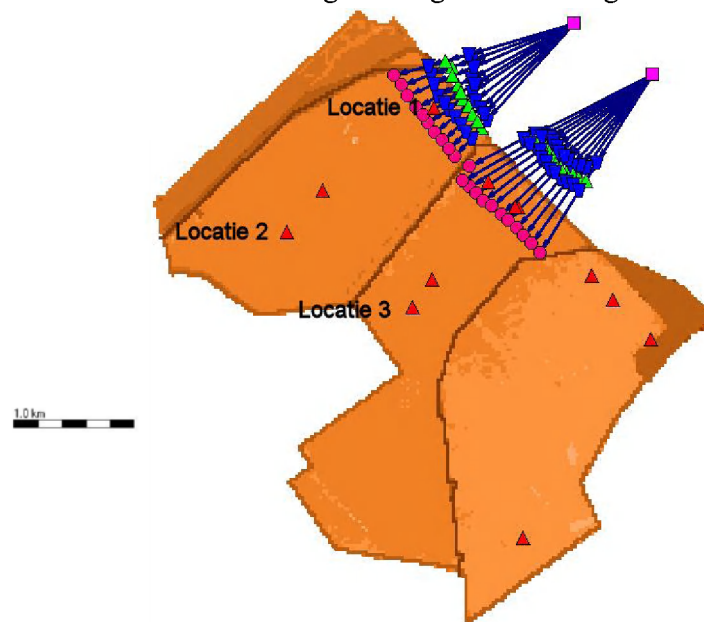
De Nederlandse maatgevende condities liggen hoger dan de Vlaamse. Hierdoor zijn ook de overstromingsdieptes voor deze SOBEK simulatie groter en liggen de modelresultaten van SOBEK en MIKE dichter bij elkaar. Nog steeds lopen de verschillen lokaal op tot meer dan een meter. Nabij de dijk voorspelt SOBEK grotere dieptes, meer landinwaarts voorspelt MIKE grotere dieptes.

De gekozen ruwheid zou van invloed kunnen zijn op de resultaten. De modelruns zijn echter gedraaid met een Manning ruwheid van 0.4 en een Manning ruwheid van 0.2, de verschillen tussen beide simulaties ware gering en ook met de lagere Manning waarde zijn de door SOBEK voorspelde dieptes nabij de dijk hoger dan de door MIKE voorspelde dieptes, terwijl verder landinwaarts de door SOBEK berekende dieptes kleiner worden dan de door MIKE berekende dieptes.

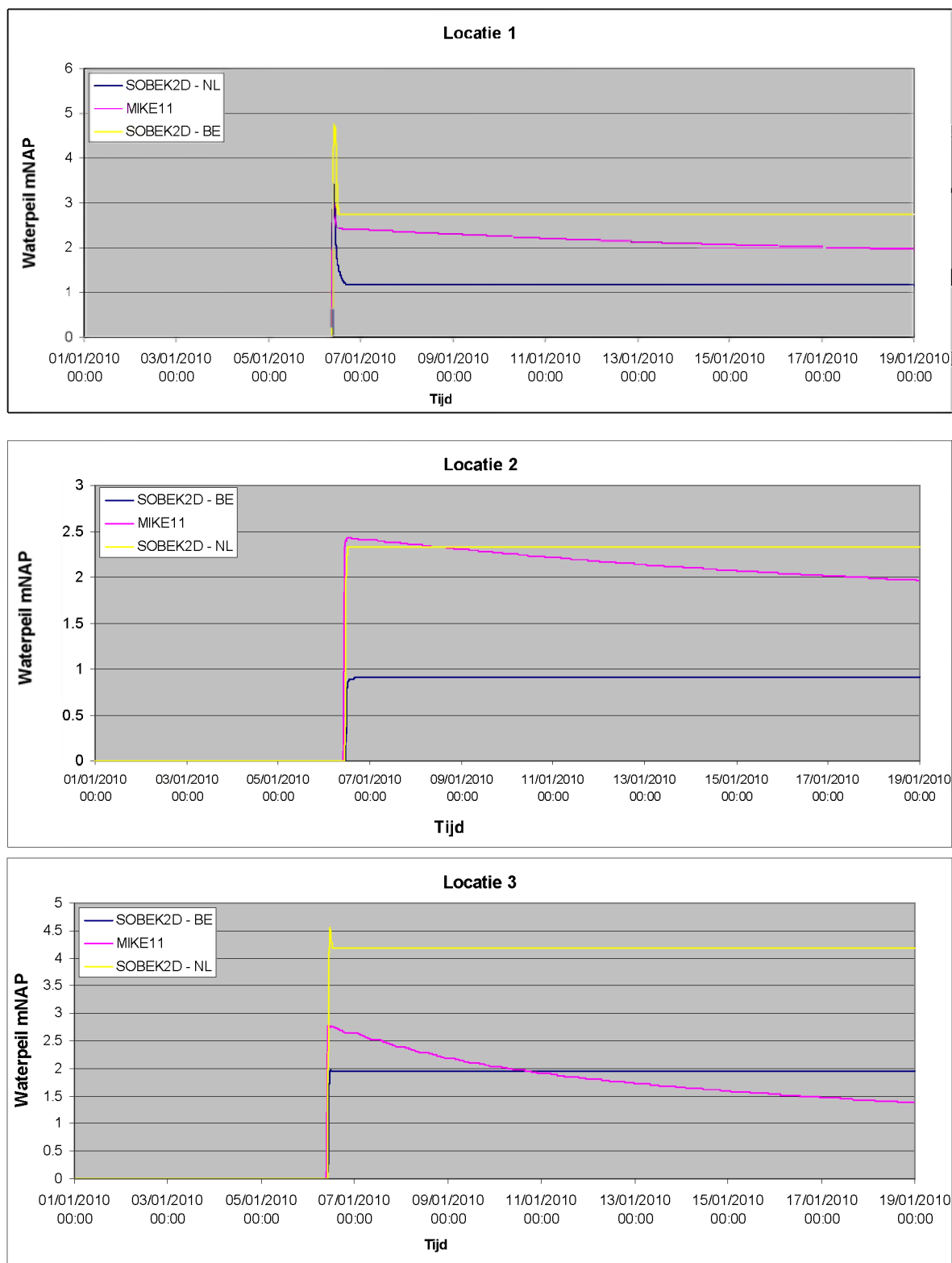
Daarnaast kan ook de berekening van de overstromingskaarten een oorzaak zijn van de verschillen.

Verschillen lokaal waterstandsverloop

Voor verschillende punten in het gebied, waar zowel puntuitvoer van MIKE11 als van SOBEK2D mogelijk is, zijn de SOBEK en MIKE11 reeksen samen in een grafiek geplaatst om het verschil in kaart te brengen. Het gaat om de volgende locaties:



Figuur 5.19 Punt locaties waar vergelijkingen worden gemaakt tussen het waterstandsverloop in de Prosper en Hedwige polder. De puntuitvoer wordt verkregen op de history stations rechts van de locatienamen.



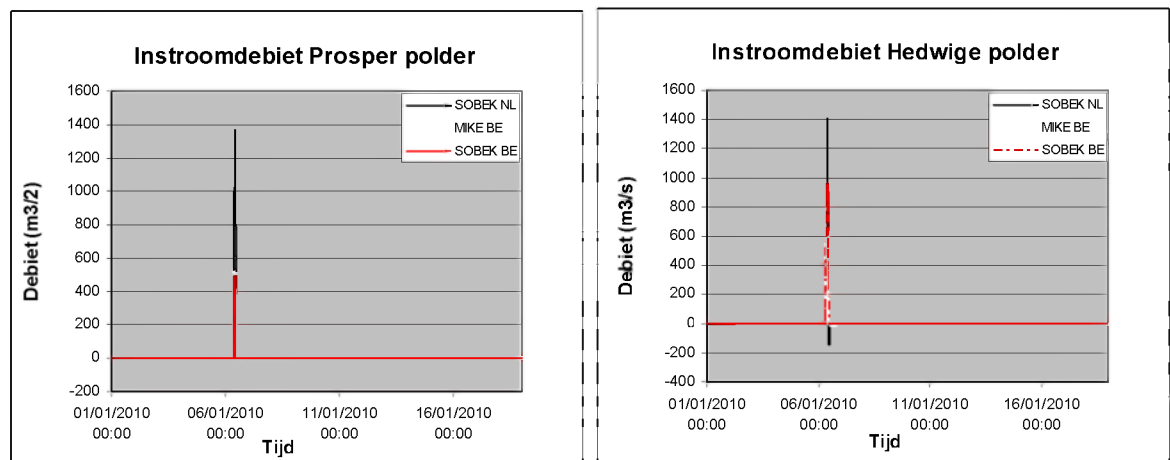
Figuur 5.20 a t/m c: Waterstandsverloop, verkregen met SOBEK2D en MIKE 11, voor drie locaties (Zie figuur 5.20) in de Prosper en Hedwige polder. SOBEK is zowel met de Vlaamse als Nederlandse randvoorwaarden gedraaid.

Uit de grafieken van het waterpeilverloop in de Prosper en Hedwige polder blijkt dat de pieken precies gelijk optreden. Dit moment komt overeen met het moment van maximaal hoogwater. De waterdieptes zijn echter niet precies gelijk. De waterdieptes berekend met SOBEK en de Nederlandse randvoorwaarden liggen voor de locaties 1 en 3 voortduren hoger dan de waterdieptes verkregen met Vlaamse randvoorwaarden. Dit viel te verwachten, aangezien bij het Nederlandse maatgevend hoogwater een hoger peil wordt bereikt. Ook gaf figuur 5.18 hier al een indicatie van. Alleen op locatie 2 is de berekende maximale diepte berekende met MIKE11 en Vlaamse randvoorwaarden groter dan de door SOBEK berekende diepte.

Wanneer de simulaties met Vlaamse randvoorwaarden worden vergeleken blijkt dat de met MIKE gesimuleerde dieptes over het algemeen hoger liggen. Dit bleek ook al in figuur 5.29. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat de waterstroming in het MIKE model wordt benaderd met link channels, in plaats van overstroming van het 2D grid. Hierdoor kan tijdens het omrekenen een onnauwkeurigheid in de benaderde diepte optreden.

De resultaten van het MIKE model laten zien dat de waterstand in de polder na verloop van tijd weer afneemt. De afname van water in de polders vindt plaats door uitwateringskokers. Binnen het SOBEK model zijn dergelijke kokers niet opgenomen, waardoor de waterstand na overstroming vrijwel gelijk blijft.

Ook de instroomdebieten zijn met elkaar vergeleken, zie figuur 5.21. Aangezien de SOBEK simulatie met de Nederlandse randvoorwaarden en de MIKE simulatie met de Belgische randvoorwaarden de grootste overeenkomst vertonen zijn deze met elkaar vergeleken.



Figuur 5.21 a en b: Waterstandsverloop, verkregen met SOBEK2D en MIKE 11, voor twee locaties in de Prosper en Hedwige polder.

Er stroomt alleen water de polder in op het moment van het maximale hoogwater. De dijkhoogte wordt voor circa 2 uur overschreden door het waterpeil. De instroomdebieten bereken in SOBEK en MIKE verschillen tot $800 \text{ m}^3/\text{s}$. Net als uit de overstromingskaarten blijkt dat bij de SOBEK simulaties met Vlaamse randvoorwaarden het meeste water in de polders komt, waardoor ook de hoogste maximale dieptes worden bereikt. De hoeveelheid water die bij de beide simulateis met Vlaamse randvoorwaarden de polders instroomt is vrijwel gelijk. Hieruit blijkt dat de modelschematisatie van de polders en de bewerkingen uitgevoerd in GIS ook van grote invloed zijn op de berekende dieptes.

5.5 Discussie en conclusies Prosper polder en Zuid Beveland

De twee geselecteerde gebieden voor deze studie, de Prosper en Hedwige polder in Vlaanderen en Zuid Beveland in Nederland, verschillen sterk. Zuid Beveland beslaat een groter gebied en is door variatie in het hoogtepatroon, de aanwezigheid van polders en binnendijken, interessant voor overstromingsstudies.

In de huidige situatie zouden de geselecteerde gebieden in Nederland en Vlaanderen niet overstromen onder T4000 condities, vanwege dijkverhogingen. Het optreden van een overstroming wordt in het Zuid Beveland model mogelijk gemaakt door bressen in de dijk te laten vormen op een wijze vergelijkbaar aan de situatie in 1953. Een wijze van overstromingsmodellering die in Nederland in vergelijkbare studies ook wordt toegepast.

Voor de Prosper en Hedwige polder wordt gewerkt met een verlaging van de dijken tot 5,67 mNAP. Een situatie waarbij de overstroming die optreedt veel beperkter is.

Maatgevend hoogwater

Het Vlaamse maatgevend hoogwater (T4000) wordt verkregen door het Sigmamodel door te rekenen met composietrandvoorwaarden. In Nederland worden de randvoorwaarden verkregen aan de hand van het Hydraulisch randvoorwaarden boek 2006, met behulp van HYDRA-K. De pieken in de Vlaamse randvoorwaarden liggen lager dan die in de Nederlandse hoogwatergolf en ook zijn de Vlaamse pieken spitser. Er is een grotere getijamplitude zichtbaar, mede dankzij een lagere zindopzet. In Nederland wordt gerekend met een periode van drie dagen met maatgevend hoogwater. De in Vlaanderen opgestelde composieten hebben een lengte van 20 dagen, met centraal drie dagen van maatgevend hoogwater. Binnen deze studie is de duur van de simulaties vanaf het moment van maximale waterstand gelijk getrokken.

De verschillen in maximale waterhoogte van de T4000 condities lopen voor de Prosperpolder op tot 14 centimeter, bij Zuid Beveland is het maximale verschil 19 centimeter.

Uit de modelresultaten blijkt dat verschillen in de hoogste waterstanden van enkele decimeters veel effect hebben op de overstromingsdiepte en maximale stroomsnelheid. Dit is in het bijzonder merkbaar voor de SOBEK simulatie van Zuid Beveland, wanneer de Vlaamse randvoorwaarden gebruikt worden overstromen minder polders en ook zijn de dieptes geringer.

In deze studie blijkt er minimale interactie te zijn tussen het optreden van een overstroming en de hoogte van het maatgevend hoogwater. Voor de Vlaamse randvoorwaarden bij de Prosper polder blijken de hoogwaterstanden na het moment van overstroming tot 3 centimeter lager te liggen. Voor een getijbeweging met een amplitude van circa 2,5 meter een klein verschil. Dit heeft dan ook weinig effect op de overstromingsdiepte, stroomsnelheden en extensie. Wanneer echter met een grotere dijkverlaging of lagere bressen wordt gewerkt zou het Zeeschelde of Westerschelde peil waarschijnlijk verder verlaagd worden.

Overstromingsdistributie en extensie

Het overstromingspatroon verschilt voor de modelresultaten verkregen met het SOBEK2D model en het MIKE1D model. Dit heeft twee belangrijke oorzaken.

Voor de overstromingsdistributie is in het SOBEK 2D model de keuze voor de locatie van de bressen of keuze voor de locatie waar de 1D watergangen de dijk snijden van grote invloed op het patroon. Bij de wijze van modelleren die in Vlaanderen wordt toegepast wordt de dijk over de gehele dijklenkte verlaagd, waardoor de overtopping langs de hele dijk gelijk is.

In SOBEK 2D is daarentegen de doorstroom naar aangrenzende polders beter geschematiseerd. Dit gebeurt op basis van het hoogte grid, de dijken overstroom zodra lokaal de waterhoogte boven de dijkhoogte uitstijgt. In het 1D model zijn daarentegen de dijken samengevoegd dan wel op een benaderende wijze geschematiseerd, waardoor de verspreiding van de overstroming minder realistisch wordt benaderd.

Resultaten Quasi 2D MIKE11 en volledig 2D SOBEK

De modelresultaten van de overstromingsberekeningen met Vlaamse en Nederlandse T4000 condities, uitgevoerd met MIKE11 en SOBEK2D vertonen zoals verwacht duidelijke verschillen. Voor Zuid Beveland voorspelt het SOBEK1D2D model een grotere overstromingsextensie dan het MIKE11 model, er overstroomt meer binnendijken. De verschillen in overstromingsdieptes vertonen een ruimtelijke spreiding. Nabij de dijken voorspelt het MIKE model de grootste dieptes, meer landinwaarts voorspelt SOBEK de grootste dieptes. Oorzaken hiervan zijn de opgelegde randvoorwaarden, deze liggen hoger voor de Nederlandse condities wat er voor zorgt dat de dijken, dan wel bressen, gedurende langere tijd met een groter volume kunnen overstroomt. Ook de gekozen modelruwheden zijn van invloed op de mate van overstroming, zowel de in SOBEK 2D gekozen ruwheid van het 2D grid als de ruwheid van de bressen en link channels in MIKE11. Beide vormen een benadering van de werkelijkheid en bij de nieuw opgezette schematisaties is mogelijk te weinig tijd besteed aan een goede calibratie.

Tot slot beïnvloedt de gehanteerde overlaatformulering de resultaten van de schematisatie in MIKE11. Deze bepaalt de mate van overstroming van secundaire dijken en is van grote invloed op het wel of niet overstroomt van landinwaarts gelegen polders.

Ook voor de Prosper polder treden verschillen op. Wanneer de resultaten van SOBEK2D gedraaid met Nederlandse randvoorwaarden vergeleken worden met MIKE11 gedraaid met Vlaamse randvoorwaarden zijn de met SOBEK berekende dieptes voor het grootste deel van het gebied groter. Dit is een logisch resultaat. De opgelegde waterstand randvoorwaarden komen hoger, waardoor meer water de polder in kan stromen.

Bij een vergelijking tussen beide modellen gedraaid met de Vlaamse randvoorwaarden blijkt dat MIKE11 over het algemeen hogere maximale waterdieptes voorspelt. Dit wordt veroorzaakt door een verschil in schematisatie, ruwheden en het gebruik van link channels. Mogelijk worden ook extra onnauwkeurigheden in de resultaten geïntroduceerd tijdens de bewerkingen in GIS.

Simulatie stroomsnelheden

Een mogelijke parameter bij het maken van schadeberekeningen is de horizontale stroomsnelheid. Met een 2D aanpak kan voor elke gridcel voor elke tijdstap de stroomsnelheid gesimuleerd worden en ook kan de maximale stroomsnelheid worden berekend. Een quasi 2D aanpak levert slechts zeer indicatieve horizontale stroomsnelheden

op. Daarentegen zijn beide methodes wel in staat een benadering van de verticale stijgsnelheden te berekenen, die onder meer in de Vlaamse risicomethode gebruikt worden.

Quasi 2D versus 2D

Bij een quasi 2D aanpak is het overstromingspatroon weinig afhankelijk van de breslocatie, gezien de overstromingsextensie steeds vertrekt vanaf het laagste punt van de dijk. Bij een volledige 2D aanpak zal de overstroming steeds vertrekken ter hoogte van de bres. Bressen zijn in dit model toegepast om de overstroming te veroorzaken, de locatie keuze beïnvloedt het startpunt van de overstroming en hiermee de locatie waar de hoogste overstromingsdieptes en snelheden gemeten worden.

Bij een volledige 2D aanpak worden compartimenteringen rechtstreeks op basis van het DTM in rekening gebracht. Bij een quasi 2D aanpak daarentegen dienen compartimenteringen expliciet als één of meerdere overlaten ingevoerd te worden. Hierbij zullen de coëfficiënten in overlaatformulering (debiet- en verliescoëfficiënten) tevens een belangrijke invloed hebben op de overlaatdebieten en bijgevolg de overstromingsdiepte.

Het opzetten van een quasi 2D schematisatie vraagt meer kennis van grote en kleine compartimenteringen op het terrein. Dit vertaalt zich door in de schematisatie tijd. Een quasi 2D aanpak heeft echter wel een kortere simulatieduur.

Wanneer de uitgestrektheid van de overstromingsgebieden toeneemt, zullen de verschillen tussen beide aanpakken groter worden.

Kwaliteit en bruikbaarheid van de verschillende modellen

Overstromingsstudies worden in Nederland vooral uitgevoerd om de mate van overstroming in kaart te brengen en de schade in het overstroomde gebied te kwantificeren.

Om de overstroming in de polders te simuleren is in Nederland gekozen voor een combinatie van 1D en 2D modellering. De primaire dijk overstroming wordt gesimuleerd met een 1D bres. Daarentegen wordt de stroming in de polder volledig in 2D doorgerekend. De nadruk ligt hierbij op de gevolgen in de polder.

In Vlaanderen is een model opgebouwd om de effecten van (gecontroleerde) overstromingen op het Scheldepeil te bestuderen. De effecten op het Zeeschelde peil kunnen met een 1D aanpak goed gesimuleerd worden. Daarnaast omvat de gehele Zeeschelde een groter gebied met een daar aan gerelateerde langere rekentijd. Daarom werd geopteerd voor een quasi 2D aanpak.

Hieronder volgen de belangrijkste verschillen en bevindingen van de modelvergelijking:

- De origineel vooropgestelde doelstellingen van een model beperken mogelijks de bruikbaarheid ervan voor andere doeleinden.
- De in deze studie naar boven komende verschillen tussen Nederlandse en Vlaamse modelleringresultaten zijn het gevolg van verschillen in maatgevende randvoorwaarden en origineel vooropgestelde modeleisen (modelleringaanpak en detail schematisatie). Een meer gedetailleerde Quasi 2D aanpak is mogelijk, hoewel kan afgevraagd worden of de extra te besteden tijd voor de opzet van een Quasi 2D schematisatie de moeite loont ten opzichte van een volledige 2D aanpak.

- Alleen met een volledige 2D schematisatie is het mogelijk een fysisch realistische ruimtelijke weergave van maximale horizontale en verticale stroomsnelheden te berekenen. Een factor die van belang is bij het maken van shadeberekeningen.
- Een quasi 2D aanpak vergt in tegenstelling tot een volledige 2D aanpak een expliciete schematisatie van de compartimenteringen.
- Een nadeel van SOBEK 2D is dat de rekentijd aanzienlijk langer is dan de rekentijd van MIKE11.
- De modellen vertonen verschillen terwijl ze dezelfde werkelijkheid benaderen. Oorzaken hiervan zijn de opgelegde randvoorwaarden, de gekozen modelruwheden en de gehanteerde overlaatformuleringen.

Rekentijd

In hoofdstuk 3 is de veronderstelling gemaakt dat de rekentijd van een 2D model langer is dan de rekentijd van een quasi 2D / 1 D model. Om deze vergelijking te kunnen maken zijn hieronder van alle gemaakte modelschematisaties de rekentijden opgenomen. Hierbij moet gezegd worden dat voor de berekeningen met het MIKE11 model, eerst berekeningen uitgevoerd dienen te worden met een MIKE11 model dat een veel groter bovenstrooms gebied omvat en een rekentijd heeft van ca. 3 uur.

Tabel 5.3 Rekentijden SOBEK en MIKE11 voor de verschillende schematisaties

	Prosper BL	Prosper NL	Zuid Beveland BE	Zuid Beveland NL
SOBEK	00:30:15	00:32:02	01:48:37	02:35:44
MIKE	00:10:00	-	00:10:00	-
Sobek Quasi2D	-	-	-	0:02:30

De rekentijd van een 1D / Quasi 2D model is aanzienlijk korter dan de rekentijd van een 2D model. Het grootste verschil is waargenomen bij modelsimulaties voor Zuid Beveland. Waar het 2D SOBEK model twee en een half uur nodig heeft kunnen het Vlaamse 1D model en het Quasi 2D model dezelfde berekening uitvoeren in enkele minuten. De rekentijd van een 2D model wordt aanzienlijk groter met een toename van het aantal cellen in een grid en met de hoeveelheid water waarmee het grid overstroomt.

De rekentijden voor de simulaties met Nederlandse randvoorwaarden zijn langer dan de simulaties met de Vlaamse randvoorwaarden. Dit wordt deels veroorzaakt door de langere periode (ca. 2 dagen verschil) die is meegenomen voorafgaand aan het optreden van de overstroming. Daarnaast is het instromende debiet op het moment van overstroming bij de Nederlandse randvoorwaarden groter dan bij de Vlaamse randvoorwaarden. Dit vertraagt het rekenproces, SOBEK verkleint de tijdstap.

6 Conclusies en plannen voor 2008

6.1 Conclusies

Maatgevende hoogwaterstanden

Samenvattend kunnen we stellen dat de wijze om te komen tot maatgevende condities in Nederland en Vlaanderen geheel verschillend is. Niet alleen de grootheden die als maatgevend worden beschouwd ten aanzien van het veiligheidsniveau, maar ook de gebruikte methoden om deze te bepalen zijn afwijkend. Dit wordt veroorzaakt door de verschillen in benadering van de veiligheidsketen. In Vlaanderen worden overstromingsrisico's bepaald en kosten en baten afgewogen om het meest gunstige alternatief te kiezen. In Nederland is er een wettelijke norm die het veiligheidsniveau van de kering zelf bepaald. Een economische waarde aan het achterland is slechts verdisconteerd in de wettelijke norm. Toch wordt ook in het veiligheidsbeleid van Nederland de overstap gemaakt van een overschrijdingskans benadering naar een risicobenadering.

Het maatgevende hoogwater verloop onder T4000 condities ligt bij de Nederlandse methode hoger dan bij de Vlaamse methode. Verder is gebleken dat de duur dat het waterpeil boven dijkhoogte uitkomt grote invloed heeft op de gesimuleerde overstromingen.

Wijze van overstromingsmodellering

In deze studie was het de bedoeling om de Nederlandse en Vlaamse overstromingsmodellering onder T4000 condities te vergelijken ter hoogte Hedwige-Prosper polder en Zuid Beveland. Aangezien de huidige dijken onder T4000 condities niet zouden overstromen, werden enerzijds enkele bressen ter hoogte Zuid Beveland aangenomen, en anderzijds een dijkverlaging ter hoogte van Hedwige-Prosper polder toegepast.

De wijze van overstromingsmodellering in Nederland en Vlaanderen vertonen grote verschillen. Het belangrijkste verschil tussen de Nederlandse en de Vlaamse aanpak voor het modelleren van overstromingen zit in de keuze voor een 2D (SOBEK), respectievelijk een quasi 2D aanpak (MIKE11). De Vlaamse keuze voor een quasi 2D aanpak is deels te verklaren door de hogere performantie (kortere rekentijd) van de quasi 2D modellen ten opzichte van de 2D modellen en de optimale modeldetaileringsgraad voor de hydraulische modellering van bevaarbare waterlopen. Tevens wordt verwacht dat de nauwkeurigheid van een 2D model niet groter zou zijn dan deze van een quasi 2D model. Gezien de vooropgestelde modeisen en de omvang van het modelgebied is voor de quasi 2D aanpak gekozen, conform De Algemene Methodologie voor het modelleren van de waterafvoer in Vlaamse Bevaarbare Waterlopen (Berlamont et al., 2000).

Zowel SOBEK als MIKE11-GIS doen een uitspraak over de overstromingskenmerken (maximaal overstroomd oppervlak, maximale diepte, stroomsnelheden en tijdstip van overstromen). De betrouwbaarheid van de stroomsnelheid voorspellingen is groter voor SOBEK 2D. Ook is er een belangrijk verschil in de manier waarop dit berekend wordt. In SOBEK zit hier een 2D hydraulisch model achter (SOBEK overland flow) van de overstroombare zone, dat volledig is gekoppeld aan het 1D netwerk van de gesimuleerde rivier (SOBEK channel flow) en mogelijk ook aan andere modelsystemen gekoppeld kan worden. Voor het opstellen van overstromingskaarten vanuit MIKE11 wordt de MIKE-GIS module gebruikt. De overstromingskartering gebeurt hier op basis van de gesimuleerde waterhoogten in de waterhoogte berekeningsknopen.

In Nederland worden overstromingen gesimuleerd door middel van bresgroei. In Vlaanderen gebeurt dit met verlaagde dijken. Beide methoden zijn benaderingen van de werkelijkheid, aangezien de huidige dijken onder T4000 condities niet zouden overstromen. De keuze voor bresgroei kan fysisch onderbouwd worden. Op het moment van overtopping zou de dijk kunnen bezwijken en in dat geval vindt bresgroei plaats.

Belangrijke factoren die de mate van overstroming beïnvloeden zijn de gekozen ruwheid en de hoogte van het maatgevend hoogwater (T4000).

Kwaliteit en bruikbaarheid van de verschillende modellen

Hieronder volgen de belangrijkste verschillen en bevindingen van de modelvergelijking:

- De in deze studie naar boven komende verschillen tussen Nederlandse en Vlaamse modelleringresultaten zijn het gevolg van verschillen in maatgevende randvoorwaarden en origineel vooropgestelde modeleisen (modelleringaanpak en detail schematisatie). Een meer gedetailleerde Quasi 2D aanpak is mogelijk, hoewel afgevraagd kan worden of de extra te besteden tijd voor de opzet van een Quasi 2D schematisatie de moeite loont ten opzichte van een volledige 2D aanpak.
- Alleen met een volledige 2D schematisatie is het mogelijk een fysisch realistische ruimtelijke weergave van maximale horizontale en verticale stroomsnelheden te berekenen. Een factor die van belang is bij het maken van shadeberekeningen.
- Een quasi 2D aanpak vergt in tegenstelling tot een volledige 2D aanpak een expliciete schematisatie van de compartimenteringen.
- Een nadeel van SOBEK 2D is dat de rekentijd aanzienlijk langer is dan de rekentijd van MIKE11.
- De modellen vertonen verschillen terwijl ze dezelfde werkelijkheid benaderen. Oorzaken hiervan zijn de opgelegde randvoorwaarden, de gekozen modelruwheden en de gehanteerde overlaatformuleringen.

6.2 Plannen voor 2008

Als werkzaamheden voor 2008 worden de volgende activiteiten voorgesteld:

1. Binnen dit project zijn arbitraire keuzes gemaakt omtrent de locaties en het ontstaan van bressen. Gezien de onzekerheid op het al dan niet ontstaan van bressen is het zinvol in een vervolgstudie de kennis omtrent bresvorming uit te breiden door middel van:
 - a) In kaart brengen proces bresvorming door middel van literatuurstudie;
 - b) Vergelijken Nederlandse en Vlaamse uitgangspunten, randvoorwaarden en richtlijnen ter bepaling van de bresgevoeligheid;
 - c) Bresvorming en bresgroei opnemen in modelstudie.
2. Het schrijven van een publieksvriendelijke samenvatting;
3. Het schrijven van een artikel voor een wetenschappelijk tijdschrift;
4. Optimaliseren schematisatie van Zuid Beveland polder, met een meer quasi 2D gerichte aanpak in MIKE11 (uit te voeren door WLB). Dit om een verbeterde vergelijking te maken tussen de MIKE11 en SOBEK2D schematisaties;
5. Opzetten volledige 2D-schematisatie van Zuid Beveland en Hedwige-Prosperpolder (uit te voeren door WLB);
6. Uitgebreidere vergelijking van Vlaamse en Nederlandse randvoorwaarden voor meerdere terugkeerperiodes en hun gevolgen voor overstroming.

Als zevende activiteit kan worden overwogen om een presentatie te maken en te geven. De doelgroep van deze presentatie wordt nog in overleg met de opdrachtgever afgesproken.

7 Referenties

- J. Beirlant, P. Vynckier, J.L. Teugels (1996) Tail Index Estimation, Pareto Quantile Plots, and Regression Diagnostics. <<http://www.questia.com/PM.qst?a=o&se=gglsc&d=5002277830>>. Journal of the American Statistical Association.
- 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.
- Cohen, A.B. & M.C.J.L. Jeuken (2006) LTV O&M Verbetering van het 1D morfologische model SOBEK. WL-rapport
- DHI (2005), Mike11 manual
- Haskoning (2006), Opmaakprogramma Veiligheid Schelde-estuarium. In opdracht van: Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee (RWS, RIKZ)
- IMDC, (2003a), Actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 3: hydrologische en hydraulische modellen Scheldebekken, volume 2a: Hydraulica Scheldebekken. IMDC rapport I/RA/11199/03.003/SME
- IMDC, (2003b), Actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 3 : hydrologische en hydraulische modellen, Volume 1a : statistiek Scheldebekken, I/RA/11199/03.027/JBL
- IMDC, (2003c), Actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 1 Faserapport 4 Risicoberekeningen Scenario's. IMDC rapport RA14082/04.056
- IMDC et al., (2004), Strategische MER voor het Sigmaplan, Deelopdracht 1, Voorontwerpen en kostenramingen voor de alternatieven (I/RA/11234/03.024/JCO).
- IMDC, (2005a), MKBA voor de actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 1 Composietrandvoorwaarden. IMDC rapport RA14082/03.055
- IMDC, (2005b), MKBA voor de actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 2 Nulalternatief: waterstanden, overstromingskaarten, schade, slachtoffers en risico. IMDC rapport RA/14082/04.017
- IMDC, (2005c), MKBA voor de actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 5 Gevoeligheidsanalyses op de optimale oplossing. IMDC rapport RA14082/05.004
- Rijkswaterstaat, Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2006), Hydraulische randvoorwaarden 2006; voor het toetsen van de primaire keringen, Directoraat Generaal
- RIKZ, 1993a: De basispeilen langs de Nederlandse kust; statistisch onderzoek, Rijkswaterstaat, Dienst Getijdenwateren /RIKZ, Rapport DGW-93.023
- RIKZ, 1993b: De basispeilen langs de Nederlandse kust; eindverslag, Rijkswaterstaat, Dienst Getijdenwateren /RIKZ, Rapport DGW-93.026
- RIKZ, 1995: De basispeilen langs de Nederlandse kust, De ruimtelijke verdeling, Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee/RIKZ, Rapport RIKZ-95.008
- Vanneuville W., De Maeyer Ph., Maeghe K. & Mostaert F. (2003). Model the effects of a flood in the Dender catchment based on a risk methodology, Bulletin of the Society of Cartography, 37(2), p.59-64.
- WL Delft en HKV, 2007, Hydra-K: functionele documentatie. In opdracht van RIKZ.
- Willems, P., 2003. Formule voor de calibratie van QDF-curven op basis van schalingseigenschappen en correcte randvoorwaarden, nota, Laboratorium voor Hydraulica K.U.Leuven.
- 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.

Bijlage A

Tabel A Eigenschappen link channels polder Zuid-Beveland¹²

Link channel naam	Bovenstroomse bodemhoogte (m TAW)	Breedte LC (m)
Wsch-zbl008	11	80
Schw-zbl006	11	80
Geulz-zbl002	11	80
Wsch-zbl020	11	80
1825	11	80
1826	11	80
1827	11	80
1828	11	80
1829	6,35	2220
1830	5,95	2160
1831	5,9	719
1832	4,5	3933
1833	5,8	3918
1834	7	480
1835	5,6	606
1836	4,7	1496
1837	6	3515
1838	5,5	940
1839	5,7	1371
1840	6,5	1654
1841	4,6	1067
1842	6,6	730
1843	5,15	1148
1844	6,8	350
1845	5,8	1047
1846	5	1200
1847	4,5	189
1848	4	3119
1849	5,6	3475
1850	5	3315
1851	5,2	1582
1852	5,15	1127
1853	6	1477
1854	5,5	427
1855	5,2	2991
1856	5,5	1160
1857	5,75	315
1858	4,75	318
1859	5,8	538
1860	5,5	1611
1861	5,9	2404
1862	6,6	857
1863	4,3	952
1864	6,2	268
1865	6,5	510
1866	6,3	225
1867	5,2	1816
1868	5,4	1022

¹² De debiet/hoogte relatie van een linkchannel wordt bepaald door in het model op te geven parameters (Critical flow parametes, ruwheid, ...). Bij deze simulaties werden lagere overlaatefficiënties aangenomen dan de standaardwaarden.