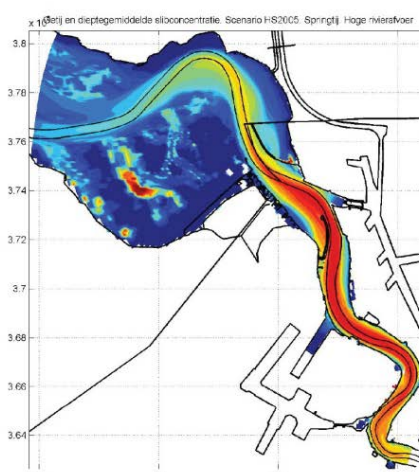


Instandhouding Vaarpassen Schelde Milieuvergunningen terugstorten baggerspecie



LTV – Veiligheid en Toegankelijkheid

Vergelijking methodes overstromingsrisico

Basisrapport grootschalige ontwikkeling G-9

01 oktober 2013

Colofon

International Marine & Dredging Consultants

Adres: Coveliersstraat 15, 2600 Antwerpen, België

Telefoon: + 32 3 270 92 95

Fax: + 32 3 235 67 11

Email: info@imdc.be

Website: www.imdc.be

Deltares

Adres: Rotterdamseweg 185, 2600 MH Delft, Nederland

Telefoon: + 31 (0)88 335 8273

Fax: +31 (0)88 335 8582

Email: info@deltares.nl

Website: www.deltares.nl

Svašek Hydraulics BV

Adres: Schiehaven 13G, 3024 EC Rotterdam, Nederland

Telefoon: +31 10 467 13 61

Fax: +31 10 467 45 59

Email: info@svasek.com

Website: www.svasek.com

ARCADIS Nederland BV

Adres: Nieuwe Stationsstraat 10, 6811 KS Arnhem, Nederland

Telefoon: +31 (0)26 377 89 11

Fax: +31 (0)26 377 85 60

Email: info@arcadis.nl

Website: www.arcadis.nl

Document Identificatie

Titel	Vergelijking methodes overstromingsrisico
Project	Instandhouding vaarpassen Schelde Milieuvergunningen terugstorten baggerspecie
Opdrachtgever	Afdeling Maritieme Toegang - Tavernierkaai 3 - 2000 Antwerpen
Bestek nummer	16EF/2010/14
Documentref	I/RA/11387/12.111/GVH
Documentnaam	K:\PROJECTS\11\11387 - Instandhouding Vaarpassen Schelde\10-Rap\Op te leveren rapporten\Oplevering 2013.10.01\G-9 - Vergelijking methodes overstromingsrisico_v2.0.docx

Revisies / Goedkeuring

Versie	Datum	Omschrijving	Auteur	Nazicht	Goedgekeurd
1.0	29/05/12	FINAAL	Dr. N. Asselman / P. Peeters	M. Taal	Ir. T. Schilperoort
1.1	31/03/2013	Klaar voor revisie	Dr. N. Asselman / P. Peeters	M. Taal	Ir. T. Schilperoort
2.0	01/10/2013	FINAAL	Dr. N. Asselman / P. Peeters	M. Taal	Ir. T. Schilperoort

Verdeellijst

1	Analoog	Youri Meersschaut
1	Digitaal	Youri Meersschaut

Toepassing van de Vlaamse en de Nederlandse methodes om het overstromingsrisico te bepalen van dijkkring 31, Zuid-Beveland

Nathalie Asselman, Patrik Peeters

1204405-000

Titel

Toepassing van de Vlaamse en de Nederlandse methodes om het overstromingsrisico te bepalen van dijkkring 31, Zuid-Beveland

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
MT kennis	1204405-000	1204405-000-ZKS-0001	74

Trefwoorden

Overstromingsrisico, methoden, modellen

Samenvatting

In deze studie worden de methoden toegepast die in Nederland en in Vlaanderen gebruikt worden om overstromingsrisico's te berekenen. De methoden worden toegepast op dijkkring 31 (Zuid-Beveland oost), gelegen aan het oostelijk deel van de Westerschelde.

De studie had tot doel om (1) de absolute verschillen in berekende risico's te kwantificeren en (2) vast te stellen welke onderdelen in de risicomethoden de grootste bijdrage leveren aan de waargenomen verschillen.

Het blijkt dat de Nederlandse methode voor deze dijkkring tot een minimaal 2 keer groter economisch risico leidt (wanneer wordt uitgegaan van kleidijken in plaats van zanddijken kan het verschil oplopen tot een factor 10). Het slachtofferisico is minimaal 6 keer groter volgens de Nederlandse methode (factor 30 bij kleidijken).

Deze verschillen zijn vooral het gevolg van verschillen in (1) het vaststellen van overschrijdingsfrequenties van extreme waterstanden, (2) bresgroeimodellering, (3) het bepalen van het verloop van de buitenwaterstand tijdens een stormvloed en (4) de slachtoffermodellering. In deze studie is niet gekeken naar methoden om de faalkans van een dijkvak te bepalen. Dit zal naar verwachting ook sterk bijdragen aan verschillen in berekende overstromingsrisico's.

Voor een uitgebreidere samenvatting wordt verwezen naar hoofdstuk 8 (Samenvatting en conclusies)

Referenties

-

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
04	apr. 2012	Dr. N. Asselman, Ir. P. Peeters		Ir. M.D. Taal		Ir. T. Schilperoort	

Status

definitief

Inhoud

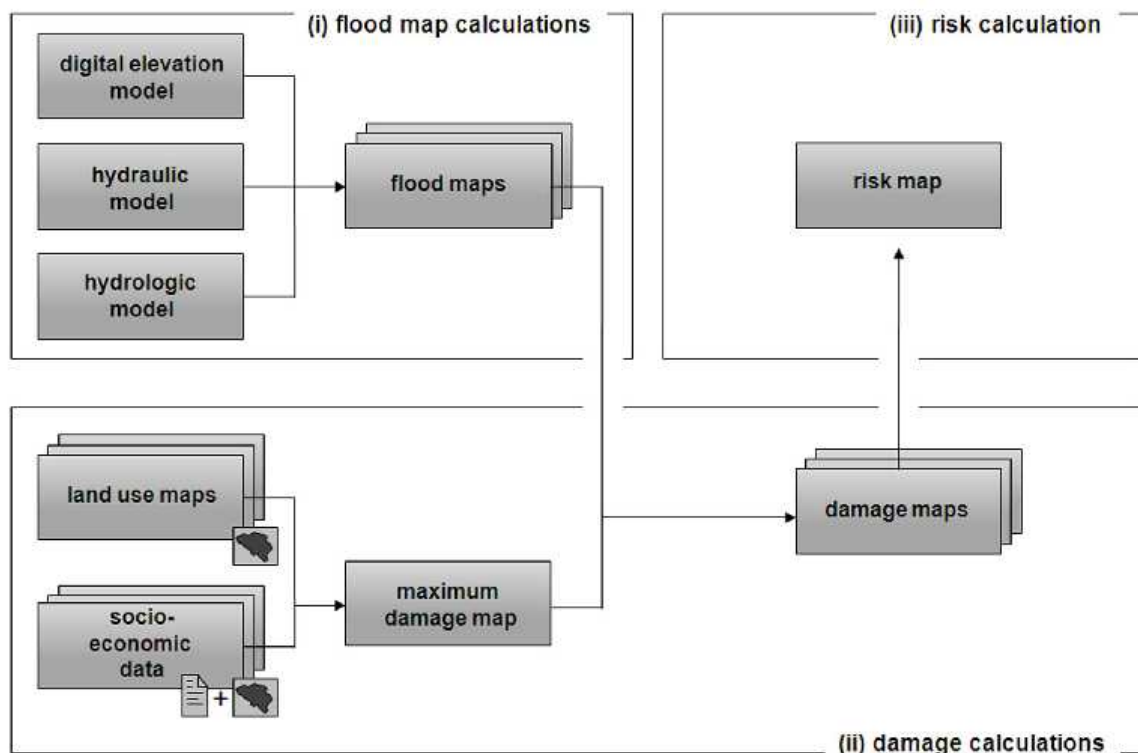
1 Inleiding	1
1.1 Overstromingsrisico's	1
1.2 LTV-O&M	2
1.3 Doelstelling	3
1.4 Leeswijzer	4
2 Studiegebied	5
3 Overstromingskans	7
3.1 Inleiding	7
3.2 Potentiële breslocaties en kritieke hydraulische belasting	7
3.2.1 Beschrijving methode	7
3.2.2 Resultaten	7
3.3 Overschrijdingsfrequenties van waterstanden	8
3.3.1 Beschrijving methode	8
3.3.2 Resultaten	10
3.4 Overstromingskans	12
3.5 Conclusie	13
4 Het overstromingsverloop	15
4.1 Inleiding	15
4.2 Vaststelling verloop van buitenwaterstand	15
4.2.1 Inleiding	15
4.2.2 Nederlandse methode	15
4.2.3 Vlaamse methode	17
4.2.4 Resultaten	18
4.2.5 Conclusie	20
4.3 Bresgroeimodellering	20
4.3.1 Inleiding	20
4.3.2 Bresinitiatie versus bresgroei	22
4.3.3 Nederlandse methode	22
4.3.4 Vlaamse methode	26
4.3.5 Resultaten	29
4.3.6 Conclusie	34
4.4 Overstromingsmodellering	35
4.4.1 Nederlandse methode	35
4.4.2 Vlaamse methode	36
4.4.3 Resultaten	37
4.4.4 Conclusie	43
5 Schade en slachtoffers	45
5.1 Schademodellering	45
5.1.1 Nederlandse methode	45
5.1.2 Vlaamse methode	47
5.2 Slachtoffermodellering	51
5.2.1 Nederlandse methode	51
5.2.2 Vlaamse methode	52

5.3	Resultaten	54
5.4	Conclusie	57
6	Het overstromingsrisico	59
6.1	Inleiding	59
6.2	Nederlandse methode	59
6.3	Vlaamse methode	60
6.4	Resultaten	61
6.5	Conclusie	62
7	Discussie	63
8	Samenvatting en conclusies	67
8.1	Inleiding	67
8.2	Overstromingskans	67
8.3	Overstromingsverloop	68
8.4	Schade- en slachtoffermodellering	69
8.5	Schade en slachtofferisico's	70
8.6	Discussie en conclusies	71
9	Literatuur	73

1 Inleiding

1.1 Overstromingsrisico's

Kennis over de gevolgen van overstromingen wordt steeds belangrijker. In Vlaanderen is sinds het begin van de 21e eeuw een mentaliteitswijziging ontstaan in het waterbeheer. Vroeger was de filosofie om het overlopen van dijken zoveel mogelijk te vermijden en het water zo snel mogelijk af te voeren. Dit kon echter niet alle problemen verhelpen en leidde soms tot grotere schades stroomafwaarts. De nieuwe aanpak bestond erin dat men niet langer wilde beschermen tegen een bepaalde waterstand maar wel tegen overstromingsschade. Overstromingen kunnen op sommige plaatsen immers slechts tot minimale schade leiden of zelfs positieve effecten hebben (natuurgebieden), terwijl ze in andere gebieden absoluut vermeden moeten worden. De focus verschoof daar mee van preventie van overstromingen naar overstromingsrisicobeheersing, waarbij ook de gevolgen nadrukkelijker in beeld kwamen.



Figuur 1.1 Schematische weergave van de Vlaamse risicomethode (Nederlandse methode werkt op vergelijkbare wijze).

Om de effecten van overstromingen op een objectieve manier te bepalen werd daarom een methode ontwikkeld om het overstromingsrisico te bepalen. Figuur 1.1 geeft een schematische weergave van de Vlaamse risicomethode weer. In een eerste fase worden overstromingskaarten gegenereerd die voor een bepaalde terugkeerperiode de oppervlakte en de waterhoogte van de overstroming voorstellen. In een volgende fase worden deze overstromingskaarten gecombineerd met landgebruik- en socio-economische data. Met

behulp van schadefuncties en slachtofferfuncties worden schade- of gevolgenkaarten gegenereerd. Deze kaarten tonen de gevolgen van een overstroming in termen van materiële schade en aantallen slachtoffers. De schadekaarten worden ieder vermenigvuldigd met de overeenkomende kans van voorkomen om tot slot te worden gecombineerd tot één risicokaart (materieel risico of slachtofferrisico). Het risico wordt dan gedefinieerd als de sommatie van de producten van de kans van de overstroming (functie van de terugkeerperiode) en de effecten van de overstroming (schade).

Bovengenoemd stappenplan voor het berekenen van overstromingsrisico wordt in de meeste West-Europese landen toegepast, zo ook in Nederland. Wel zijn er verschillen in de manier waarop de verschillende stappen worden ingevuld. Voor het genereren van de overstromingskaarten kan verschillende software en methodologie gebruikt worden, wat resulteert in verschillende overstromingsmodellen, met verschillende resultaten. Voor het bepalen van de gevolgschade, wordt in elk land met verschillende basisdata en schadefuncties gewerkt en ook de integratie van de schadekaarten tot een risicokaart gebeurt niet overal met dezelfde formule.

In Nederland worden overstromingsrisico's onder meer in beeld gebracht in verband met het actualiseren van de beschermingsnorm. De huidige normen variëren van 1:250 per jaar voor bekaide gebieden in het Maasdal, tot 1:10.000 per jaar voor de Randstad. In het kader van het project Waterveiligheid 21^e eeuw (WV21) is nagegaan of en waar deze normen aangescherpt dienen te worden. De technische resultaten zijn samengevat in Van der Most (2011). Een politiek besluit over een eventuele aanscherping is nog niet genomen.

Een andere reden waarom verschillende Europese lidstaten bezig zijn met het ontwikkelen en/of toepassen van een risicomethodologie, is de Europese Overstromingsrichtlijn (2007/60/EG) die in 2007 van kracht werd. Deze richtlijn stelt dat de Europese lidstaten tegen eind 2013 voor de verschillende stroomgebieden en kustgebieden overstromingskaarten en risicokaarten moeten opstellen die dan later gebruikt worden om tegen eind 2015 stroomgebiedbeheersplannen op te stellen.

Aannames en uitgangspunten van de toegepaste risicomethodes hebben effect op de berekende risico's. Gegeven het belang van de berekende risico's bij onder meer het actualiseren van de beschermingsnorm in Nederland, is het interessant om na te gaan of toepassing van een andere methode tot andere uitkomsten zou leiden. Een vergelijking van risicomethoden uit verschillende landen is ook relevant voor het onderling vergelijken van overstromingskaarten en risicokaarten die worden aangeleverd voor de overstromingsrichtlijn: hebben waargenomen verschillen in overstroomd oppervlak en waterdiepten een fysische oorzaak of zijn ze het gevolg van verschillen in overstromingsmodellering?

1.2 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. Onder het thema veiligheid zijn de afgelopen jaren verschillende studies uitgevoerd. Eén van deze studies richtte zich op een vergelijking van de methoden die in Nederland en Vlaanderen worden gebruikt om overstromingsrisico's te bepalen.

De wijze waarop de overstromingskans en de bijbehorende hydraulische belasting wordt bepaald is in 2007 onderwerp van studie geweest (zie Asselman et al., 2007). In 2008 is vooral gekeken naar de wijze waarop in Nederland en in Vlaanderen overstromingsmodellen worden gemaakt en de wijze waarop de maatgevende hydraulische belasting wordt vertaald naar een waterstandsverloop in de tijd. Uit dit onderzoek bleek dat Nederland en Vlaanderen gebruik maken van verschillende softwarepakketten (Sobek en Mike) en dat de wijze van schematiseren eveneens verschillend is (2-dimensionaal in Nederland; met parallelle 1-dimensionale takken in Vlaanderen). Zoals vooraf verwacht was, leidde dit tot verschillen in berekende waterdieptes en overstroomde oppervlakken. Verschillen in de aannames om bresgroei te simuleren bleken echter zeker zo belangrijk te zijn. Datzelfde geldt voor de manier waarop de maatgevende waterstand wordt vertaald in een waterstandsverloop in de tijd. Nederland en Vlaanderen gebruiken verschillende methoden om te komen tot een waterstandsverloop. Wanneer deze worden toegepast in overstromingsmodellen leidt dit eveneens tot verschillen in overstroomd oppervlak en berekende waterdieptes. De resultaten van dit onderzoek zijn uitgebreid gerapporteerd in Asselman et al. (2009). Ten slotte zijn in 2010 de Nederlandse en de Vlaamse modellen voor het bepalen van economische schade en aantallen slachtoffers vergeleken.

De voorgaande rapporten focusten op individuele stappen die deel uitmaken van de methoden om het overstromingsrisico te bepalen. In onderliggend rapport worden al deze stappen achter elkaar gezet om na te gaan (1) hoe groot het uiteindelijke verschil in het berekende overstromingsrisico is en (2) welke stappen de grootste bijdrage leveren aan de waargenomen verschillen.

1.3 Doelstelling

Het doel van onderliggende rapportage is tweeledig:

- 1 Kwantificeren van absolute verschillen in het berekende economische en slachtofferrisico voor het studiegebied Zuid-Beveland;
- 2 Vaststellen welke onderdelen in de Nederlandse en Vlaamse risicomethodes de grootste bijdragen leveren aan de waargenomen verschillen.

Vragen die beantwoord dienen te worden zijn:

- Is het overstromingsrisico dat met de Nederlandse methode is berekend voor Zuid-Beveland van vergelijkbare omvang als het risico dat is berekend met de Vlaamse methode?
- Hoe groot zijn de verschillen in berekende overschrijdingsfrequenties van verschillende waterstanden?
- Zijn de gesimuleerde bressen vergelijkbaar van breedte?
- Hoe groot is het verschil in overstroombaar oppervlak en optredende waterdiepten volgens de Vlaamse en Nederlandse overstromingsmodellen?
- Berekent de Vlaamse methode dezelfde waarde voor de economische schade en aantallen slachtoffers?
- Hoe groot is het uiteindelijke overstromingsrisico volgens beide methoden?
- Alles overziend, welke onderdelen uit de risicomethodes leveren de grootste bijdragen aan het waargenomen verschil in overstromingsrisico?

1.4 Leeswijzer

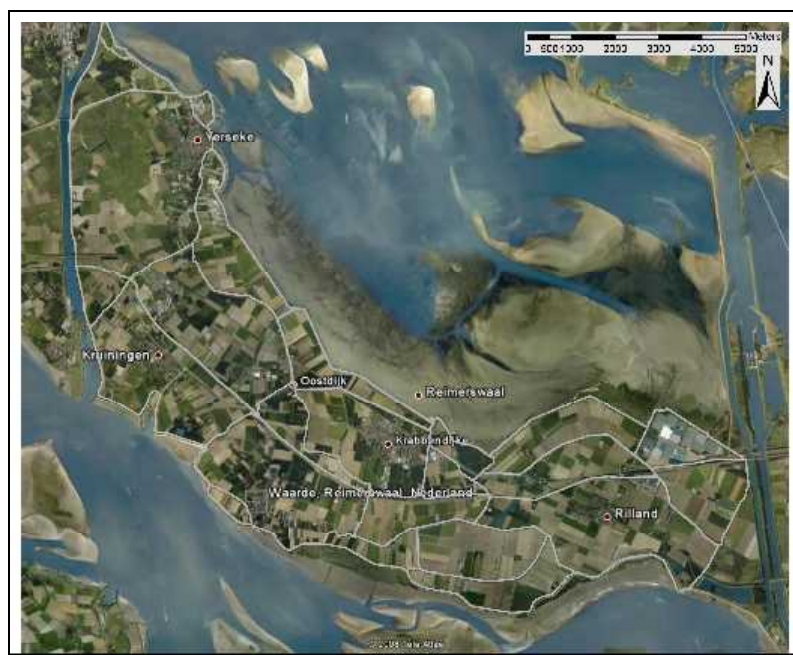
Na deze inleiding, volgt in hoofdstuk 2 een beschrijving van het studiegebied. Hoofdstuk 3 gaat in op de overstromingskans. Onderwerpen die daarbij aan bod komen zijn (1) de selectie van de breslocaties en de bijbehorende kritieke hydraulische belasting in termen van waterstanden op de Westerschelde en (2) de overschrijdingsfrequenties van deze kritieke waterstanden. Het overstromingsverloop vormt het belangrijkste onderwerp van hoofdstuk 4. Naast de gebruikte overstromingsmodellen wordt hier ook stil gestaan bij de bresgroeimodellen en de wijze waarop de kritieke buitenwaterstand is vertaald in een “maatgevend” waterstandsverloop. De resultaten van de schade- en slachtoffermodellering zijn vermeld in hoofdstuk 5. De resultaten uit de hoofdstukken 3 t/m 5 worden in hoofdstuk 6 gecombineerd om te komen tot het economische risico en het slachtoffer risico. In de discussie in hoofdstuk 7 wordt kort stilgestaan bij de implicaties van dit onderzoek voor andere beleidsstudies. Een samenvatting van de belangrijkste bevindingen is te vinden in hoofdstuk 8.

2 Studiegebied

Het vergelijken van de Nederlandse en de Vlaamse methoden om het overstromingsrisico van een dijkkring te bepalen vindt plaats op basis van een casestudie. Voor deze casestudie is Zuid-Beveland oost (dijkkring 31) gekozen. Dijkkring 31 is gelegen op Nederlands grondgebied en grenst aan de Westerschelde in het zuiden en de Oosterschelde in het noorden. Voor deze studie richten wij ons vooral op de grens met de Westerschelde. Onderstaande figuur geeft een aanduiding van het studiegebied t.o.v. Vlissingen en Antwerpen.



Figuur 2.1 Luchtfoto met aanduiding van het studiegebied Zuid-Beveland



Figuur 2.2 Luchtfoto Zuid-Beveland met aanduiding van de poldergebieden (witte lijnen)

Figuur 2.2 toont de dijkkring in meer detail. Plaatsen die zich in de dijkkring bevinden zijn Kruiningen en Yerseke in het westen en Rilland en Bath in het oosten. De hoogteligging van de dijkkring varieert van NAP¹ -1,5 m in het westen tot bijna NAP +1,5 m in het oosten. Het gebied is opgedeeld in verschillende polders die van elkaar gescheiden zijn door 'voormalige' waterkeringen (witte lijnen in Figuur 2.2). Een deel van deze binnendijken heeft nog een waterstaatkundige functie. Ook de aanwezigheid van een deels hoger gelegen spoorlijn en autosnelweg zorgen voor compartimentering van het gebied. Het landgebruik is voornamelijk landbouw.

1. NAP of Nieuw Amsterdams Peil is het Nederlandse referentievlak. Het TAW of Tweede Algemene Waterpassing is het Belgische referentievlak. Het TAW-nulpunt ligt circa 2,35 m lager dan het NAP-nulpunt.

3 Overstromingskans

3.1 Inleiding

Het overstromingsrisico is gedefinieerd als het product van de kans op een overstroming (jaar^{-1}) en de gevolgen van een overstroming (uitgedrukt in euro's en/of slachtoffers). In dit en het volgende hoofdstuk gaan we in op de methoden die gebruikt zijn om de kans op een overstroming in beeld te brengen. De onderwerpen die hierbij aan bod komen zijn:

- Ligging potentiële breslocaties;
- Kritieke hydraulische belasting voor bresvorming;
- Overschrijdingskans van deze kritieke hydraulische belasting;
- Vaststellen overstromingskans.

3.2 Potentiële breslocaties en kritieke hydraulische belasting

3.2.1 Beschrijving methode

Op dit moment wordt in Nederland het VNK2 project uitgevoerd (Veiligheid Nederland in Kaart, fase 2). Binnen dit project worden voor alle dijkkringen overstromingskansen bepaald. Hierbij wordt onderscheid gemaakt naar type kering (dijk, duin of kunstwerk). Ook worden de waterkeringen (dijken en duinen) onderverdeeld in "vakken". Een vak is een stuk waterkering met min of meer gelijke sterkte-eigenschappen en belasting. Per vak wordt, met behulp van het computerprogramma PCRing, de faalkans bepaald. Hierbij wordt gekeken naar meerdere faalmechanismen, waaronder overloop en golfoverslag, opbarsten, piping en afschuiven van het binnentalud. Meer informatie hierover is te vinden in Rijkswaterstaat (2005).

Het berekenen van de faalkans per vak vraagt om grote hoeveelheden gegevens over de verschillende type keringen. VNK2 is drukdoende de benodigde gegevens landsdekkend te verzamelen en te verwerken. Dit geldt ook voor de dijkkringen grenzend aan de Westerschelde. Op het moment dat deze studie werd uitgevoerd waren nog geen VNK-resultaten beschikbaar.

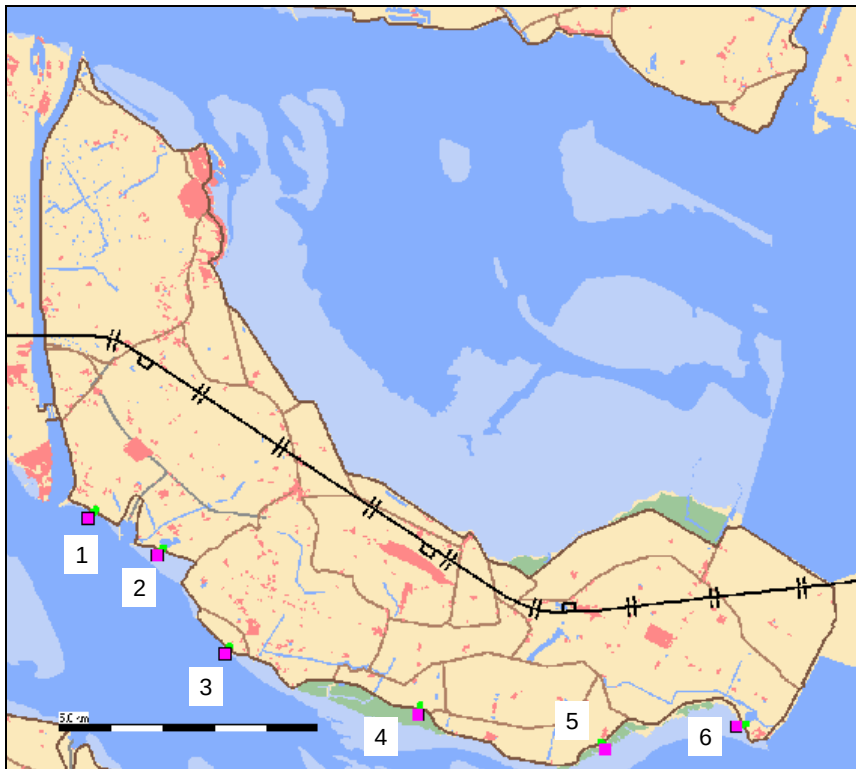
Omdat onvoldoende informatie beschikbaar was om tot een reële inschatting te komen van mogelijke breslocaties met verwachte faalkans werden in deze studie arbitrair 6 potentiële breslocaties aangeduid (Figuur 3.1). De locaties betreffen een selectie van de locaties waar in 1953 sprake was van bresvorming.

Aangenomen is dat sprake is van bresvorming op de aangegeven locaties bij het overschrijden van een, eveneens arbitrair gekozen, kritieke waterstand (Tabel 3.1). Bij de keuze van de waterstanden is er voor gezorgd dat sprake is van enige spreiding in de faalkans en dat sprake is van bresvorming bij zowel onderschrijding als overschrijding van maatgevende omstandigheden.

3.2.2 Resultaten

Figuur 3.1 toont de geselecteerde breslocaties. Aangenomen is dat sprake is van bresvorming op de aangegeven locaties bij het overschrijden van een, in dit geval arbitrair

gekozen, kritieke waterstand. Deze kritieke waterstanden komen niet per se overeen met de maatgevende waterstand ter plaatse van de bres. De coördinaten van de breslocaties zijn vermeld in Tabel 3.1. De waarden van de kritieke waterstanden, waarbij is aangenomen dat bresvorming optreedt, zijn eveneens vermeld.



Figuur 3.1 Ligging van geselecteerde breslocaties

Tabel 3.1 Aangenomen kritieke waterstand voor bresvorming per geselecteerde breslocatie

Nr.	x-coördinaat	y-coördinaat	locatie	kritieke waterstand (m NAP)
1	60134	384173	Kruiningen ten W. van veerhaven	6,1
2	61419	383409	Kruiningen ten O van veerhaven	6,2
3	62712	381506	Westveerpolder	6,05
4	66431	380335	Emmanuelpolder	6,25
5	69996	379642	Zimmermanpolder	6,2
6	72736	380021	Bath	6,7

3.3 Overschrijdingsfrequenties van waterstanden

3.3.1 Beschrijving methode

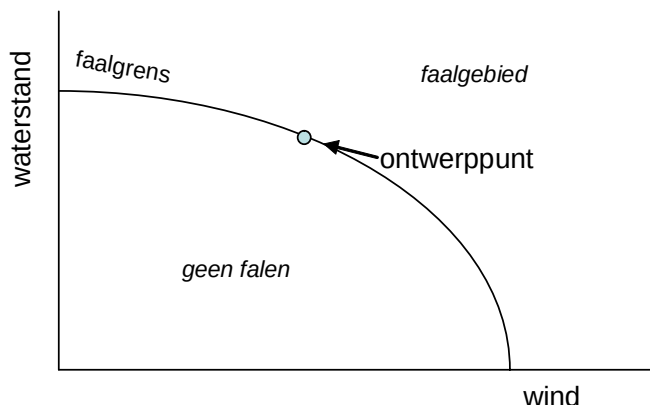
Wanneer de omstandigheden (hydraulische belasting) die leiden tot het falen van een waterkering bekend zijn, dient de kans op het voorkomen of overschrijden van deze belasting te worden onderzocht. Zowel Nederland als Vlaanderen hebben methoden ontwikkeld om tot maatgevende waterstanden te komen met een bepaalde kans op voorkomen.

Nederland

In Nederland wordt voor het estuarium van de Westerschelde gebruik gemaakt van Hydra-K om toetsrandvoorwaarden af te leiden. De hydraulische randvoorwaarden bestaan uit een (maatgevende) combinatie van de waterstand- en golfparameters. Binnen HYDRA-K worden deze randvoorwaarden vastgesteld middels een berekening van het "ontwerppunt". Het ontwerppunt is gedefinieerd als de combinatie van variabelen waarvoor geldt:

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

Dit principe wordt toegelicht in Figuur 3.2. Stel dat een dijk faalt bij een bepaalde hoogte van de golfoploop. Deze golfoploop kan bereikt worden bij verschillende combinaties aan waterstanden en golfhoogten. De combinaties die leiden tot overschrijding van deze kritieke hoogte vormen samen de faalgrens (zwarte lijn in Figuur 3.2). Alle combinaties van waterstanden en stormen die tot een hogere golfoploop leiden bevinden zich in het faalgebied (rechtsboven deze lijn). De faalgrens wordt gevormd door een groot aantal combinaties van waterstand en wind (of golven). De combinatie met de grootste kans van voorkomen wordt het ontwerppunt genoemd.



Figuur 3.2 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. 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 *alleen* de waterstand.

Een waterstand met overschrijdingsfrequentie gelijk aan de norm (1/4.000 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.

De rekenoptie kan alleen worden gebruikt bij het berekenen van de maatgevende waterstand (overschrijdingskans 1:4000 per jaar). Omdat we in deze studie ook geïnteresseerd zijn in afwijkende overschrijdingsfrequenties is deze optie niet toegepast.

Vlaanderen

In Vlaanderen werd in 2000 de Algemene Methode opgesteld welke (intussen verfijnd) wordt toegepast voor de bevaarbare waterlopen. Naast modelleringsaspecten beschrijft de Algemene methode hoe extreme waterlooptoestanden, met inbegrip van technieken voor extreme waarden analyse, kunnen geschat en voorspeld worden. Standaard worden volgende terugkeerperiodes beschouwd (in jaren): 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2500, 4000, 10000.

De eerste stap 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 volgens een bepaald onafhankelijkheidscriterium en boven een minimale drempelwaarde alsook voor verschillende aggregatieniveaus (2 u, 3 u, 4 u, 6 u, 1 dag, 2 dagen, ... of 1, 2, 3, ... tot 9 tijcyccli).

De volgende stap is het opmaken van Quantile-Quantile-plots, zogenaamde 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.

Tot slot worden ingeval van zeer extreme waterlooptoestanden een bijkomende afvlakking van de maatgevende waterstanden en debietgegevens ten gevolge van een inname van het winterbed meegenomen.

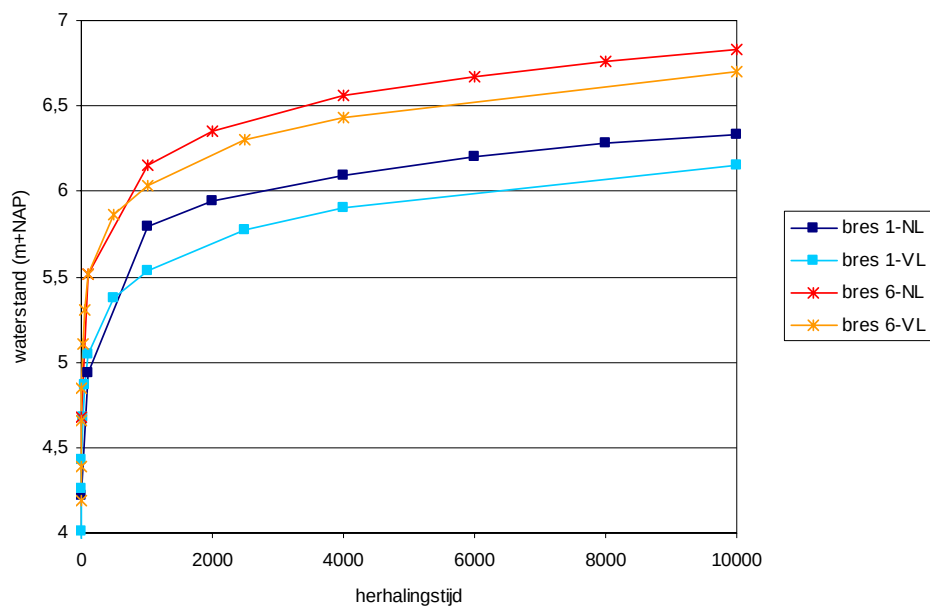
Voor een meer gedetailleerde beschrijving van de methoden die in Nederland en Vlaanderen worden gebruikt om overschrijdingsfrequenties van waterstanden te bepalen wordt verwezen naar Asselman et al. (2007).

3.3.2 Resultaten

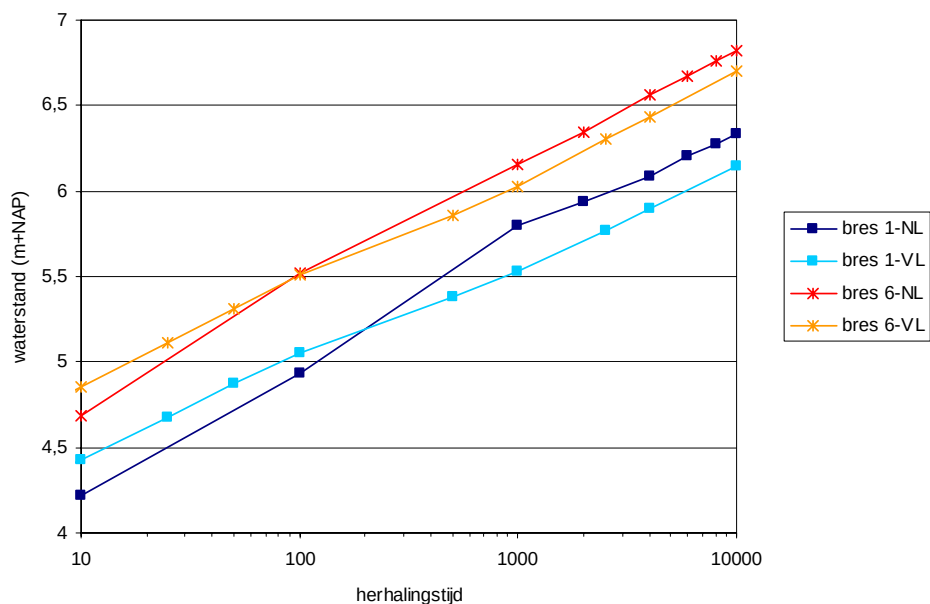
De berekende overschrijdingsfrequenties voor breslocaties 1 en 6 zijn weergegeven in Figuur 3.3. Opvallend is dat de Nederlandse methode leidt tot hogere waterstanden wanneer gekeken wordt naar overschrijdingskansen in de orde van 1:1.000 per jaar of kleiner. Voor een overschrijdingskans 1:4.000 per jaar levert de Nederlandse methode een hoogwater op ter hoogte van bres 1 die bijna 0,2 m hoger uitkomt dan de Vlaamse methode. Bij breslocatie 6 bedraagt het verschil 0,1 m. Gemiddeld over de 6 breslocaties bedraagt het verschil in de berekende maatgevende waterstand 0,14 m, waarbij de Nederlandse schatting dus 0,14 m hoger ligt dan de Vlaamse schatting.

Deze verschillen in berekende maatgevende waterstand van 0,14 m, zijn vergelijkbaar met de verschillen gevonden door Asselman et al. (2007). De onzekerheid rondom de centrale schatting voor de maatgevende waterstand is groot. Roscoe (2009) toont

onzekerheidsbanden van een aantal meter. Gezien de onzekerheden waarmee deze schattingen zijn omgeven, zijn de gevonden verschillen 'acceptabel'. Het verschil tussen de Vlaamse en de Nederlandse methode valt ruim binnen de onzekerheidsband die hoort bij de Hydra-k schattingen.



a



b

Figuur 3.3 Overschrijdingsfrequenties berekend voor breslocaties 1 en 6 volgens de Nederlandse methode (NL) en de Vlaamse methode (VL)

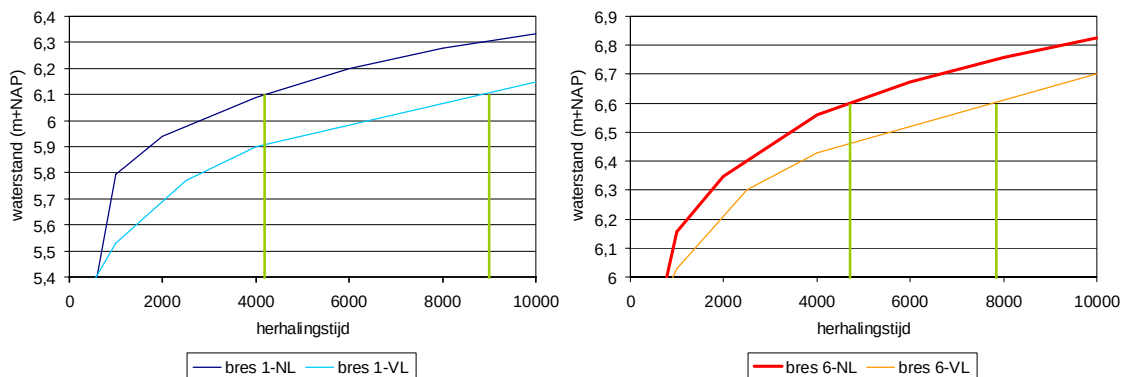
3.4 Overstromingskans

Op basis van de gekozen kritieke waterstanden in Tabel 3.1 en de in Figuur 3.3 weergegeven overschrijdingsfrequenties per waterstand kan de faalkans per bres worden bepaald. Het resultaat is te zien in Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Faalkans van de geselecteerde breslocaties op basis van kritieke hydraulische belasting (arbitrair gekozen) en overschrijdingsfrequenties (berekend)

Bresnummer	aangenomen kritieke waterstand (m+NAP)	faalkans (per jaar)	
		overschrijdingskans NL (bij benadering)	Overschrijdingskans VL (bij benadering)
1	6,1	1: 4000	1:8500
2	6,2	1: 5000	1:9000
3	6,05	1: 2000	1:4000
4	6,25	1: 3000	1:4500
5	6,2	1: 1500	1:2000
6	6,7	1: 6500	1: 10000

De faalkansen voor de verschillende dijkvakken zoals berekend met de Vlaamse en de Nederlandse methode, blijken sterk uiteen te lopen (factor 1.5 à 2). Dit grote verschil in faalkans lijkt in tegenspraak met de conclusie uit de vorige paragraaf waarbij gesteld werd dat de verschillen in berekende maatgevende waterstanden 'acceptabel' zijn of in de lijn der verwachtingen liggen. De verklaring hiervoor wordt gegeven aan de hand van Figuur 3.4. Figuur 3.4 *zoomt* in op de berekende overschrijdingsfrequenties voor waterstanden bij breslocatie 1 (links) en breslocatie 6 (rechts). Zoals eerder vermeld, bedraagt het verschil in maatgevende waterstand volgens de Nederlandse en de Vlaamse methode bij breslocatie 1 bijna 0,2m. Dit verschil is te zien door in de linkerfiguur bij de herhalingstijd van 4000 jaar (kans van voorkomen 1:4000 per jaar) de groene lijn omhoog te volgen. De waterstand met een overschrijdingskans van 1:4000 per jaar bedraagt volgens de Vlaamse methode ongeveer NAP +5,9 m en volgens de Nederlandse methode ongeveer NAP +6,1m. Wanneer nu verondersteld wordt dat de kering faalt bij het overschrijden van een waterstand van NAP +6,1 m, dan is de kans hierop volgens de Nederlandse methode 1:4000 per jaar. Volgens de Vlaamse methode is de kans dat een waterstand van NAP 6,1 m wordt overschreden echter beduidend kleiner, namelijk orde 1:9000 per jaar. De verschillen zijn kleiner bij breslocatie 6. De kans dat een waterstand van NAP 6,6 m wordt overschreden is orde 1:5000 per jaar volgens de Nederlandse methode, maar bijna 1:8000 per jaar volgens de Vlaamse.



Figuur 3.4 Overschrijdingsfrequenties van waterstanden berekend met de Nederlandse en de Vlaamse methode voor breslocaties 1 (links) en 6 (rechts)

3.5 Conclusie

De locaties waar bresvorming optreedt en de hydraulische belasting waarbij dit gebeurt, is in beide methodes gelijk verondersteld. Verschillen in overstromingskans zijn daardoor alleen het gevolg van verschillen in berekende overschrijdingsfrequenties van kritieke waterstanden.

De verschillen in berekende maatgevende waterstanden (overschrijdingskans 1:4000 per jaar) bedroegen gemiddeld 0,14 m. Gezien de onzekerheden waarmee extrapolatie van extreme gebeurtenissen gepaard gaat, liggen dergelijke verschillen in de lijn der verwachting. Echter, omdat de toename van de waterstand bij gebeurtenissen met een kleine kans van voorkomen gering is, leiden ogenschijnlijk beperkte verschillen in berekende waterstanden toch tot grote verschillen in overschrijdingskans. Een waterstand bij bres 1 heeft volgens de Nederlandse methode een overschrijdingskans van 1:4000 per jaar, maar volgens de Vlaamse een overschrijdingskans van 1:9000 per jaar. Gemiddeld leidde de Nederlandse methode tot overstromingskansen die 1,5 tot 2 keer groter waren dan de Vlaamse methode.

De methoden die in Nederland en Vlaanderen worden gebruikt om potentiële breslocaties en bijbehorende kritieke hydraulische belasting vast te stellen, zijn niet onderzocht in het kader van deze studie. Het lijkt echter zeer aannemelijk, dat dit tot nog grotere verschillen in berekende overstromingskansen zou leiden.

4 Het overstromingsverloop

4.1 Inleiding

Het overstromingsrisico is gedefinieerd als het product van de kans op een overstroming (jaar^{-1}) en de gevolgen van een overstroming (uitgedrukt in euro's en/of slachtoffers). In het voorgaande hoofdstuk is ingegaan op de faalkans van de dijkvakken. Geconcludeerd werd dat (hoewel de Nederlandse en de Vlaamse methoden beide uit zijn gegaan van dezelfde breslocaties en de dezelfde arbitrair gekozen kritieke waterstanden waarbij bresvorming aanvangt) er grote verschillen zijn waar te nemen in de toegekende overstromingskansen.

In dit hoofdstuk gaan we in op de methoden die gebruikt zijn om het overstromingsverloop (overstroomd gebied, waterdiepte, stroomsnelheid en stijgsnelheid) in de dijkkring in beeld te brengen. De onderwerpen die hierbij aan bod komen zijn:

- Vaststelling verloop buitenwaterstand a.g.v. stormopzet;
- Bresgroei modellering;
- Overstromingsmodellering.

4.2 Vaststelling verloop van buitenwaterstand

4.2.1 Inleiding

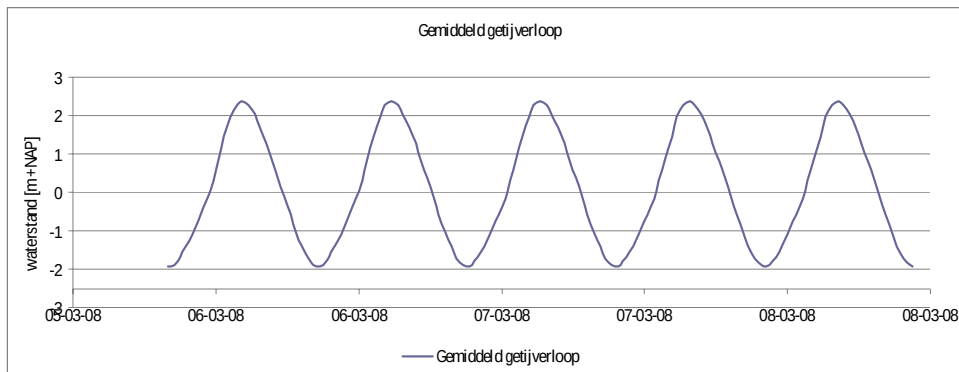
In het voorgaande hoofdstuk is per bres de kritieke waterstand gegeven waarbij is aangenomen dat bresvorming op gaat treden. Om deze bresgroei te simuleren en om de stroming van water door de bres te modelleren, is het nodig om deze kritieke waterstand te vertalen in een waterstandsverloop in de tijd. De wijze waarop dit in Nederland en Vlaanderen gebeurt, is onderwerp van studie geweest in Asselman et al. (2010). De methodes worden hier kort samengevat. Voor aanvullende informatie wordt verwezen naar Asselman et al. (2010).

4.2.2 Nederlandse methode

In Nederland is een standaard methode opgesteld om het waterstandsverloop gedurende een storm te bepalen. Deze methode wordt onder meer gebruikt bij het bepalen van de gevolgen van een potentiële dijkdoorbraak (zie onder andere het project Veiligheid Nederland in Kaart en in het bijzonder de Leidraad overstromingsberekeningen voor VNK2, opgesteld in 2008 en de notitie van Kok en Van der Doef, 2006). De methode wordt toegelicht met behulp van de gegevens van Hansweert, gelegen in het oostelijk deel van de Westerschelde.

Stap 1: bepaal het gemiddelde getijverloop

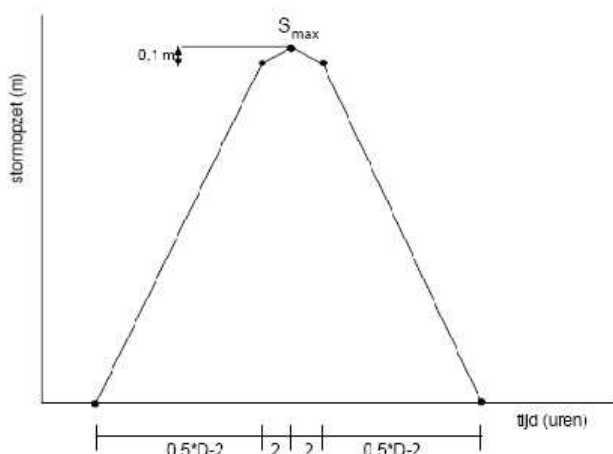
Het gemiddelde getijverloop is bepaald op basis van de jaarlijkse gemiddelde hoogwaterstand en jaarlijkse gemiddelde laagwaterstand. Figuur 4.1 geeft het gemiddelde getijverloop weer bij Hansweert.



Figuur 4.1 Gemiddeld getijverloop nabij Hansweert

Stap 2: definieer de stormopzet

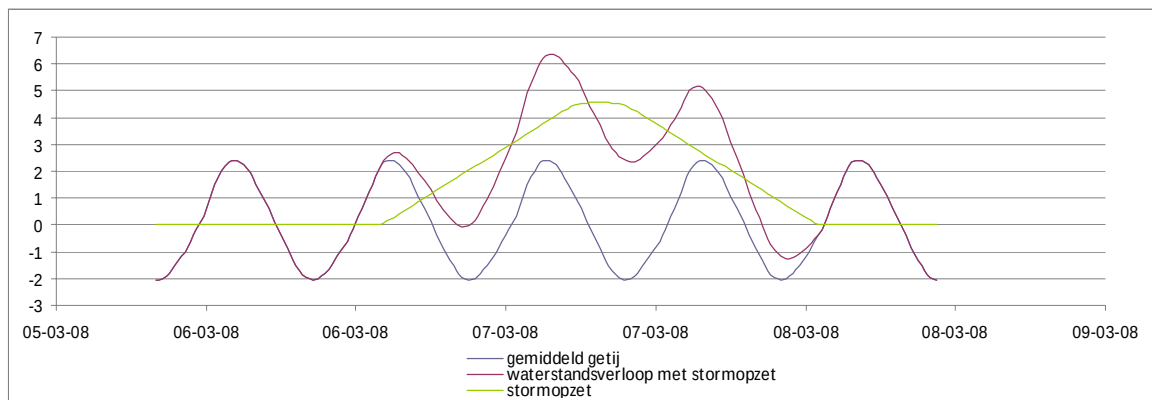
Bovenop dit gemiddelde getijverloop wordt een stormopzet geplaatst. Deze stormopzet is trapeziumvormig en heeft in de Westerschelde een standaardduur van 35 uur, zie Figuur 4.2.



Figuur 4.2 Standaard stormopzet met S is maximum opzet in meters en D is de totale duur van de stormopzet

Stap 3: tel de stormopzet op bij het gemiddelde getij met een faseverschil van 4,5 uur

Vervolgens wordt de hoogte van de stormopzet opgeteld bij het gemiddelde getij, waarbij de top van de stormopzet 4,5 uur na het hoogwater valt van het gemiddelde getij. Dit levert het waterstandsverloop op voor de referentiesituatie, zie Figuur 4.3. Hierbij is hoogte van de stormopzet zo gekozen dat de maximale waterstand in het samengestelde waterstandsverloop gelijk is aan de HR2006 toetsingswaarde behorende bij de locatie 49 (Veerhaven). Deze HR2006 toetsingswaarde is NAP 6,1 m.



Figuur 4.3 Waterstandsverloop bij maatgevend hoogwater (referentiesituatie)

Een kritische beschouwing van deze methode is te vinden in Asselman et al. (2010). De belangrijkste conclusies waren dat de stormopzetduur mogelijk wordt onderschat. In de literatuur zijn aanwijzingen te vinden voor een stormduur van meer dan 35 uur. Ook zijn er geen duidelijke aanwijzingen om uit te gaan van een faseverschil van 4,5 uur. De keuze hiervoor lijkt samen te hangen met de wens om uit te gaan van een 'worst case' benadering. Ten slotte werd opgemerkt dat het verloop van de stormopzet niet altijd goed kan worden beschreven met een trapeziumvorm. Dit komt deels doordat stormen een 'grillig' verloop kunnen hebben wat resulteert in een onregelmatige stormopzet. Een ander probleem is dat een trapeziumvorm leidt tot overschatting van de waterstanden tijdens hoogwater en afgaand tij, terwijl de waterstanden tijdens laagwater en opgaand tij worden onderschat. Deze onder- en overschatting kunnen meer dan 0,5 m bedragen. De relatief hoge stormopzet tijdens laagwater en opgaand tij is het gevolg van de interactie tussen stormopzet en getij. De trapeziumvorm houdt hiermee geen rekening. Een uitgebreidere analyse hiervan is te vinden in Asselman et al. (2010)

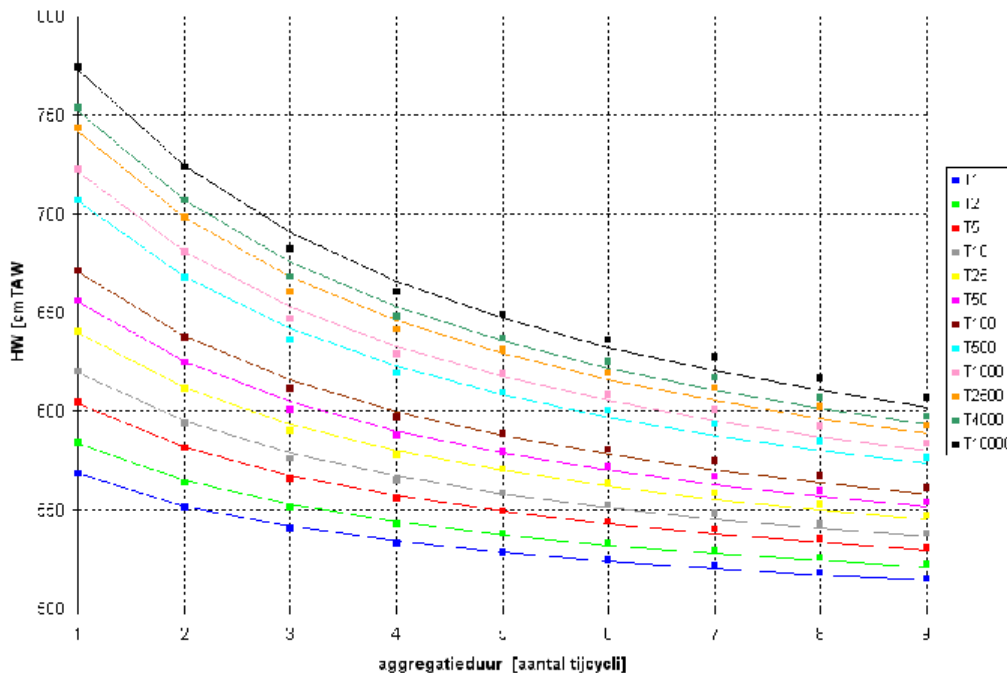
4.2.3 Vlaamse methode

In Vlaanderen worden voor de bevaarbare waterlopen composietrandvoorwaarden gehanteerd. Aan de hand van zogenaamde debiet-duur-frequentierelaties (QDF), waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF, Figuur 4.4) en windintensiteit-duurfrequentie-relaties (IDF), opgesteld aan de hand van extreme waarden analyse voor verschillende aggregatieduren, worden maatgevende tijdreeksen afgeleid welke dienen als randvoorwaarden voor hydrodynamische modellering.

De keuze van de opeenvolgende hoogwaters in de composietrandvoorwaarde is zodanig dat voor elke aggregatieduur het gemiddelde hoogwater voldoet aan de opgestelde HDF-relaties gegeven een retourperiode. Dus, bij 1 hoogwater te Vlissingen met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar wordt een waterstand verwacht van TAW +7,75 m (Figuur 4.4). Bij een aggregatieperiode van 2 hoogwaters, moeten deze gemiddeld uitkomen op TAW + 7,25 m. Wanneer het eerste hoogwater TAW +7,75 m was, betekent dit dat het daar opvolgende hoogwater een waarde heeft van TAW +6,75 m.

Arbitrair wordt gesteld dat voor de aggregatieduur van 2 tijcycli het eigenlijke maatgevende hoogwater en het eerstvolgende hoogwater worden beschouwd. Voor de aggregatieduur van 3 tijcycli wordt bijkomend het hoogwater voorafgaand aan het eigenlijke maatgevende

hoogwater beschouwd. Voor de aggregatieduur van 4 tijdcycli wordt opnieuw een hoogwater volgend op het eigenlijke maatgevende hoogwater beschouwd. Enz.

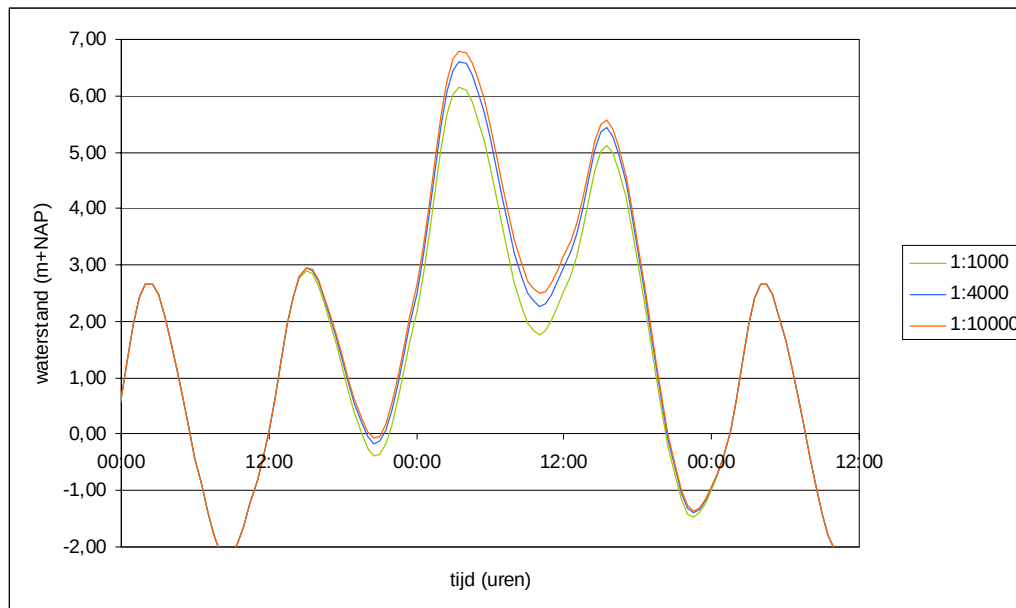


Figuur 4.4 Waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF-relaties) voor hoog water te Vlissingen 'anno 2000' (IMDC, 2005)

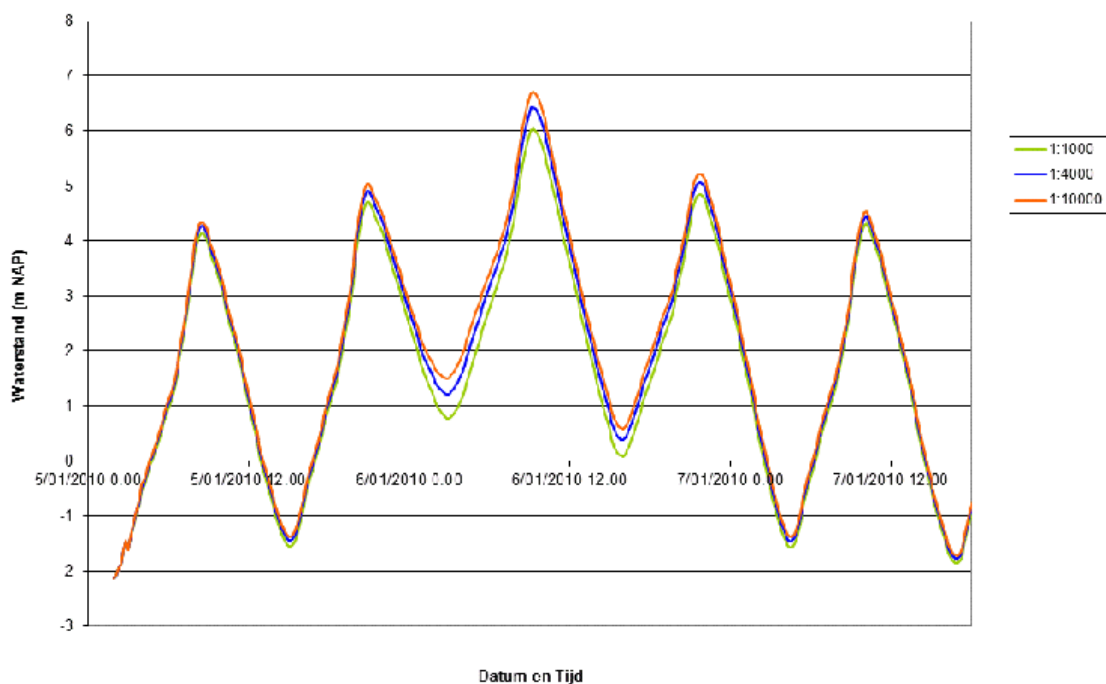
Na doorrekening van de composietrandvoorwaarden is voor elke locatie in de rivier het maatgevend waterstandsverloop, gegeven de terugkeerperiode, gekend. Op deze manier wordt het afvoergedrag van de rivier bij extreme waterlooptoestanden, oa. overstromingen, mee in rekening gebracht. Bijgevolg is ook het al dan niet (laten) optreden van bresvorming een belangrijke parameter.

4.2.4 Resultaten

Een voorbeeld van de waterstandsverlopen die zijn vastgesteld voor waterstanden met een verschillende overschrijdingskans is te zien in Figuur 4.5 (Nederlandse methode) en Figuur 4.6 (Vlaamse methode).



Figuur 4.5 Waterstandsverlopen gegenereerd met de Nederlandse methode voor locatie Bath



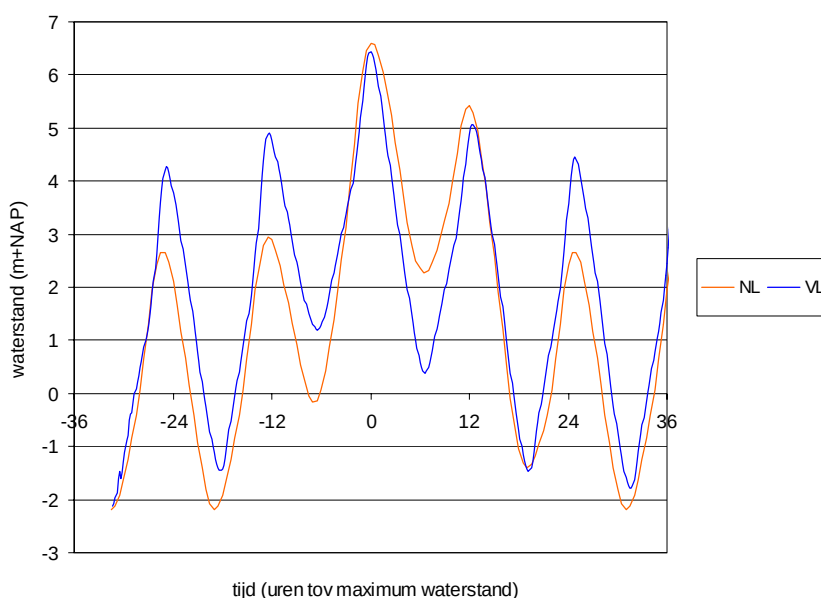
Figuur 4.6 Waterstandsverlopen gegenereerd met de Vlaamse methode voor locatie Bath

Wat opvalt, is dat het verschil in maximale waterstanden tijdens vloed relatief gering is. Volgens de Nederlandse methode is de maximum waterstand tijdens de tweede vloedperiode ruim 1 m lager dan tijdens het eigenlijke hoogwater. Volgens de Vlaamse methode is de afname ongeveer 1,5 m. Bij het 3^e vloedperiode is de afname volgens de Nederlandse methode wel beduidend groter dan volgens de Vlaamse methode (orde 4 en 2 m respectievelijk). Impliciet gaat de Vlaamse methode dus uit van een langere stormopzetduur.

Wat ook opvalt, is het grote verschil tijdens de ebperiode volgend op het eigenlijke hoogwater. Bij een hoogwater met een kans van voorkomen van 1:4000 per jaar neemt de waterstand volgens de Nederlandse methode af van ruim NAP 6,5m naar iets minder dan NAP 2,5m. Een verschil van ongeveer 4 m. Volgens de Vlaamse methode daalt de waterstand echter veel verder. Het verschil bedraagt hier ongeveer 6 m.

4.2.5 Conclusie

Impliciet gaat de Vlaamse methode uit van een langere stormopzetduur. Daar staat tegenover dat de Vlaamse methode veel lagere waterstanden voorspelt tijdens de ebperiode volgend op het hoogste hoogwater. Deze verschillen zijn duidelijk te zien in onderstaande figuur.



Figuur 4.7 Waterstandsverloop tijdens een stormvloed met overschrijdingskans 1:4000 per jaar bepaald met de Nederlandse (NL) en Vlaamse (VL) methode

4.3 Bresgroeimodellering

4.3.1 Inleiding

Het ontstaan van een bres is niet hetzelfde als het falen van een dijk. Het niet kunnen vervullen van zijn waterkerende functie bij een waterstand hoger dan de hoogte van de dijk (waarbij geen dijkdoorbraak ontstaat) wordt namelijk ook als falen van de waterkering beschouwd. Verder kan bresvorming opgedeeld worden in bresinitiatie (opsouperen van de reststerkte door overloop en/of overtopping) en bresgroei (daling van de kruinhoogte beneden de kritische waterstand). Met bresgroei wordt bedoeld op een toestand waarbij door erosie of structureel falen water over, door en/of onder de waterkering stroomt op een niet-gecontroleerde wijze.

Verskillende factoren kunnen de snelheid en grootte van bresvorming bepalen. De belangrijkste factoren zijn structuurkenmerken van de dijk en de hydraulische belasting (waterpeil, stroming, golven). Andere factoren met een significante invloed op mogelijke

bresvorming zijn onder meer de kwaliteit van constructie, het materiaaltype en de onderhoudstoestand van het dijksegment (Van Hoestenbergh et al., 2010).

In het kader van recent uitgevoerde projecten, zoals de EU-projecten 'Impact' en 'Floodsite' is gebleken dat de erosiegevoeligheid van de dijklagen en de bijhorende beschrijving van sedimenttransport cruciale factoren zijn in de simulatie van het ontstaan en de ontwikkeling van bresgroei.

- Belasting: De belasting kan bestaan uit de waterdrukken in en/of stroomsnelheden (ingeval van rivierdijken eerder) parallel dan wel normaal gericht op de dijk, maar ook uit een overloop en/of overslag met geleidelijke erosie als gevolg.
- Structuurkenmerken en materiaaleigenschappen: Zeer uiteenlopende dijkontwerpen komen voor in termen van type afdeklaag, kernmateriaal (cohesief, niet-cohesief, ...), ... wat zich mogelijks doorvertaalt in het verloop van het bresgroeiproces. Ook bvb. de onderhoudstoestand van het dijksegment kan een rol spelen.
- Erosiegevoeligheid: De analyse van de IMPACT-testdata in kader van het Floodsite-project (Morris & Hassan, 2009) heeft geleid tot conclusies met betrekking tot de dijk-erosiviteit, oa.:
 - Er bestaan twee categorieën van erosie: kliferosie en oppervlakte-erosie
 - Wanneer welke van de twee optreedt is onduidelijk, maar vermoedelijk gerelateerd aan de erosiegevoeligheid van de bodem
 - Verschillende erosieprocessen treden gelijktijdig op
 - Terwijl continue erosie ook voorkomt, verloopt laterale erosie doorgaans bij wijze van discrete stukken (secties, blokken, ...). De grootte van de discrete stukken varieert van klein tot significant ten opzichte van het dijklichaam. Verwijdering van deze losgekomen stukken door stroming in de bres gaat vaak erg snel en niet door geleidelijke erosie.
 - Sedimenterosie is uniform noch stationair
 - De grootte van de 'blokken' neigen de afmetingen van de waterkering te volgen
- Sedimenttransport: Er is geen eenvoudige vergelijking beschikbaar voor de simulatie van bodemerodeerbaarheid. Nagenoeg alle bestaande bresgroeimodellen simuleren de erosie m.b.v. uitdrukkingen gebaseerd op data m.b.t. sedimenttransport in rivieren. Het is echter voorbarig te veronderstellen dat de erosieprocessen van bresgroei op dezelfde manier kunnen worden beschreven als sedimenttransport in rivieren. Immers, bresgroei omvat dynamische, niet-stationaire processen; terwijl voor het morfologisch riviermodelleren lange-termijn-gemiddelde processen domineren (Soresma, 2009).

Bresvorming wordt veelal beschreven aan de hand van verschillende fasen die worden onderscheiden bij bresgroei. Een mogelijke fasering wordt gegeven door Morris et al. (2009):

- T0 – Geen bresinitiatie: De waterkering vervult zijn functie
- T1 – Begin van bresinitiatie: Overloop, overslag en/of kwel over en/of door de dijk. De bekleding kan beschadigd raken (grasmat en afdeklaag). Er kan geulvorming optreden. Verschillende oorzaken kunnen ten grondslag liggen aan bresinitiatie (overloop, golfoverslag, piping, etc.). Exacte locatie waar dit op zal treden is nauwelijks tot niet voorspelbaar.
- T1-T2 – Progressie van bresinitiatie (reststerkte): Geleidelijke toename van het bresdebiet door toegenomen belasting en/of erosie. Geen tekenen van snelle veranderingen!

- T2-T3 – Overgang naar bresgroei: Kritische overgang waar relatief trage (terugschrijdende) erosie resulteert in een verlaging van de kruin en zo aanleiding geeft tot relatief snelle bresgroei
- T3-T5 – Bresgroei: Snelle verticale erosie alsook laterale groei. De snelheid van bresdieptegroei is afhankelijk van de erosiesnelheid van de bresbodem. De laterale erosie neemt versneld toe (samen met versneld debiettoename). De snelheid van bresbreedtegroei is afhankelijk van erosiesnelheid aan de (inwendige) breslids ('side slopes').

4.3.2 Bresinitiatie versus bresgroei

Zowel de Nederlandse als Vlaamse methode beschouwen enkel bresgroei tijdens de hydrodynamische berekeningen. Impliciet wordt verondersteld dat bresinitiatie optreedt voorafgaand aan het bereiken van de kritisch hydraulische belasting.

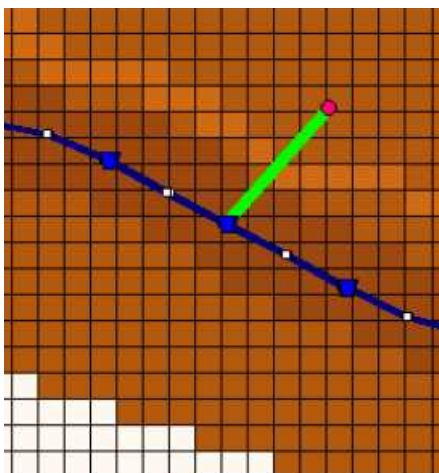
Het restprofiel van de dijk (tgv. bresinitiatie) bij aanvang van bresgroei hangt af van de optredende faalmechanismen en de reststerkte die aan de dijk wordt toegekend.

4.3.3 Nederlandse methode

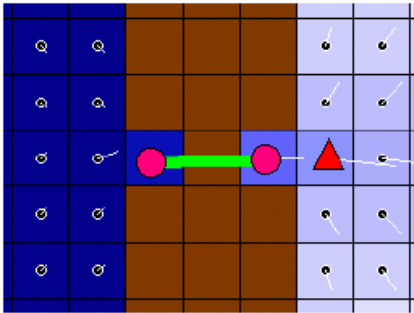
Theorie

In de Nederlandse methode wordt bresgroei berekend met de bresgroeimodule in SOBEK. In SOBEK gebeurt het modelleren van bresgroei via het modelleren van een overlaat. Er wordt een speciale tak gemodelleerd, met daarin een overlaat die de bres schematiseert ("dike breach branch"), aangestuurd door bresgroei-formules. De bresgroei-vergelijking van Verheij-Van der Knaap is geïmplementeerd in SOBEK. Daartoe is de Verheij-Van der Knaap vergelijking gediscretiseerd. Voor het discretisatieschema, defaultwaarden en inputvariabelen wordt verwezen naar Verheij (2003).

Figuur 4.8 geeft een voorbeeld van een "dike breach 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 4.9 toont het zelfde principe, maar dan vanuit een 2D gemodelleerde rivier of meer naar het achterliggende gebied. De streepjes geven de stromingsrichtingen weer.

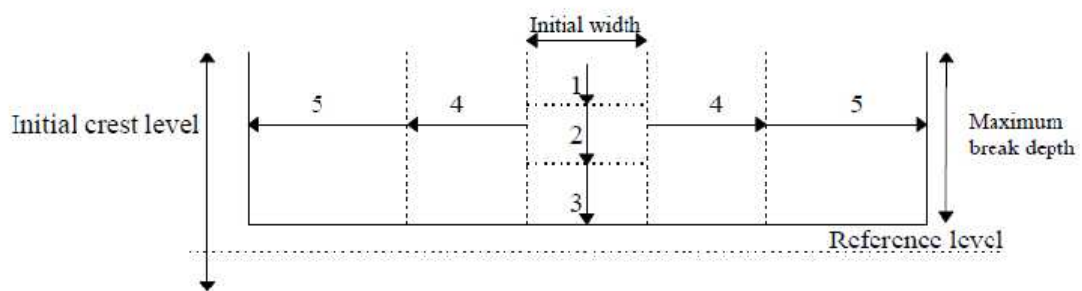


Figuur 4.8 Dijkdoorbraak vanuit 1D gemodelleerde rivier



Figuur 4.9 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 4.10). Daarna groeit de bres in de breedte tot de maximum breedte wordt bereikt (stap 4 en 5).



Figuur 4.10 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 dijkringen 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 en de bresgroeivergelijking (formule Verheij-Van der Knaap) hoe snel de bres groeit. Bresgroei stopt wanneer de stroomsnelheid tot beneden de kritieke waarde voor erosie is afgenomen.

In 2006 werd een nieuwe optie in SOBEK ingebouwd voor “autonome” bresvorming. Deze optie maakt het mogelijk om waterkeringen “automatisch” te laten bezwijken. Dit gebeurt via het schematiseren van een overlaat en deze dan via controllers te laten zakken. 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 (= over de dijk). Nadeel is dan dat alleen de bresgroei in de diepte gesimuleerd wordt. Door meerdere overlaten naast elkaar te plaatsen, kan het model ook de bresgroei in de breedte simuleren. Bij deze methode kan de stabiliteit van het model een knelpunt vormen. Met deze (iteratieve) procedure kan een eerste indruk worden verkregen van gevoelige plekken in dijken en polders.

In overstromingssimulaties die ten grondslag liggen aan projecten als Veiligheid Nederland in Kaart (VNK) en Waterveiligheid 21^e eeuw (WV21) wordt doorgaans gebruik gemaakt van de tweede optie. Dat houdt in dat bresvorming in de tijd wordt berekend aan de hand van materiaal eigenschappen van de dijk (o.a. in de vorm van een door de gebruiker op te geven kritieke stroomsnelheid voor erosie) en stroming door de bres (verschil in waterstand boven en benedenstrooms van de bres, berekend door SOBEK).

Bresgroeiparameters

De formule die doorgaans in SOBEK wordt gebruikt, verder aan te duiden als de formule Verheij-vdKnaap (2002), luidt:

$$B = 1,3 \frac{g^{0,5} H^{1,5}}{u_c} \log_{10} \left(1 + \frac{0,04 \cdot g}{u_c} t \right) \quad (4.1)$$

waarin:

$$H = h_{\text{buiten}} - h_{\text{binnen}} \quad (4.2)$$

De formule is echter niet in die vorm ingebouwd, maar als volgt:

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{\partial B}{\partial t} \Delta t \quad (4.3)$$

$$\text{met } \left(\frac{\partial B}{\partial t} \right)_{t_i} = \frac{f_1 f_2 \{g(h_{\text{up}} - h_{\text{down}})\}^{1,5}}{\ln 10} \frac{1}{u_c^2} \frac{1}{1 + \frac{f_2 g}{u_c} (t_i - t_0)} \quad (4.4)$$

waarin:

f_1	= coëfficiënt (-)
f_2	= coëfficiënt (-)
h_{up}	= bovenstroomse waterstand (m)
h_{down}	= benedenstroomse waterstand (m)
t_i	= tijdstip i (s)
t_0	= tijdsduur om z_{min} te bereiken (s)
z_{min}	= laagste niveau in bres (m)

Verder zijn de volgende *default*-waarden en grenzen voor de inputvariabelen aangehouden:

Tabel 4.1 Waarden voor parameters voor bresgroeimodellering in SOBEK

Parameter	Naam	default waarde in SOBEK	range
F_1	factor 1	1,3	0,5 – 5
F_2	factor 2	0,04	0,01 – 1
B_0	initial breach width	10 m	1 – 100 m
T_0	time breach reaches $z_{\min}$	0,1 uur	0,1 – 12 uur
T_{start}	start breach growth	-	-
U_c	critical flow velocity	0,2 m/s	0,1 - 10 m/s
$Z_{\text{crest level}}$	initial crest level dike	-	-
$Z_{\min}$	lowest level in breach	-	-

Tabel 4.2 Sterkte eigenschappen diverse grondsoorten

grondsoort	u_c (m/s)	τ_c (Pa)
gras, goed	7	185
gras, matig	5	92.5
gras, slecht	4	62
klei, zeer goede (compact; $\tau_{\text{ongedraineerd}} = 80-100$ kPa)	1.0	4
klei met 60% zand (stevig; $\tau_{\text{ongedraineerd}} = 40-80$ kPa)	0.80	2.5
goede klei met weinig structuur	0.70	2
goede klei, sterk gestructureerd	0.60	1.5
slechte klei (slap; $\tau_{\text{ongedraineerd}} = 20-40$ kPa)	0.40	0.65
zand met 17% silt	0.225	0.20
zand met 10% silt	0.20	0.15
zand met 0% silt	0.16	0.10

Veelal wordt uitgegaan van een kritieke stroomsnelheid voor erosie $u_c = 0,2$ m/s voor zanddijken en 0,5 m/s of 0,6 m/s voor kleidijken. In hoeverre de laatste waarde correct is, is onbekend. Nauwkeurige gegevens ontbreken.

In deze studie is aangenomen dat de kritieke stroomsnelheid voor erosie van zanddijken 0,2 m/s is en voor kleidijken 0,6 m/s. De initiële bresbreedte is gesteld op 10 m. Uit eerder studies is gebleken dat het bresgroeimodel niet erg gevoelig is voor variaties in initiële bresbreedte. Bresgroei start op het moment dat de kritieke waterstand (Tabel 3.1) wordt overschreden. Bij de simulatie van een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar treedt bresgroei dus op vrijwel alle locaties al op voordat de maximale waterstand wordt bereikt. Aangenomen wordt dat de bres in een half uur tijd uitschuurt tot een diepte die gelijk is of enkele centimeters lager ligt dan het achterliggende maaiveld:

- Bres 1: NAP -0,1 m
- Bres 2: NAP 0 m
- Bres 3: NAP -0,3 m
- Bres 4: NAP +1,5 m
- Bres 5: NAP +1,0 m
- Bres 6: NAP +0,2 m

4.3.4 Vlaamse methode

Theorie

In de Vlaamse methode wordt bresgroei gesimuleerd met het bresgroeimodel ("dambreak module") uit Mike11. Bressen worden gemodelleerd in Mike11 m.b.v. een "dambreak structure". Dit is een kunstwerk met een samengestelde vorm die toelaat de stroming door de bres te modelleren, alsook de stroming over de naastgelegen waterkering. De stroming door de bres wordt beschreven m.b.v. de "*energy equation*" en is in feite gelijkaardig aan de stroming over een "*broad crested weir*", met dien verstande dat:

- de vorm van de dam verandert in de tijd: de afmetingen van de bres veranderen doorheen de tijd waardoor de dam korter wordt en de bres breder
- Q,h-relaties voor de overlaat van de dam en de bres verschillen en daarom wordt de stroming over de drempel en door de bres apart uitgerekend.

In deze paragraaf wordt de berekening van bressen in Mike11 beschreven. Er wordt niet dieper ingegaan op de vergelijkingen die gebruikt worden om de stroming over de dam te beschrijven. In eerste instantie wordt de stromingsweerstand berekend, als de totale dimensieloze schuifspanning (θ), m.b.v. de Engelund formule en waarbij de dimensieloze schuifspanning functie is van de schuifspanning op de bedding (θ_{bed}), de specifieke zwaartekracht van het materiaal (s), de dichtheid van water (ρ), de valversnelling (g) en de korrelgrootte, uitgedrukt in diameter (d). Als de dimensieloze *shear stress* groter is dan de kritische schuifspanning (θ_{crit}), wordt erosie van het dijkprofiel verondersteld en wordt de snelheid van het sediment transport (q_t) bepaald. Deze snelheid kan dan gerelateerd worden aan de verandering in diepte van de bresbodem (dH_b/d_t). Deze is een functie van de sedimenttransportsnelheid, de lengte van de bres (L_b), loodrecht op de bres, en de porositeit van het materiaal (ϵ). Daarnaast wordt de groei in de diepte rechtevenredig verondersteld met de groei in de breedte (dW_b/d_t). Hiervoor wordt nog een extra factor, "Side Erosion Index", (SEI) in rekening gebracht, die de groei eventueel versterkt of verzwakt.

In Mike11 moeten de volgende parameters gedefinieerd worden door de gebruiker: korreldiameter, specifieke zwaartekracht, porositeit, kritische schuifspanning en Side Erosion Index (SEI). De andere parameters die een rol spelen, worden door de software berekend (schuifspanning op de bodem en sedimenttransportsnelheid) of zijn constante waarden (dichtheid van water en valsnelheid).

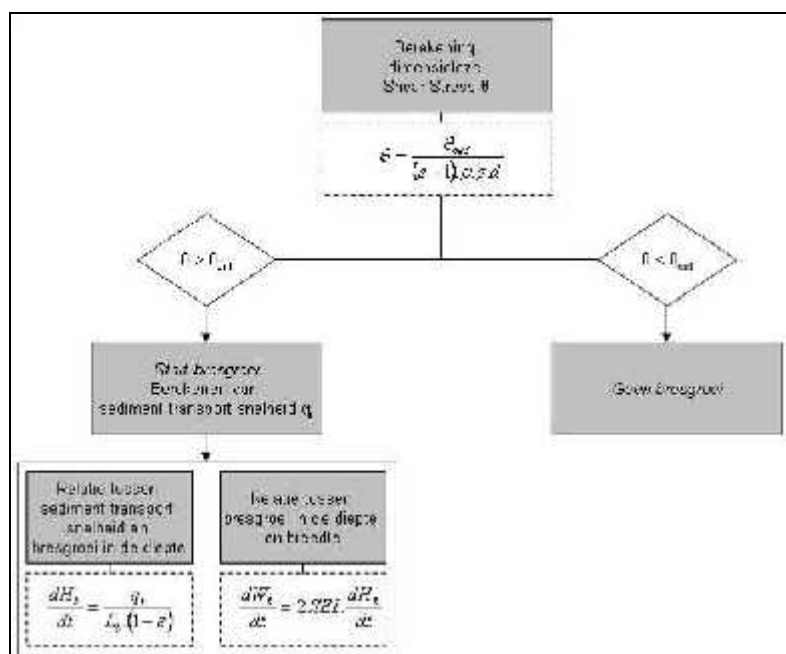
De parameters die bepalen of stroming (door de initiële geul) leidt tot bresgroei en wat de bijhorende finale bresdimensies zijn, worden hierna opgelijst:

- Korreldiameter
- Specifieke zwaartekracht van het materiaal
- Kritische schuifspanning

De parameters die de bresgroei (en dus de afmetingen van de bres) beïnvloeden zijn:

- Porositeit
- Side Erosion Index (SEI)

Het onderstaand schema, in Figuur 4.11, vat het proces in Mike11 samen, met aandacht voor de parameters die een invloed hebben op het berekeningsproces.



Figuur 4.11 Overzicht berekeningsproces bresvorming Mike11

Bresgroeiparameters

Ter hoogte van Zuid-Beveland worden potentiële bressen (dambreak structures) ingevoerd waarlangs het gebied, ingeval van bresvorming, kan overstromen. De parallelle takken (branches) van de deelgebieden van de polder worden met elkaar verbonden door link channels. Echter, de verbinding tussen de deelgebieden van de polder en de Westerschelde gebeurt door een branch waarop de bressen worden ingebouwd (omwille van stabiliteitsredenen). De bressen hebben een initiële breedte van 1 meter en het initieel niveau van de bressen is 5 cm lager dan de waterhoogte op het tijdstip van ontstaan. De bresgroei wordt berekend door Mike11 m.b.v. de Engelund-Hansen sedimenttransportformule. De modelparameters in Mike 11 zijn functie van de reststerkte (restprofiel A of B) en het dijktipe (Tabel 4.3).

Tabel 4.3 Bresparameters voor verschillende dijktipes (waarden voor cohesieve dijk en niet cohesieve dijk overgenomen uit Van Hoestenbergh et al., 2010)

Bresparameters (IMDC, 2005)	Sigmadijk	Cohesieve dijk	Niet-cohesieve dijk
Korrelgroottediameter (m)	0,001	0.00014	0.000185
Dichtheid sediment (kg/dm ³)	2,6	2.6	2.5
Porositeit (-)	0,4	0.4	0.5
Kritische schuifspanning (-)	0,045	1.9	0.03
Side Erosion Index (-)	1	1.5	8
Diepte initiële bres t.o.v. peil waarop bres zich vormt (cm)	5	20	20

De parameters voor de Sigmadijk zijn afgeleid in het kader van het Sigmaplan. De parameters zijn niet geijkt op basis van een fysisch veldexperiment, maar het model is wel geijkt o.b.v. de buitengewone stormvloed van 3 januari 1976 (IMDC, 2005). Een Sigmadijk is

opgebouwd uit meerdere lagen, bijvoorbeeld oude dijk kern, zandige aanvullingen en vette afdeklaag. Dit maakt dat bresgroei in Sigmadijken complex verloopt en niet direct vergelijkbaar is met bresgroei in uniforme zand- of kleidijken.

De maximale dieptegroei van de bressen wordt beperkt door het maaiveld in de polder (IMDC, 2005; Asselman et al., 2010). De dijk zal niet verder kunnen eroderen dan het maaiveldpeil in de polder. Dit wordt voor de verschillende breslocaties als volgt afgeleid (o.b.v. Digitaal Hoogte Model en dwarsprofielen in het Referentiemodel):

- Bres 1: 4.5 m TAW of 2.15 m NAP
- Bres 2: 3.5 m TAW of 1.35 m NAP
- Bres 3: 3 m TAW of 0.65 m NAP
- Bres 4: 3.9 m TAW of 1.55 m NAP
- Bres 5: 3.5 m TAW of 1.15 m NAP
- Bres 6: 1.8 m TAW of -0.55 m NAP

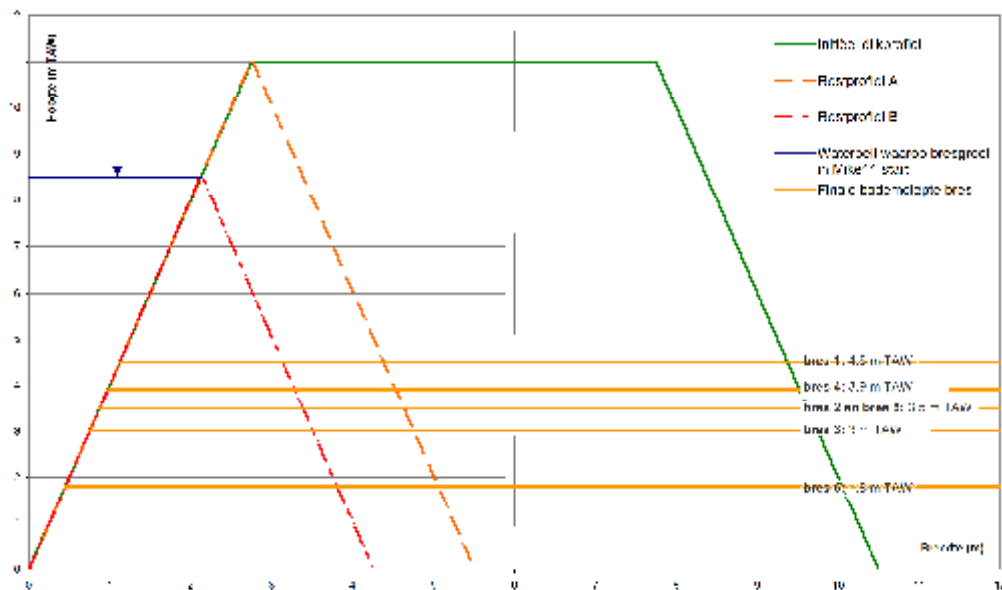
De initiële breedtegroei van de bres(bodem) wordt ingesteld op 1 m en de maximale breedtegroei van de bres(bodem) wordt ingesteld op 300 m. De helling van de zijwand van de bres is 1 m/m.

Per type dijk worden twee reststerktes beschouwd met een verschillende graad van degradatie (initiële schade aan de kruin en het landtalud voorafgaand aan het ontstaan van een stroomgat):

- Restprofiel A: Bresinitiatie (al dan niet combinatie van erosie landtalud t.g.v. golfoverslag, afglijding landtalud, ...) leidde tot een driehoekig restprofiel zonder verlaging van de kruinhoogte. Dit is het dijkprofiel dat er nog is bij de aanvang van Fase III (naar Visser, 1998; cfr. Paragraaf 3.1).
- Restprofiel B: Bresinitiatie (al dan niet combinatie van erosie landtalud t.g.v. golfoverslag, afglijding landtalud, ...) leidde tot een driehoekig restprofiel met verlaging van de kruinhoogte tot (ingestelde) aanvangshoogte voor initiële geulvorming. Dit is het dijkprofiel dat overblijft nadat reeds een deel van de kruin verlaagd is, dus hier start de bresgroei in het model in de loop van Fase III (naar Visser, 1998).

Voordat de bresgroei begint, wordt er verondersteld dat er reeds een zekere vorm van falen is opgetreden en dat er enkel nog een driehoekig restprofiel overblijft, m.a.w. de landszijde van de dijk is volledig gefaald (Fasen I en II; Visser, 1998). Er wordt verondersteld dat alle potentiële breslocaties in dezelfde mate gedegradieerd zijn alvorens bresgroei begint, m.a.w. in een model hebben alle dijken of het restprofiel A of het restprofiel B.

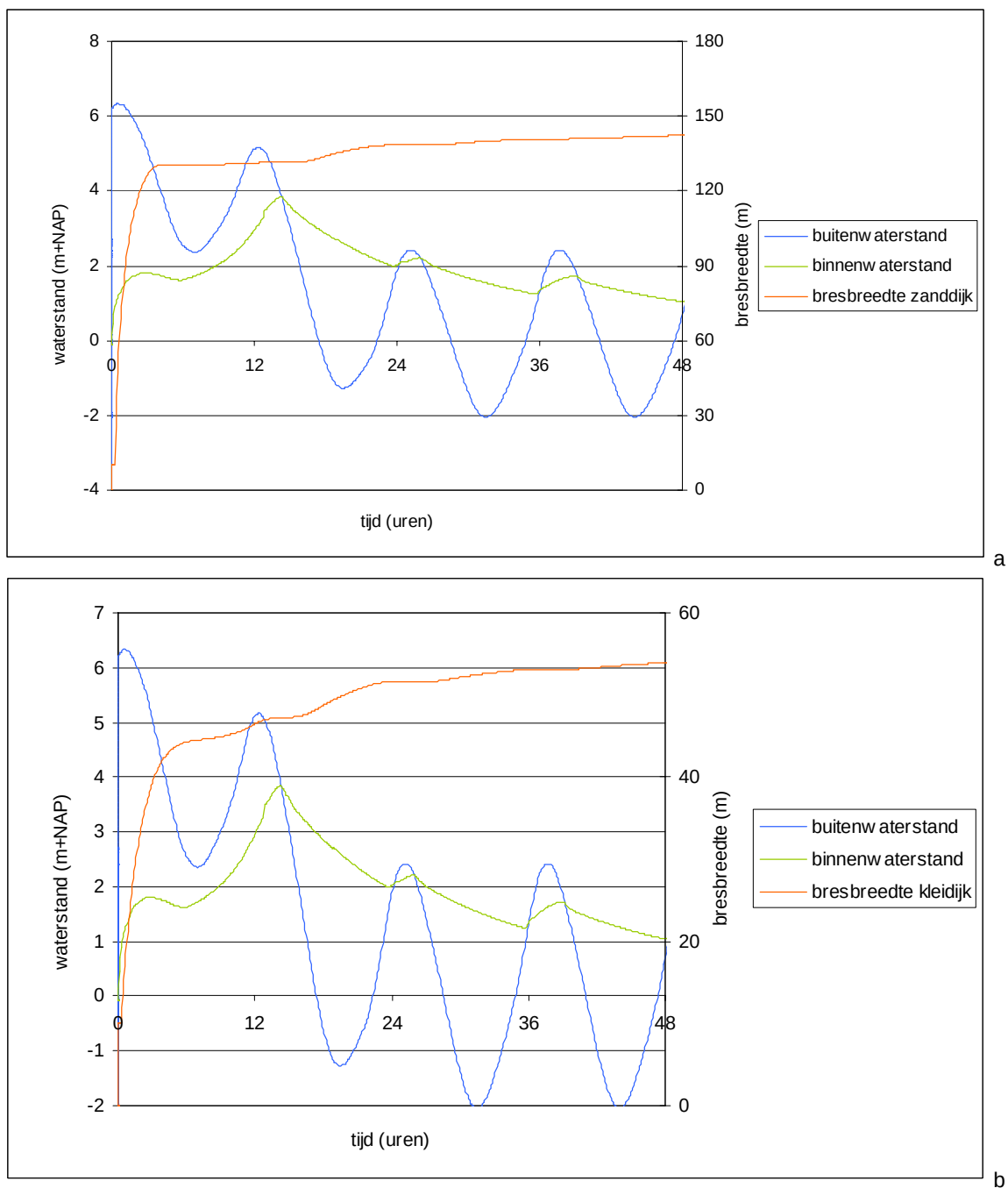
In Figuur 4.12 worden de twee restprofielen die doorgerekend worden gevisualiseerd. In het groen is het initiële dijkprofiel aangeduid, in het oranje (streepjeslijn) wordt restprofiel A weergegeven en in het rood (streepjes-puntjeslijn) worden de verschillende restprofielen B weergegeven voor de 6 bressen. Links is de rivierzijde voorgesteld met aanduiding van het waterpeil waarop de bresgroei start en rechts is de landzijde voorgesteld met aanduiding van de finale bodemdiepte van de bres (geel).



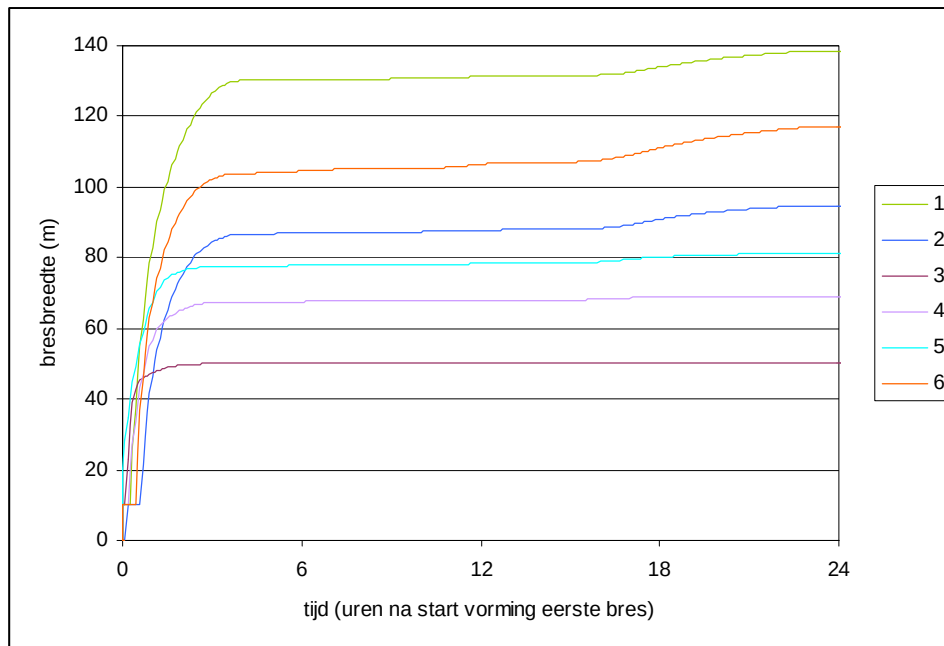
Figuur 4.12 Visualisatie stadia van bresgroei en bresinitiatie

4.3.5 Resultaten

Figuur 4.13a toont het verloop van de bresbreedte in de tijd zoals berekend voor bres 1 met de Nederlandse methode voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar en wanneer sprake is van een zanddijk. Wat opvalt, is dat de bresbreedte de eerste paar uur snel toeneemt (van 0 tot ongeveer 130 m). Dit komt doordat het verhang door de bres (verschil in binnen- en buitenwaterstand) groot is. Dit leidt tot hoge stroomsnelheden die oplopen tot ruim 6 m/s (niet weer gegeven in Figuur 4.13). Tijdens de eerste ebperiode is het verschil in binnen- en buitenwaterstand gering. Dit leidt tot lagere stroomsnelheden en daarmee tot geringere bresgroei. Ook tijdens de tweede vloedperiode (ongeveer 12 uur na het begin van bresvorming) is het verschil in waterstand gering. Er is dan ook nauwelijks sprake van bresgroei. Tijdens de daarop volgende ebperiode (ongeveer na 18 uur) bedraagt het verschil in binnen- en buitenwaterstand ongeveer 2 m. Dit grote verhang leidt tot hogere stroomsnelheden. Aan de oranje lijn in Figuur 4.13 is te zien dat de bres daardoor weer in breedte toeneemt. Bij elke ebperiode is dit het geval, ook al neemt de toename wel af in de tijd. Dit laatste komt doordat de functie die in SOBEK geïmplementeerd is een logaritmisch verloop kent. Na meerdere dagen bedraagt de berekende bresbreedte ruim 150 m. Figuur 4.13b toont hetzelfde, maar dan in geval van een kleidijk. Een overzicht van de groei van alle bressen in de tijd (zoals berekend met de Nederlandse methode) is gegeven in Figuur 4.14. De getoonde waarden zijn berekend met SOBEK tijdens een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar. Na 24 uur varieert de breedte van de opgetreden bressen van 50m tot 140m in het geval van een zanddijk. In het geval van een kleidijk (niet in een figuur te zien) varieert de breedte van ongeveer 20 m tot 60m.

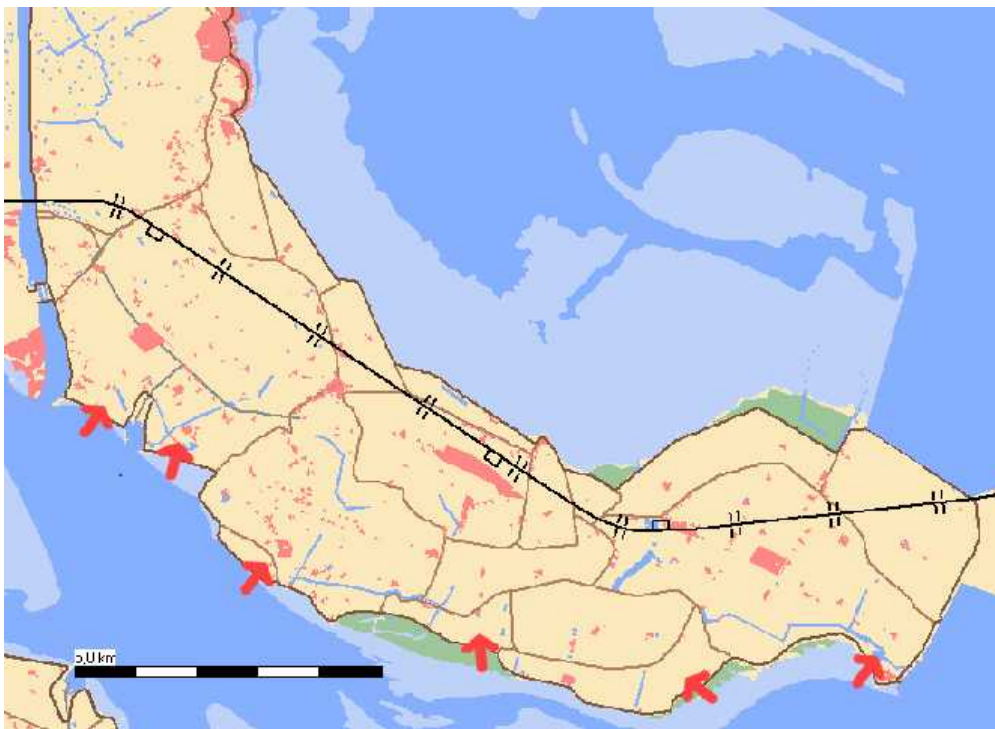


Figuur 4.13 Bresgroei gesimuleerd met SOBEK voor bres 1, tijdens een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar (a) zanddijk, (b) kleidijk



Figuur 4.14 Bresgroe gesimuleerd met SOBEK voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar uitgaande van een zanddijk

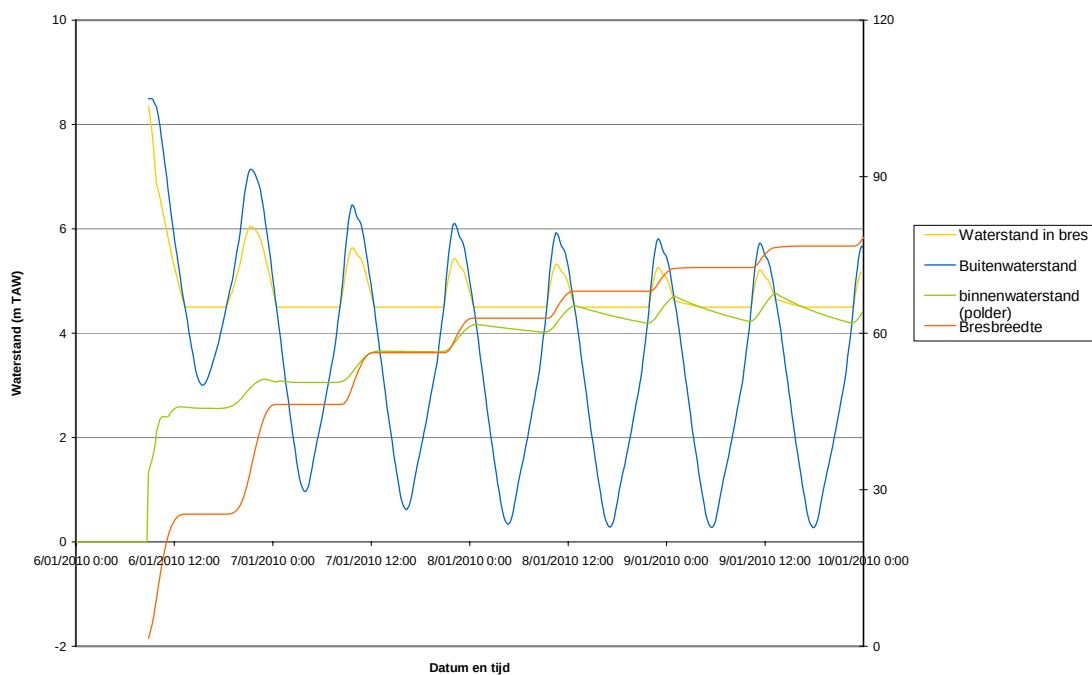
Dit verschil in berekende bresgroe is niet het gevolg van verschillen in materiaalkenmerken van de dijk (die is gelijk verondersteld voor alle locaties), maar vooral van het oppervlak van de achter de bres gelegen polder. Figuur 4.15 toont nogmaals de ligging van de bressen. De bruine lijnen in het kaartje geven de aanwezige secundaire keringen weer in het gebied. De polder gelegen achter bressen 1, 2 en 6 zijn het grootst. Hierdoor kan het instromende water makkelijk wegstromen bij de bres vandaan en duurt het lang voordat de waterstand in de polder toe neemt. Hierdoor blijft het verhang en daarmee de stroomsnelheid door de bres groot. Dit resulteert in relatief brede bressen, variërend van 90m tot 140m. De kleinste polder ligt achter bres 3. In deze polder zal de waterstand snel toenemen. Het verhang (en daaraan gerelateerd de stroomsnelheid) nemen snel af. In Figuur 4.14 is dan ook te zien dat bres 3 het smalste is van alle bressen: 50 m na 24 uur. De hoogte van de secundaire keringen kan dit effect nog versterken.



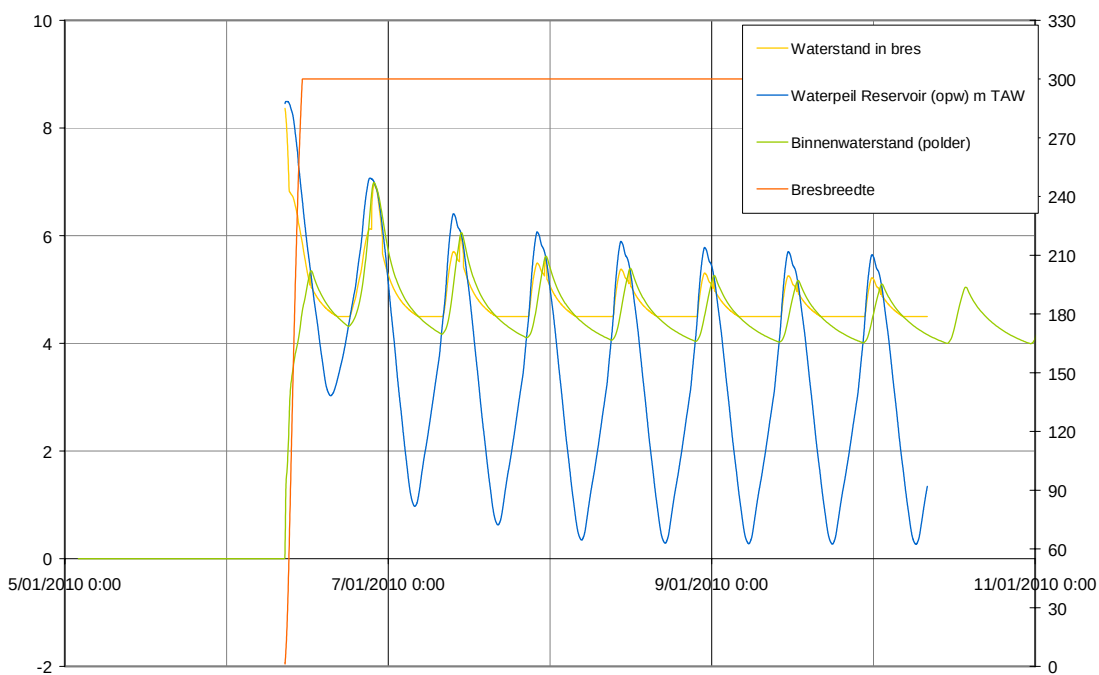
Figuur 4.15 Ligging van de breslocaties

De met de Vlaamse methode berekende bresbreedtes zijn te zien in Figuur 4.16 (bres 1 in detail) en Figuur 4.17 (alle bressen). Voor niet-cohesieve dijken in het Vlaamse verhaal worden bressen 1 t/m 5 tot op de maximale diepte gevormd al vanaf het eerste hoogwater. Voor bressen 1 en 2 is de breedtegroei zeer sterk (> 300 m), al van bij het eerste hoogwater. Op breslocatie 4 is er ook een sterke groei (± 225 m) vanaf het eerste hoogwater. Op breslocaties 3 en 5 is de breedtegroei kleiner (± 100 à 125 m). Bressen 3 en 4 nemen slechts weinig toe in breedte bij de volgende hoogwaters. Bres 5 neemt sterker toe in breedte bij de volgende hoogwaters. De belangrijkste reden hiervoor is in bovenstaande tekst al besproken: het gebied dat achter breslocaties 1 en 2 is gelegen is een groot gebied, waardoor het water makkelijk weg kan stromen en er een groot verhang blijft bestaan door de bres.

Een ander aspect dat van invloed is op de bresgroei, is systeemwerking. Hiermee bedoelen we dat bij het vormen van een bres sprake is van een waterstandsaling op de Westerschelde. Het effect van bresvorming in Zuid-Beveland oost op de waterstanden in de Westerschelde is onderzocht in Asselman et al. (2009). Het maximale verschil tussen het *stand alone* model, waarbij de waterstand op de Westerschelde als een tijdserie is opgelegd, en het gekoppelde model, bedraagt ca. 6 cm in de buurt van de breslocatie Hansweert. Oostwaarts nemen de verschillen toe: ca. 8 cm in Bath en in Antwerpen ca. 15 cm. Deze interactie wordt wel meegenomen in de Vlaamse methode. In de Nederlandse methode is uitgegaan van een vast waterstandsverloop.

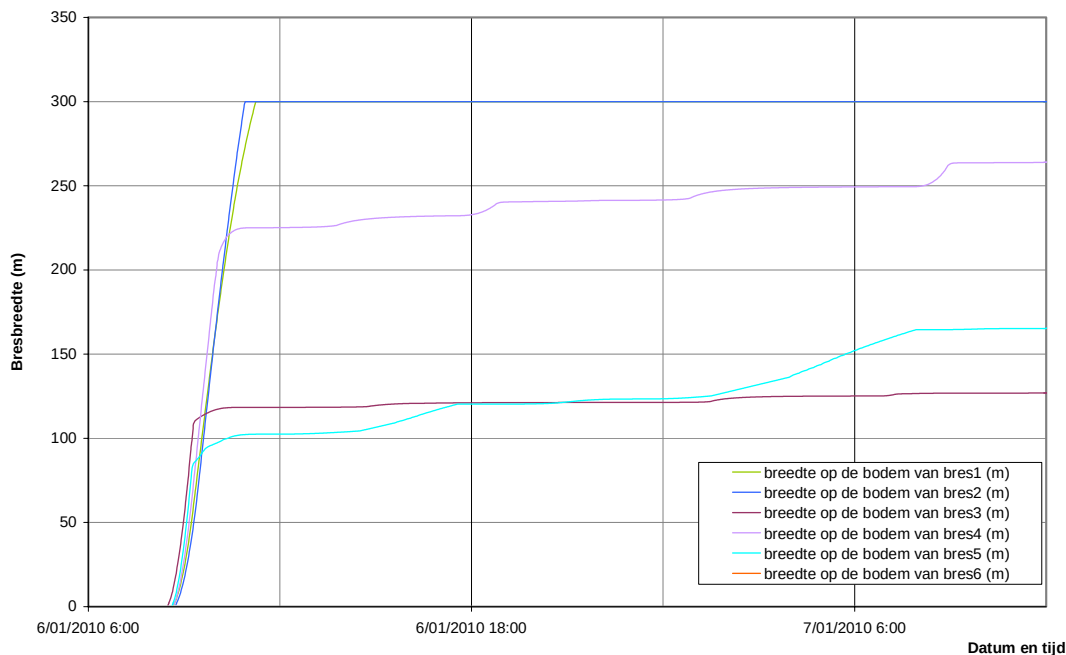


a



b

Figuur 4.16 Bresgroei gesimuleerd met Mike voor bres 1, tijdens een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar (a) Sigmadijk (b) zanddijk



Figuur 4.17 Bresgroei gesimuleerd met Mike11 voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar (zanddijk)

Opgemerkt wordt dat een Sigmadijk een zanderige kern bevat en bekleed is met een (dunne) kleilaag. De eigenschappen van deze dijk liggen dus tussen deze van een kleidijk en een zanddijk. Door de complexere opbouw van de dijk resulteert dit in de simulaties echter niet altijd in tussen liggende bresdimensies.

4.3.6 Conclusie

Uit bovenstaande kan worden geconcludeerd dat in het geval van zanddijken, de Vlaamse methode leidt tot bredere bressen die ook sneller groeien. Bij kleidijken leidt de Nederlandse methode tot bredere bressen. Onderstaande tabel toont de berekende bresbreedtes (orde van grootte). De getallen voor de kleidijk zijn bij de Vlaamse methode gering omdat de waarde is bepaald na het getij waarbij de bres is gevormd. Bij de Nederlandse methode is de breedte na enkele getijperiodes genomen. Omdat kleidijken langzaam groeien, kan hier verschil tussen zitten. Het langzamere verloop is ook zichtbaar voor de Sigmadijk in Figuur 4.16a. De bresbreedte in een zanddijk is na 1 getijperiode wel al vrijwel gelijk aan de maximale breedte (zelfde figuur).

Tabel 4.4 Berekende bresbreedtes (orde van grootte) volgens de Nederlandse en de Vlaamse methode

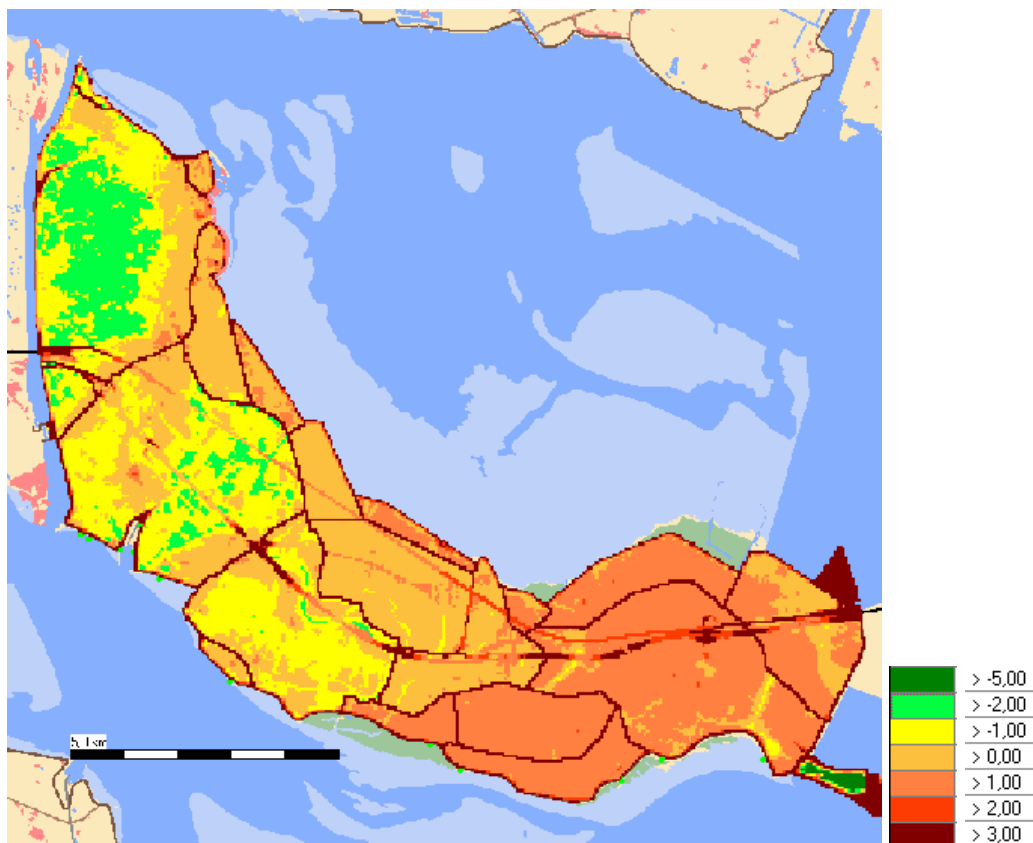
Breslocatie		Nederlandse methode		Vlaamse methode							
		zand	klei	zand	sigmadijk	klei					
3	1	4	150	5	60	6	>300	7	25	8	1
9	2	10	100	11	45	12	>300	13	30	14	1
15	3	16	50	17	20	18	120	19	20	20	20
21	4	22	70	23	30	24	225	25	30	26	5
27	5	28	85	29	35	30	100	31	35	32	25
33	6	34	125	35	50	36	geen bres	37	geen bres	38	geen bres

4.4 Overstromingsmodellering

4.4.1 Nederlandse methode

In Nederland worden overstromingen gemodelleerd met behulp van SOBEK. SOBEK is een hydraulisch model dat 1-dimensionale stroming door relatief smalle waterlopen combineert met een 2-dimensionaal model voor overstroming van grote gebieden. Beide modules zijn volledig geïntegreerd, waardoor water uit 1-dimensionaal gemodelleerde waterlopen naar het omliggende (in 2-d gemodelleerde) gebied kan stormen en omgekeerd. De volledige Saint Venant vergelijkingen worden opgelost. SOBEK is uitgebreid beschreven in onder andere Dhondia & Stelling (2002) en Hesselink et al. (2003). SOBEK kan zowel sub- als supercritische stroming simuleren (inclusief *hydraulic jump*), heeft geen problemen met het natworden en/of droogvallen van cellen en kan omgaan met *nested grids*, waardoor lokaal met een hogere resolutie kan worden gerekend. Het is ook mogelijk de effecten van wind en neerslag op het overstromingsverloop mee te nemen.

Het overstromingsmodel dat binnen SOBEK gemaakt is voor de dijkkring Zuid-Beveland oost is beschreven in Asselman et al. (2007 en 2009). De hoogte van de polders is bepaald op basis van het Actueel Hoogtebestand Nederland (AHN1). De hoogte van de secundaire keringen is als apart bestand beschikbaar gesteld door de Provincie Zeeland. De hydraulische ruwheid is vastgesteld als functie van het landgebruik, waarbij is aangenomen dat overstroming plaatsvindt in de winterperiode en de ruwheid van akkers dus relatief laag is.



Figuur 4.18 Hoogtemodel (in m +NAP) gebruikt als basis voor het 2D SOBEK model

4.4.2 Vlaamse methode

Het Vlaamse model is een quasi-2D model, waar ook de Westerschelde in is meegenomen (dus niet alleen het binnendijkse gebied). De modelschematisatie is deze van het "hoofdwaterlopenmodel". Dit model werd reeds eerder gebruikt binnen LTV O&M.

Het hoofdwaterlopenmodel (referentiemodel) is uitgebreid met het quasi-2D model van Zuid-Beveland en uitgebreid met bressen op de 6 potentiële breslocaties. De parameters van de bressen ingebouwd in dit model zijn in het vorige hoofdstuk besproken. Het referentiemodel en het quasi-2D model van Zuid-Beveland werden reeds besproken in Asselman et. (2007 en 2009). De breslocaties en bresparameters zijn aangepast conform de waarden vermeld in voorgaande tekst.

Als opwaartse randvoorwaarden worden waterpeilen uit het bovenstaande hoofdwaterlopenmodel gebruikt, voor stormen met verschillende terugkeerperiodes. Deze zijn verkregen door op het hoofdwaterlopenmodel de volgende randvoorwaarden op te leggen: Als randvoorwaarden worden composietbuien voor een storm met verschillende terugkeerperiodes (1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2500, 4000 en 10000 jaar) gebruikt. Deze zijn afkomstig uit de Sigmaplan MKBA-studie. Aan de opwaartse randen van het model wordt een debietsrandvoorwaarde opgelegd. Aan de afwaartse rand wordt het getij in Vlissingen opgelegd, samen met de wind te Vlissingen. Aan de open randen van de polder wordt een nuldebiet opgelegd.

Het model van de dijkkring Zuid-Beveland oost is opgedeeld in verschillende poldergebieden (zie Figuur 2.2). De deelgebieden zijn afgebakend op basis van de aanwezige dijken en andere topografische verhogingen zoals autostrades en een spoorweg, op basis van een luchtfoto uit 'GoogleEarth' en het DTM dat gebruikt wordt in het 2D model van Deltares. In elk deelgebied is één riviertak getekend. Aangrenzende deelgebieden zijn verbonden door zgn. link *channels* waarvan de '*depth/width*' relatie bepaald wordt door de aanwezige dijken en andere topografische verhogingen.

De link *channels* tussen de deelgebieden hebben volgende parameters:

- Manningcoëfficiënt = 0.1
- Ladingsverlies coëfficiënt *inflow* = 0.5
- Ladingsverlies coëfficiënt *outflow* = 1
- Bijkomende ladingsverlies coëfficiënt = 0
- Ladingsverlies coëfficiënt van kritische stroming = 1

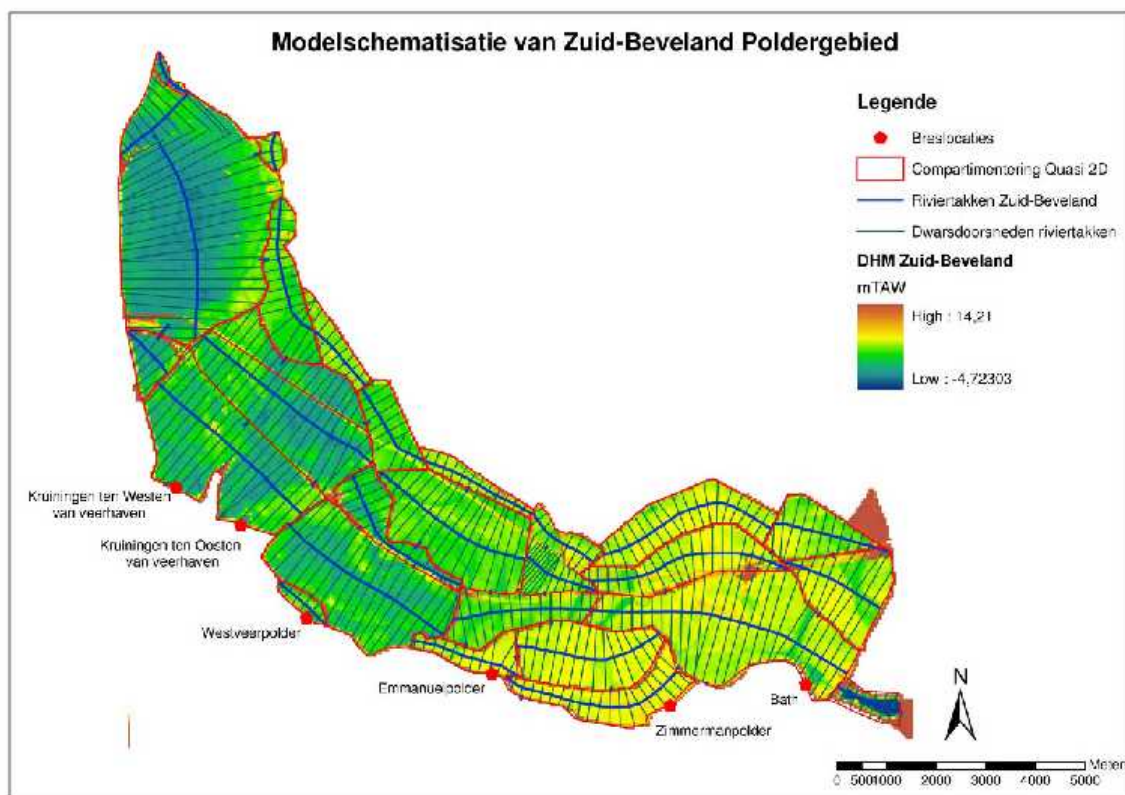
De dwarsdoorsneden van de verschillende riviertakken zijn automatisch gegenereerd in MikeGIS, met als tussenafstand minimum 200 m en een breedte op basis van de polygonen van de deelgebieden. De afstand tussen de punten in een dwarsdoorsnede is gelijk genomen aan 10 m. In enkele deelgebieden werden handmatig enkel secties gewijzigd of bijgetekend ter hoogte van oneffenheden in het reliëf.

Volgende parameters werden gebruikt:

- Radius type: 'resistance radius';
- Transversal distribution: 'distributed';
- Resistance type: 'relative resistance'

In alle dwarsdoorsneden werd een Preismann slot toegevoegd, met een diepte van circa 1 m en een breedte van circa 5 m.

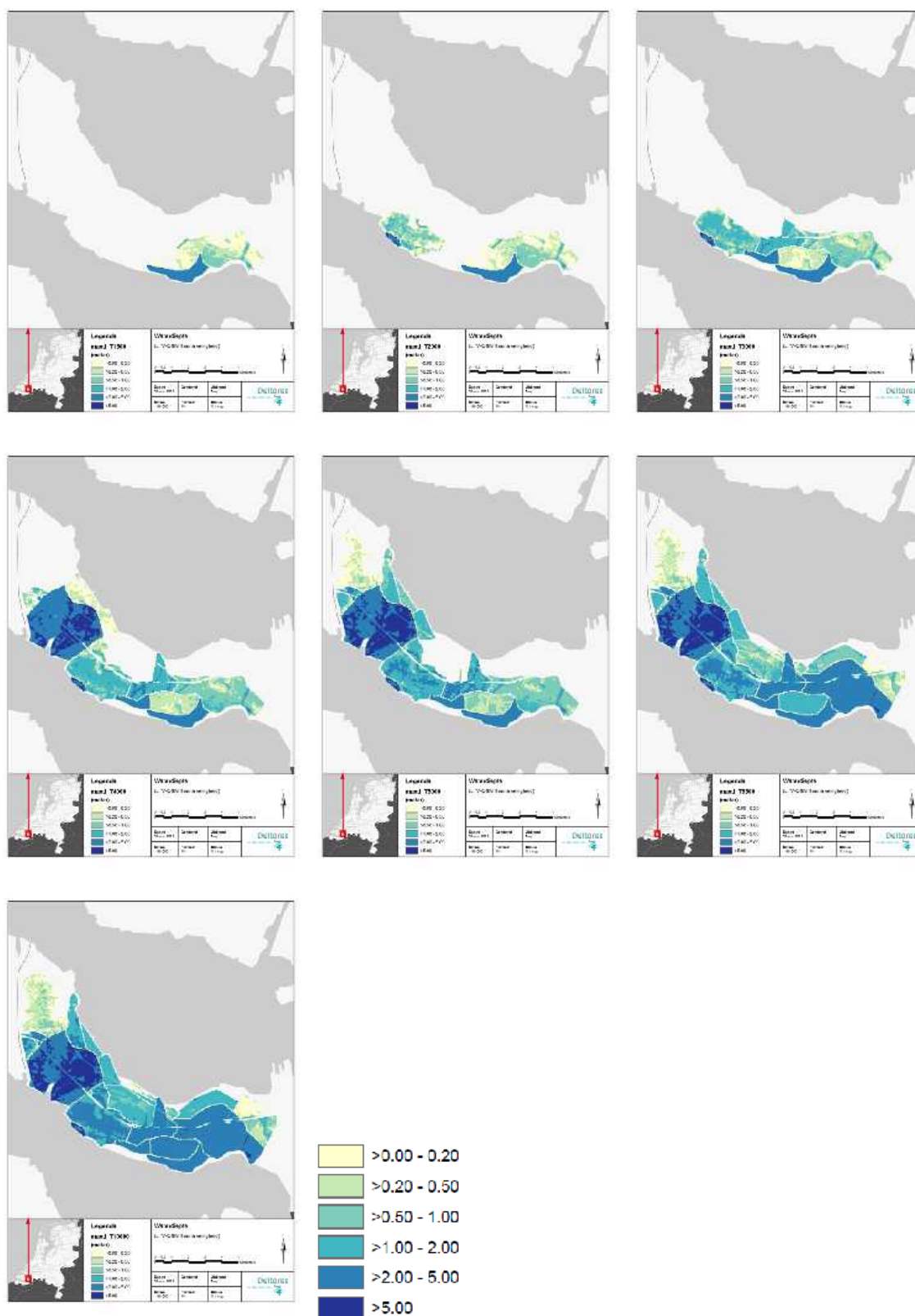
De schematisatie van de dijkkring Zuid-Beveland oost wordt weergegeven in Figuur 4.19 met aanduiding van de 6 potentiële breslocaties, de dijken in het poldergebied, de parallelle takken die de deelgebieden voorstellen en de dwarssecties die hierop gemodelleerd zijn.



Figuur 4.19 Overzichtsplan van de dijkkring Zuid-Beveland oost met aanduiding van de potentiële breslocaties.

4.4.3 Resultaten

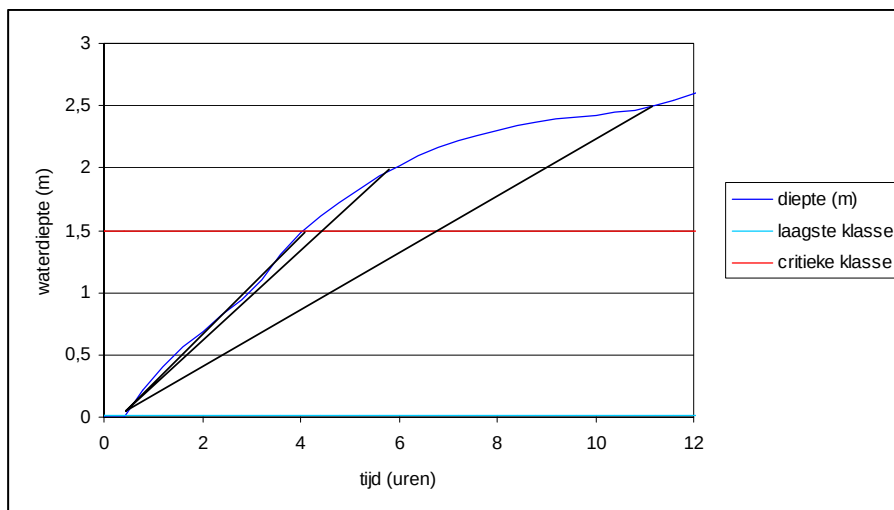
SOBEK is gebruikt om het overstromingsverloop te bepalen tijdens 7 stormvloedten met een verschillende kans van voorkomen. De overstroomde oppervlakten en de maximum waterdieptes die hierbij berekend zijn, zijn te zien in Figuur 4.20.



Figuur 4.20 Maximum waterdieptes berekend met SOBEK voor stormvloed met een kans van voorkomen van 1:1500, 1:2000, 1:3000, 1:4000, 1:5000, 1:6500 en 1:10000 per jaar waarbij de eerder beschreven bressen optreden in een zanddijk.

De maximum stijgsnelheid wordt niet direct door SOBEK berekend, maar kan wel uit de resultaten worden afgeleid. Een probleem is echter dat de maximum stijgsnelheid op verschillende manieren kan worden gedefinieerd. Men kan de stijgsnelheid berekenen op basis van de tijd die nodig is om de maximum diepte te bereiken, maar ook als de gemiddelde toename van de waterdiepte per uur. Omdat de stijgsnelheid een belangrijke invoerparameter is bij de schade en slachtoffer berekeningen, is hier aangesloten bij de definitie zoals gehanteerd in het HIS-SSM (zie help files bij het software pakket HIS-SSM 2.5). Het HIS-SSM is het schade en slachtoffermodel dat in Nederland wordt toegepast. Een beschrijving van dit pakket is gegeven in Hoofdstuk 5. De definitie van de stijgsnelheid in HIS-SSM luidt:

De maximale stijgsnelheid is de maximale stijgsnelheid tussen het bereiken van 0.02 m waterdiepte en iedere volgende waterdiepte-klasse, met een minimum waterdiepte van 1.5 m.

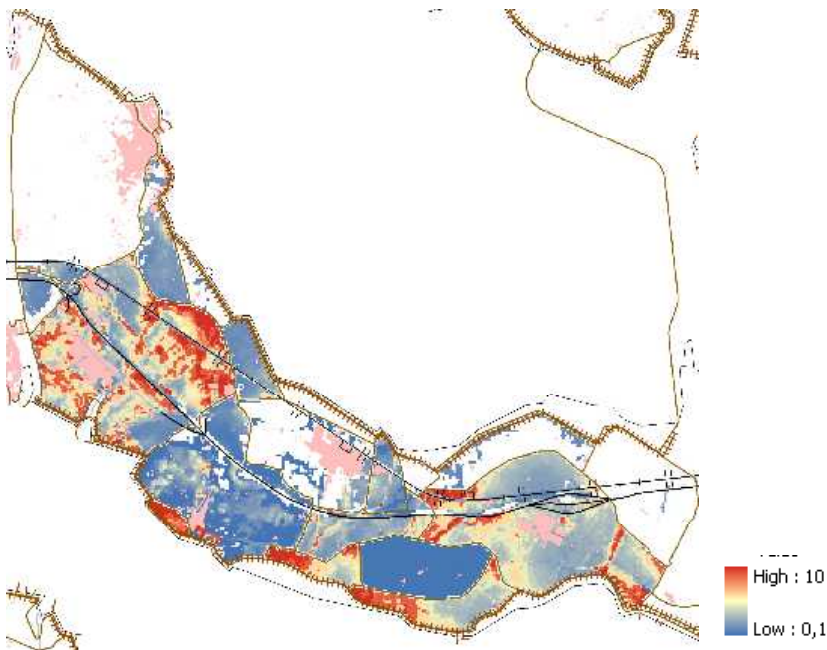


Figuur 4.21 Berekende stijgsnelheid per waterdiepte klasse, met een minimum diepte van 1,5 m

Indien de modelleur klassegrenzen heeft gedefinieerd bij 0,02m, 0,5 m en vervolgens om de halve meter, dan worden de stijgsnelheden berekend volgens de zwarte lijnen in Figuur 4.21. De maximale stijgsnelheid is vervolgens de stijgsnelheid die berekend wordt voor een van deze klassen, in dit geval voor de klasse 0,02 tot 1,5m.

De reden dat uit wordt gegaan van een kritieke waterdiepte van 1,5 m is dat op deze wijze wordt aangesloten bij de formulering van de slachtofferberekening in HIS-SSM. Volgens deze formulering speelt de stijgsnelheid bij geringere waterdiepte geen rol.

De berekende stijgsnelheden voor de meest extreme stormvloed zijn te zien in Figuur 4.22.



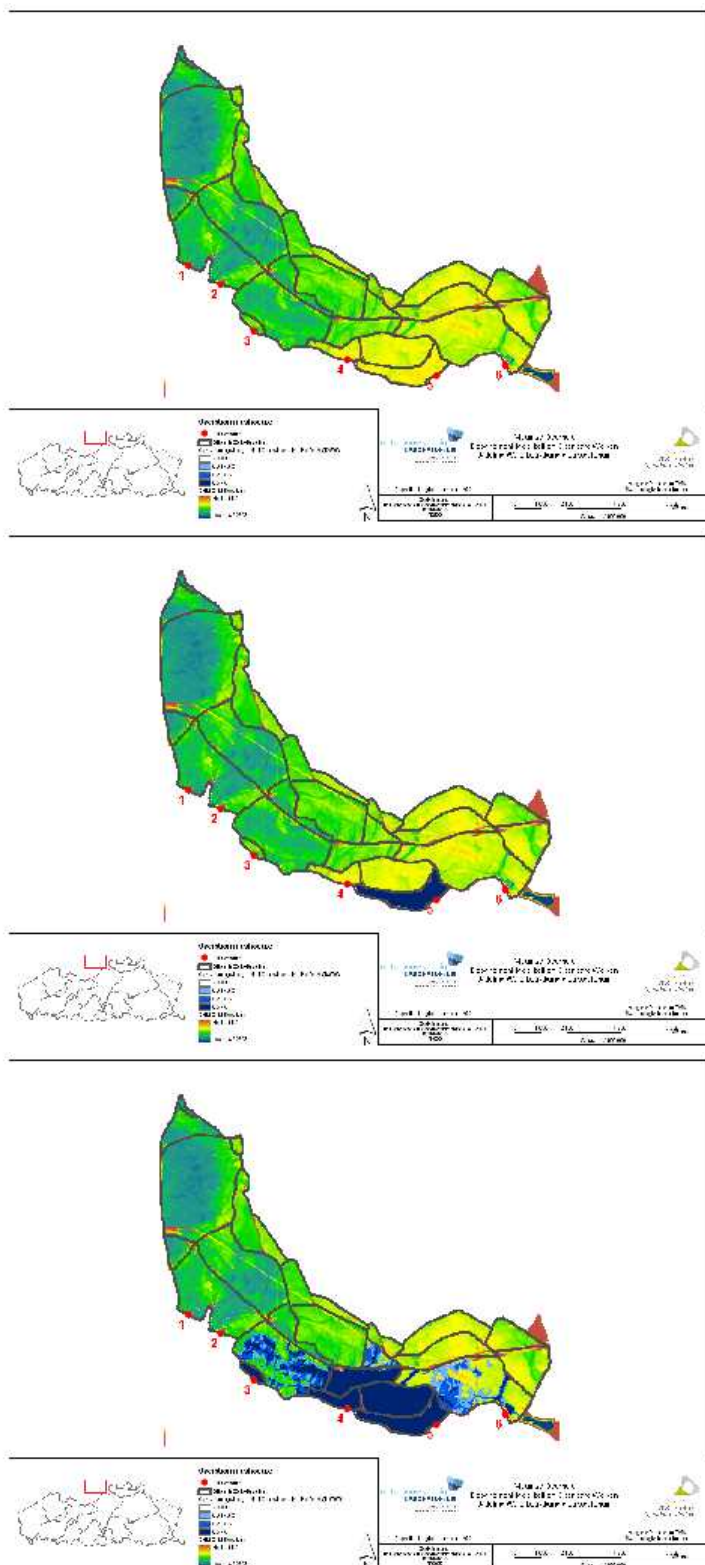
Figuur 4.22 Maximum stijgsnelheid (m/uur) berekend met SOBEK en HIS-SSM voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar (alleen gebieden met een maximum diepte van meer dan 1,5 m hebben een waarde)

Vlaamse methode

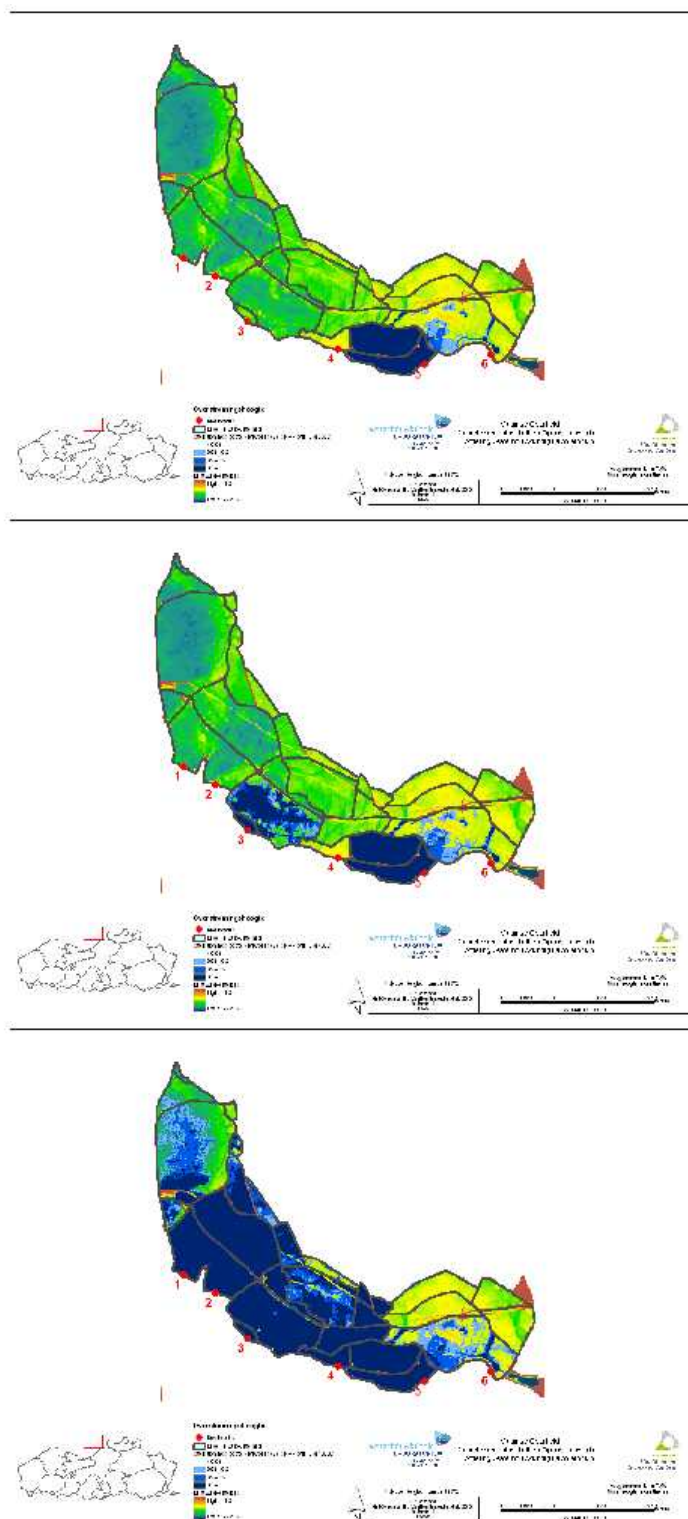
Een deel van de resultaten zoals verkregen met de Vlaamse methode is te zien in Figuur 4.23 en Figuur 4.24. Het betreft waterdieptes die optreden bij bresvorming in zanddijken met restprofiel A (Figuur 4.23) of restprofiel B (Figuur 4.24). In verband met de verschillen in vastgestelde overschrijdingsfrequenties kunnen de Vlaamse resultaten voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:2500, 1:4000 per jaar het beste worden vergeleken met de Nederlandse resultaten voor stormvloeden met een kans van voorkomen van 1:1500 en 1:2000 per jaar. De 1:10000 situatie is wel redelijk vergelijkbaar.

Wat opvalt, is dat de Vlaamse resultaten voor een zanddijk met restprofiel B redelijk overeenkomen met de resultaten zoals berekend met de Nederlandse methode voor een zanddijk. Indien wordt uitgegaan van restprofiel A leidt de Vlaamse methode tot een veel kleiner overstroomd oppervlak en veel kleinere waterdieptes. Wel leidt de Nederlandse methode bij de stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10000 per jaar tot grotere waterdieptes bij Bath. Bij de Vlaamse methode treedt hier geen bresvorming op omdat de kritieke waterstand voor bresvorming bij Bath niet wordt overschreden. Dit komt doordat de Vlaamse methode leidt tot kleinere overschrijdingskansen. Daarnaast is ook sprake van een beperkte waterstandsdeling op de Westerschelde wanneer ten westen van Bath bressen ontstaan.

In het geval van kleidijken leidt de Nederlandse methode altijd tot een groter overstroomd oppervlak en grotere waterdieptes.



Figuur 4.23 Maximum waterdieptes berekend met Mike voor stormvloed met een kans van voorkomen van 1:2500, 1:4000 en 1:10000 per jaar waarbij de eerder beschreven bressen optreden in een zanddijk met restprofiel A.



Figuur 4.24 Maximum waterdieptes berekend met Mike voor stormvloed met een kans van voorkomen van 1:2500, 1:4000 en 1:10000 per jaar waarbij de eerder beschreven bressen optreden in een zanddijk met restprofiel B.

De Vlaamse methode kan niet worden gebruikt om stijgsnelheden te berekenen.

4.4.4 Conclusie

In verband met de verschillen in overschrijdingsfrequenties van kritieke waterstanden, zijn de Vlaamse resultaten voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:2500, 1:4000 per jaar vergeleken met de Nederlandse resultaten voor stormvloeden met een kans van voorkomen van 1:1500 en 1:2000 per jaar. Wanneer in de Vlaamse methode wordt gekozen voor een zanddijk met restprofiel B lijken de resultaten op de resultaten zoals berekend met de Nederlandse methode voor een zanddijk. Indien wordt uitgegaan van restprofiel A leidt de Vlaamse methode tot een veel kleiner overstroomd oppervlak en veel kleinere waterdieptes. Wel leidt de Nederlandse methode bij de stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10000 per jaar tot grotere waterdieptes bij Bath. Bij de Vlaamse methode treedt hier geen bresvorming op omdat de kritieke waterstand voor bresvorming bij Bath niet wordt overschreden. Dit komt doordat de Vlaamse methode leidt tot kleinere overschrijdingskansen (de kans op overschrijding van de kritieke waterstand voor bresvorming te Bath is volgens de Vlaamse methode kleiner dan 1:10000 per jaar). Daarnaast is ook sprake van een beperkte waterstandsaling op de Westerschelde wanneer ten westen van Bath bressen ontstaan. Dit maakt de kans op bresvorming nog kleiner.

De Vlaamse methode kan niet worden gebruikt om stijgsnelheden te berekenen.

5 Schade en slachtoffers

5.1 Schademodellering

5.1.1 Nederlandse methode

In Nederland wordt voor de berekening van economische schade en aantallen slachtoffers gebruik gemaakt van de Schade en Slachtoffer Module (SSM) die onderdeel uitmaakt van het Hoogwater InformatieSysteem (HIS). HIS-SSM berekent de economische schade en aantallen slachtoffers als gevolg van grootschalige overstromingen. De module is dus niet geschikt voor het berekenen van economische schade als gevolg van wateroverlast door overvloedige regenval. HIS-SSM is uitgebreid beschreven in Vrisou et al. (2000).

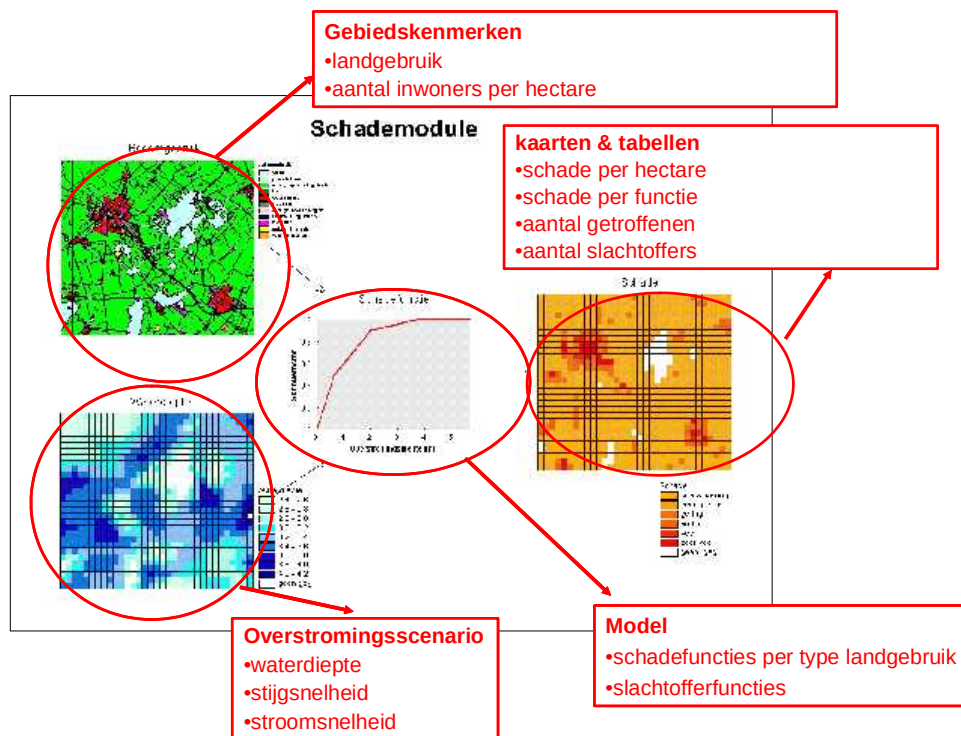
Bij het bepalen van de economische schade worden de volgende categorieën onderscheiden:

- Landbouw
- Glastuinbouw
- Stedelijk gebied
- Recreatie (extensief en intensief)
- Vliegvelden
- Wegen (rijkswegen, autowegen en overige wegen)
- Spoorwegen
- Vervoermiddelen
- Gemalen
- Zuiveringsinstallaties
- Woningen (eengezinswoningen, laagbouw-, hoogbouw- en middenbouwwoningen)
- Boerderijen
- Delfstoffen
- Bouw
- Handel/horeca
- Transport/communicatie
- Banken/verzekeringen
- Overheid
- Industrie
- Nutsbedrijven
- Zorg/overige

Voor de meeste categorieën wordt zowel naar directe als naar indirecte economische schade gekeken. Onder directe economische schade verstaat men te schade die het gevolg is van direct contact met het water (bijv. schade aan gebouwen en machines). Onder indirecte schade verstaat men de schade die het gevolg is van onder meer bedrijfsuitval doordat het gebied overstroomd is.

De aanwezigheid van verschillende typen landgebruik en schadecategorieën is vastgelegd in een grote database bestaande uit landgebruikskarten zoals weergegeven in Figuur 5.1 onder “gebiedskenmerken”.

Hoe veel schade optreedt in een bepaald gebied is niet alleen afhankelijk van het landgebruik, maar ook van de overstromingskenmerken. Voor het bepalen van de economische schade wordt vooral gebruik gemaakt van de waterdiepte. Slachtoffers zijn echter ook sterk afhankelijk van de stroomsnelheid en de stijgsnelheid.

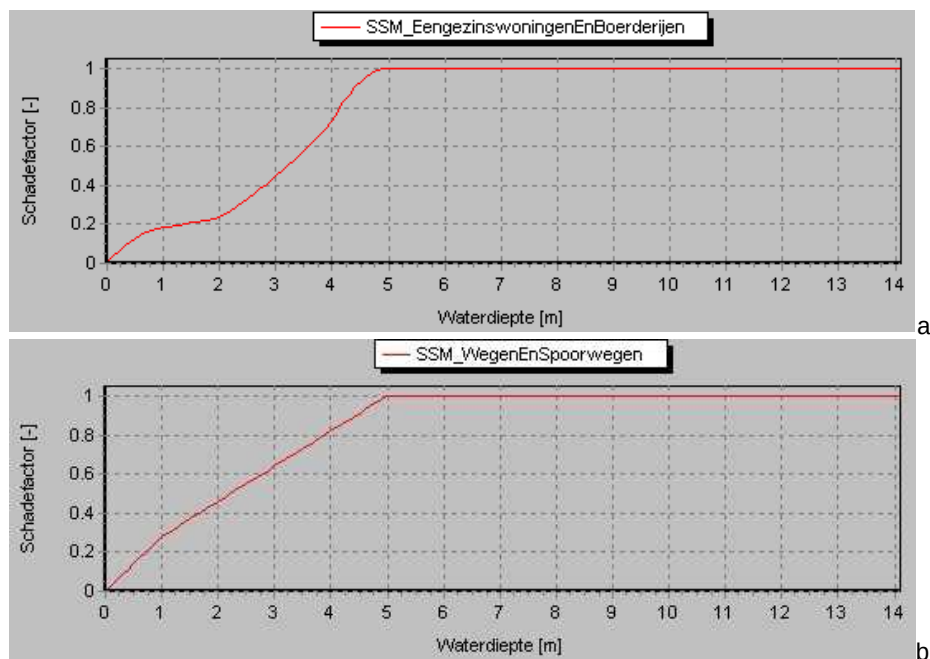


Figuur 5.1 Berekening van economische schade en slachtoffers in het HIS-SSM

Om de schade per functie te bepalen wordt gebruik gemaakt van zogenaamde schadefuncties (zie Figuur 5.1). De schadefunctie geeft aan welk deel van de maximale schade is bereikt. De waarde varieert van 0 tot 1 (0 tot 100%). Bij een geringe waterdiepte zal de schade beperkt zijn, maar bij waterdieptes van meerdere meters kan sprake zijn van de maximaal haalbare schade. Schadefuncties zijn opgesteld per categorie. Ze zijn samen met de maximale schade per categorie opgeslagen in de database van HIS-SSM. Een voorbeeld van een schadefunctie, in dit geval voor eengezinswoningen en boerderijen, is te zien in Figuur 5.2.

Geschied maken HIS-SSM voor toepassing op Zuid Beveland

Het HIS-SSM bevat standaard alle gegevens die nodig zijn voor toepassing in Nederland. Landgebruikskaarten, type bebouwing en cijfers over inwoneraantallen zijn allen opgeslagen in de database. De Nederlandse methode kan daarmee zonder verdere aanpassingen worden toegepast op Zuid Beveland.

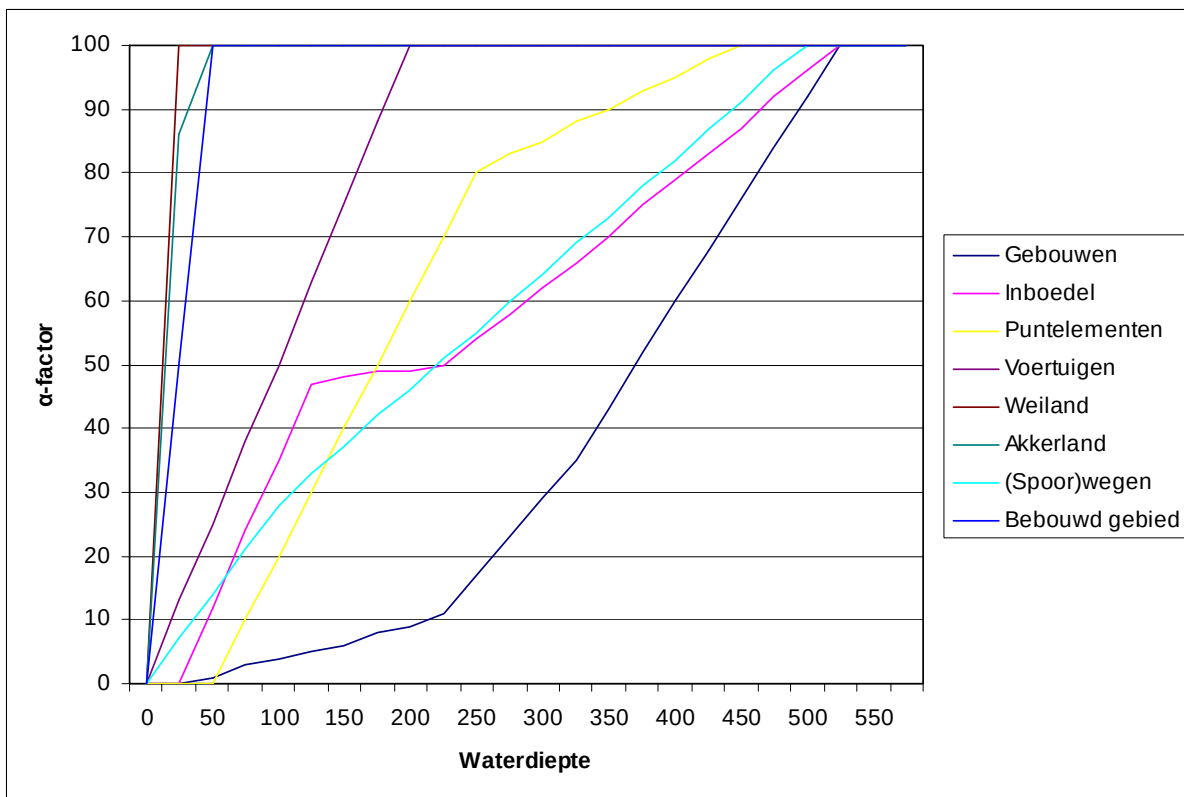


Figuur 5.2 Voorbeeld van twee schadefuncties uit het HIS-SSM: (a) eengezinswoningen en boerderijen (b) wegen en spoorwegen

5.1.2 Vlaamse methode

De Vlaamse methode werkt op een vergelijkbare manier als de Nederlandse methode. Economische schade en slachtoffers worden in de Vlaamse risicomethode berekend met een speciaal ontwikkeld softwarepakket LATIS. Voor een beschrijving van deze methode en de software wordt verwezen naar Deckers et al. (2009).

De schadefuncties die worden gebruikt om de economische schade te berekenen geven het percentage (uitgedrukt als α -factor) schade weer in functie van de waterhoogte. Voor de verschillende landgebruiksklassen worden in LATIS verschillende schadefuncties gebruikt (zie Figuur 5.3). Voor de theoretische achtergrond van de schadefuncties wordt verwezen naar Vanneuville et al. (2006).



Figuur 5.3 De schadefuncties uit LATIS.

Aangezien de software LATIS enkel is uitgerust met landgebruik- en socio-economische data uit Vlaanderen, waren enkele aanpassingen aan de software noodzakelijk. Deze worden hieronder beschreven.

Importeren van gegevens van Zuid-Beveland in LATIS (Vlaamse risicotool)

Als basis voor de landgebruikkaart wordt gestart van de LGN5-dataset. Dit is een rasterkaart met een resolutie van 25 op 25 meter. De 39 klassen van deze dataset worden omgezet naar 5 LATIS-klassen: akkerland, weiland, bebouwd gebied, natuur en water (zie Tabel 5.1).

Tabel 5.1 Omzetting van LGN-klassen naar LATIS-klassen.

LGN-code	LGN-klasse	LATIS-klasse
1	gras	Weiland
2	mais	Akkerland
3	aardappelen	Akkerland
4	bieten	Akkerland
5	granen	Akkerland
6	overige landbouwgewassen	Akkerland
8	glastuinbouw	Akkerland
9	boomgaard	Akkerland
10	bollen	Akkerland
11	loofbos	Natuur
12	naaldbos	Natuur
16	zoet water	Water
17	zout water	Water
18	stedelijk bebouwd gebied	Bebouwd gebied
19	bebouwing in buitengebied	Bebouwd gebied
20	loofbos in bebouwd gebied	Natuur
21	naaldbos in bebouwd gebied	Natuur
22	bos met dichte bebouwing	Natuur
23	gras in bebouwd gebied	Weiland
24	kale grond in bebouwd buitengebied	Bebouwd gebied
25	hoofdwegen en spoorwegen	Bebouwd gebied
26	bebouwing in agrarisch gebied	Bebouwd gebied
30	Kwelders	Natuur
31	Open zand in kustgebied	Natuur
32	Open duinvegetatie	Natuur
33	Gesloten duinvegetatie	Natuur
34	Duinheide	Natuur
35	Open stuifzand	Natuur
36	Heide	Natuur
37	Matig vergraste heide	Natuur
38	Sterk vergraste heide	Natuur
39	Hoogveen	Natuur
40	Bos in hoogveengebied	Natuur
41	Overige moerasvegetatie	Natuur
42	Rietvegetatie	Natuur
43	Bos in moerasgebied	Natuur
44	Veenweidegebied	Natuur
45	Overig open begroeid natuurgebied	Natuur
46	Kale grond in natuurgebied	Natuur

Vervolgens wordt deze landgebruikkaart aangevuld met nauwkeurige vectordata van gebouwen (LATIS-klasse Gebouwen), wegen en spoorwegen (LATIS-klasse Wegen en Spoorwegen) en oppervlaktewaters (LATIS-klasse Water).

Tenslotte worden uit de dataset gebouwen ook nog enkele gebouwen gefilterd die in Vlaanderen gezien worden als puntelementen: gemeentehuizen, politiebureaus, kerken, treinstations en windmolens. Deze gebouwen hebben een andere maximale schade dan de

omliggende gebouwen en worden daarom in een andere LATIS-klasse (Puntelementen) ondergebracht. Het resultaat van deze verschillende stappen is een landgebruikkaart met de volgende klassen (zie Figuur 5.4):

- Water;
- Wegen en Spoorwegen;
- Puntelementen;
- Gebouwen;
- Bebouwd Gebied;
- Akkerland;
- Weiland;
- Natuur.



Figuur 5.4 Uitsnede van de gebruikte landgebruikkaart als input voor de Vlaamse risicomethode.

Per landgebruiksklasse moet vervolgens de maximale schade worden bepaald. Dit gebeurt als volgt:

- Gebouwen en Bebouwd Gebied: In Vlaanderen zijn de woningen per gemeente en het aantal woningen per statistische sector bekend. Hierdoor verschilt de maximale schade van gebouwen naargelang de statistische sector (variërend van €800/m² tot €3.000/m²). Voor Zuid-Beveland zijn echter niet zoveel gegevens beschikbaar en dus wordt er gewerkt met een gemiddelde waarde voor het hele studiegebied. Deze gemiddelde waarde wordt afgeleid van de gegevens die wel beschikbaar zijn, namelijk het aantal eengezinswoningen, boerderijen en laag- en middenbouwwoningen in het studiegebied en de gemiddelde waarde hiervan (zie Tabel 5.2). In een eerste stap wordt de totale waarde van alle gebouwen bepaald (± 9,3 miljard euro) en in een tweede stap wordt dit bedrag gedeeld door de totale oppervlakte gebouwen (afgeleid van de hierboven

voorgestelde landgebruikkaart: $\pm 6,5$ miljoen m^2) wat leidt tot een gemiddelde waarde voor de klasse Gebouwen van $\text{€}1.430/m^2$. De waarde van de inboedel van het gebouw wordt in LATIS geschat op 30% van de waarde van het gebouw. De klasse Bebouwd Gebied (open ruimte die rond de gebouwen ligt: parkings, tuinen, opritten,...) krijgt als maximale schade $\text{€}1/m^2$. Deze waarde is overgenomen uit de Vlaamse methode.

- Akkerland en Weiland: Voor de klasse Akkerland is er een maximale schadewaarde bekend voor Nederland die afgeleid werd uit het HIS/SSM namelijk $\text{€}1,83/m^2$. Voor de klasse Weiland is er geen waarde voor Nederland beschikbaar en daarom wordt de schadewaarde uit Vlaanderen overgenomen namelijk $\text{€}0,08/m^2$.
- Natuur en Water: De klassen Natuur en Water zijn in LATIS niet schadegevoelig en hebben als waarde $\text{€}0/m^2$.
- Puntelementen: Voor de puntelementen zijn geen prijzen beschikbaar uit Nederland dus werden de Vlaamse prijzen overgenomen. Voor gemeentehuizen en kerken is dit $\text{€}1.150/m^2$, voor politiebureaus $\text{€}1.600/m^2$, voor kleine treinstations (er zijn enkel treinstations kleiner dan $100 m^2$ in het studiegebied) $\text{€}30.000$ voor het hele gebouw en voor windmolens bedraagt dit $\text{€}687.500$ voor de hele windmolen.
- Voertuigen: De waarde van voertuigen (7.950 euro) is afkomstig uit HIS/SSM. Het aantal voertuigen in het studiegebied (± 34.000) wordt vervolgens verdeeld over de oppervlakte Gebouwen en Bebouwd Gebied waardoor een gemiddelde prijs per m^2 kan afgeleid worden namelijk $\text{€}2,5/m^2$.

Tabel 5.2 Aantal en waarde van de verschillende gebouwen in het studiegebied

	Aantal	Waarde ($\text{€}10^3$)	Totaal ($\text{€}10^3$)
Boerderijen	227	490	111.238
Eengezins	28.835	294	8.471.079
Laagbouw	1.101	210	230.843
Middenbouw	2.165	210	453.579
			9.266.739

5.2 Slachtoffermodellering

5.2.1 Nederlandse methode

De slachtofferfuncties in het HIS-SSM zijn gebaseerd op data van de overstromingen in Zeeland, Zuid-Holland, en west Brabant in 1953. Er worden drie functies onderscheiden afhankelijk van de overstromingskenmerken.

De eerste functie wordt toegepast in gebieden met een hoge stroomsnelheid ($dv \geq 7 m^2/s$ en $v \geq 2 m/s$). In dat geval geldt:

$$F_D = 1 \quad (5.1)$$

De tweede functie is geldig in gebieden met een hoge stijgsnelheden ($w \geq 4 m/uur$ en $d \geq 2,1 m$). In dat geval geldt:

$$F_D = \Phi_N \left(\frac{\ln(d) - \mu_N}{\sigma_N} \right) \quad \text{met } \mu_N = 1,46 \text{ en } \sigma_N = 0,28 \quad (5.2)$$

De derde functie is geldig in gebieden met een lage stijgsnelheid en/of een beperkte waterdiepte ($w \leq 0,5 m/uur$ of $d \leq 2,1 m$) en luidt:

$$F_D = \Phi_N \left(\frac{\ln(d) - \mu_N}{\sigma_N} \right) \quad \text{met } \mu_N = 7,60 \text{ en } \sigma_N = 2,75 \quad (5.3)$$

Voor alle functies geldt:

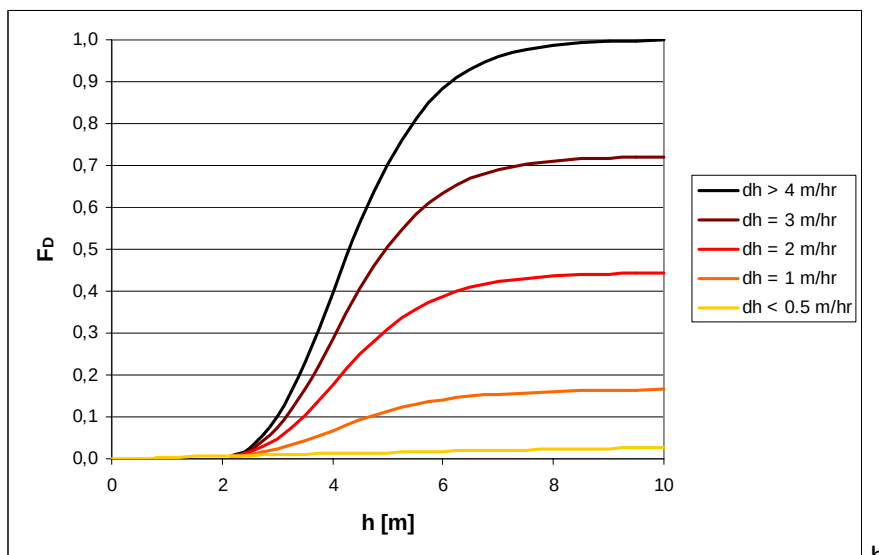
F_D = fractie van het aantal inwoners in het getroffen gebied dat komt te overlijden (-)

d = waterdiepte (m)

v = stroomsnelheid (m/s)

w = stijgsnelheid (m/uur)

Tussen de laatste twee functies wordt geïnterpoleerd, afhankelijk van de stijgsnelheid en de waterdiepte. Dit is terug te zien in Figuur 5.5.



b

Figuur 5.5 Slachtofferfuncties in het HIS-SSM (h = waterdiepte, dh = stijgsnelheid en F_D = fractie van aantal inwoners dat komt te overlijden) (a) gehele functie

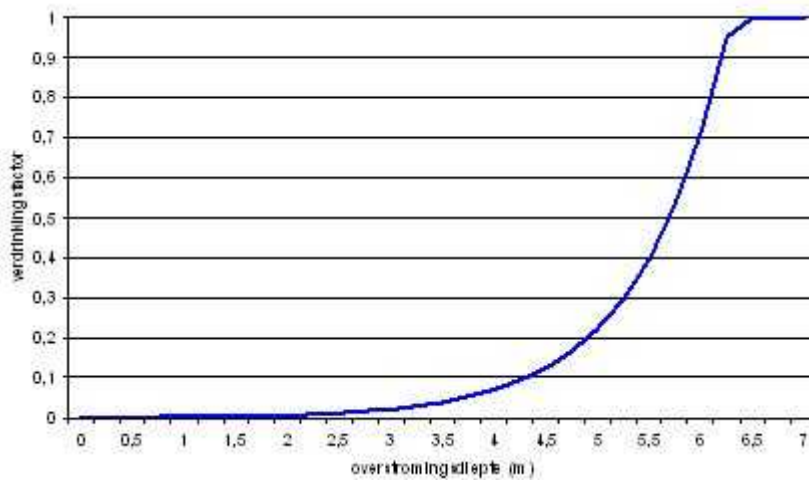
5.2.2 Vlaamse methode

Het aantal slachtoffers wordt eveneens berekend met LATIS. Het aantal slachtoffers is, net als bij de Nederlandse methode, niet alleen afhankelijk van de waterdiepte, maar ook van de stroomsnelheid en de stijgsnelheid. Voor elk van deze parameters wordt een verdrinkingsfactor berekend.

De verdrinkingsfactor voor waterdiepte is gebaseerd op een logaritmische functie (zie Figuur 5.6):

$$f_d = e^{(1,16d - 7,3)} \quad (5.4)$$

waarbij d de waterhoogte in cm is (Kellens et al., 2007).

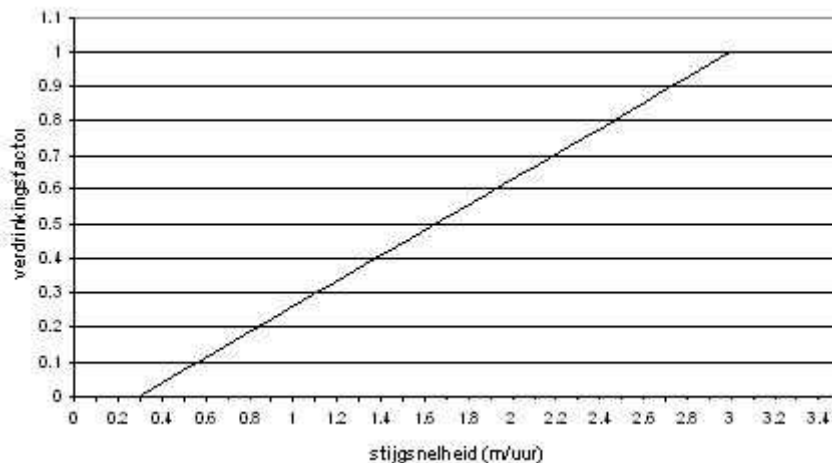


Figuur 5.6 Verdrinkingsfactor als functie van de waterdiepte.

De verdrinkingsfactor voor stijgsnelheid is een lineaire functie tussen 0.3m/u en 3m/u (zie Figuur 5.7):

$$f_w = 0,37 * w - 0,11 \quad (5.5)$$

waarbij w de stijgsnelheid in m/u is (Kellens et al., 2007).



Figuur 5.7 Verdrinkingsfactor als functie van de stijgsnelheid.

De verdrinkingsfactor voor stroomsnelheid is een binaire factor: 1 wanneer de stroomsnelheid groter is dan 2 m/s en de stroomsnelheid maal de waterdiepte groter is dan 7 m²/s en 0 in alle andere gevallen.

De globale verdrinkingsfactor is uiteindelijk een combinatie van de 3 aparte verdrinkingsfactoren namelijk:

- het product van de verdrinkingsfactoren voor waterdiepte en stijgsnelheid (dus een getal tussen 0 en 1) wanneer de verdrinkingsfactor voor stroomsnelheid gelijk aan 0 is.
- 1 wanneer de verdrinkingsfactor voor stroomsnelheid gelijk aan 1 is.

Deze globale verdrinkingsfactor wordt dan tenslotte vermenigvuldigd met de bevolkingsdichtheid om het aantal slachtoffers te bepalen.

5.3 Resultaten

Tabel 5.3 toont de berekende economische schade, aantal getroffen en aantallen slachtoffers zoals berekend met SOBEK voor stormvloed met een verschillende kans van voorkomen en bij de veronderstelde dijkdoorbraken in zanddijken (prijspeil 2010). De schadebedragen variëren van 23 miljoen euro voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:1500 per jaar en een bres bij de Zimmermanpolder (bres 5), tot 1,7 miljard euro voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10.000 per jaar en 6 bressen in verschillende polders (zie o.a. Figuur 3.1). Het aantal getroffen personen, ofwel het aantal mensen dat woont in het overstroomde gebied, varieert van ongeveer 1.000 tot 12.000. Het aantal slachtoffers bedraagt maximaal ruim 1.800.

Bovenstaande waarden gelden voor zanddijken. In het geval van kleidijken worden de bressen minder breed en is de instroming van water in de polders ook minder groot. Het kleinere overstroomde oppervlak en de geringere waterdieptes en stijgsnelheden resulteren in lagere schadebedragen en geringere aantallen slachtoffers.

Tabel 5.3 Berekende economische schade, aantal getroffen personen en aantal slachtoffers per SOBEK simulatie

SOBEK behorend bij stormvloed met kans van voorkomen	economische schade (miljoen euro)		Getroffen (aantal)		Slachtoffers (aantal)	
	zanddijk	kleidijk	zanddijk	kleidijk	zanddijk	Kleidijk
1:1500	23	7	958	9	1	0
1:2000	60	24	2335	861	10	7
1:3000	125	41	3778	1024	16	10
1:4000	1060	329	8056	4998	742	28
1:5000	1182	611	8163	5180	1180	63
1:6500	1591	902	12125	7886	1602	106
1:10000	1668	1017	12263	7905	1831	138

Tabel 5.4 toont de economische schade berekend met LATIS voor de verschillende scenario's. Wanneer we de schade voor de 1:4000 stormvloed vergelijken dan is de schade volgens de Nederlandse berekeningen vele malen groter dan volgens de Vlaamse. Uitgaande van een niet-cohesieve dijk bedraagt de schade volgens de Nederlandse methode 1 miljard euro. Volgens de Vlaamse methode is dit 92 miljoen. Bij de stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10000 per jaar bedraagt de schade 1,7 miljard euro volgens de Nederlandse methode en 1 miljard volgens de Vlaamse. Bij de cohesieve dijken bedraagt de schade volgens de Vlaamse methode maximaal 80 miljoen euro terwijl deze volgens de Nederlandse methode oploopt tot 1 miljard.

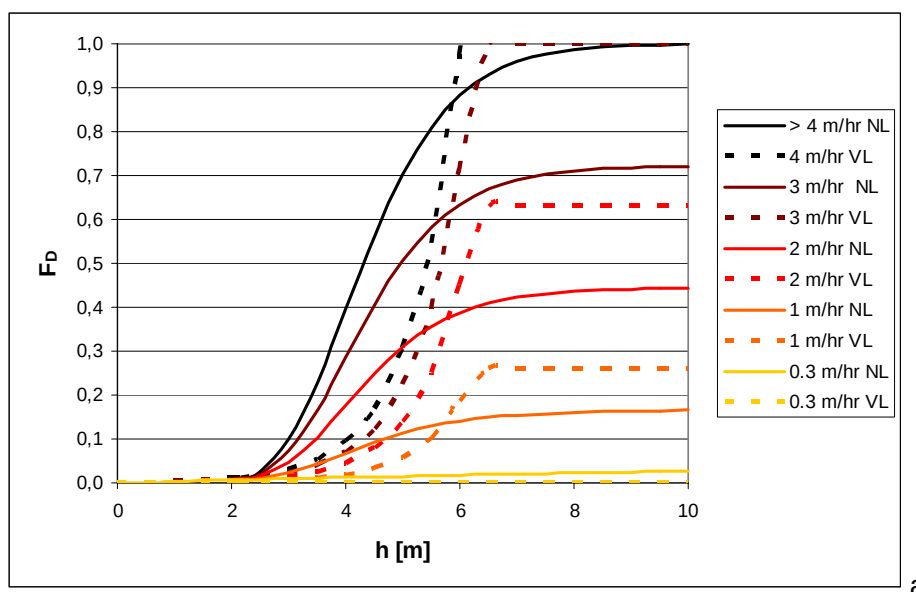
Tabel 5.4 Economische schade berekend met LATIS (uitgedrukt in 1000 euro)

Scenario	T2500	T4000	T10000
Sigmadijk (restprofiel A)	70	70	280
Sigmadijk (restprofiel B)	31175	42917	363364
Cohesieve dijk (restprofiel A)	70	77	39214
Cohesieve dijk (restprofiel B)	113	41350	79596
Niet-cohesieve dijk (restprofiel A)	70	21000	102602
Niet-cohesieve dijk (restprofiel B)	52151	92315	1008978

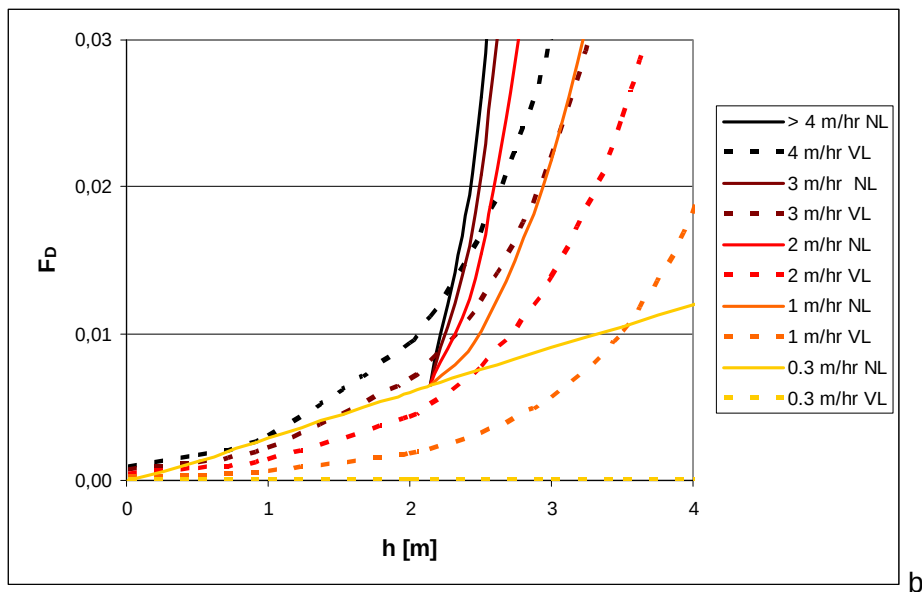
Doordat er voor de Vlaamse overstromingssimulaties enkel waterdieptekaarten beschikbaar zijn en geen stijgsnelheid- stroomsnelheidkaarten, kon het aantal slachtoffers hiervoor niet berekend worden. Het ontbreken van deze informatie is het gevolg van de gebruikte overstromingsmodellen.

In een eerdere studie (Asselman en Deckers, 2010) zijn de Nederlandse en Vlaamse schade en slachtoffermodules vergeleken op basis van identieke overstromingssimulaties. Uit deze analyse werd geconcludeerd dat de verschillen in economische schade varieerden afhankelijk van het doorgerekende scenario. De schadebedragen berekend met de Nederlandse methode vielen 36% hoger tot 15% lager uit dan die volgens de Vlaamse methode.

Hoewel de waarden voor de economische schade slechts enkele tientallen procenten verschilden, bleken de verschillen in berekende aantallen slachtoffers vele malen groter te zijn. Volgens de Vlaamse methode vallen er geen slachtoffers bij stijgsnelheden van minder dan 0,3 m/uur. In Nederland is dat wel het geval. Bij een waterdiepte van 3 m en een stijgsnelheid van 0,3 m/uur komt 1% van de getroffen en om (mortaliteit van 1%). Ook bij de grotere stijgsnelheden voorspelt de Nederlandse methode doorgaans grotere aantallen slachtoffers. Pas bij waterdiepten van meer dan 5 m liggen de geschatte aantallen slachtoffers hoger bij de Vlaamse dan bij de Nederlandse methode. Dit blijkt ook uit de slachtofferfuncties zoals afgebeeld in onderstaande figuur.



a



Figuur 5.8 Vergelijking van de slachtofferfuncties gebruikt in Nederland en Vlaanderen (a) volledige functie, (b) detaillering voor kleinere waterdieptes

Bij de onderzochte scenario's leidde de Nederlandse methode tot een minimaal 3 keer zo hoge schatting van het aantal slachtoffers als de Vlaamse methode, terwijl de verwachte economische schade van vergelijkbare orde grootte was. Wanneer we dit doortrekken naar de bevindingen in deze studie, dan leidt dit tot de volgende redenatie:

- Wanneer de Vlaamse en Nederlandse schade en slachtoffermodellen worden toegepast op een identiek overstromingsverloop, zijn de berekende schadebedragen van dezelfde orde van grootte (zie ook Asselman en Deckers, 2010).
- In deze studie beschreven in dit rapport, zijn de schadebedragen berekend met de Nederlandse methode 2 tot 10 keer groter dan die berekend met de Vlaamse methode.
- Deze verschillen zijn grotendeels het gevolg van verschillen in berekende overstromingskenmerken. Door de hogere eb-waterstand en in het geval van kleidijken ook de veel bredere bressen, stroomt er meer water de polders in. Dit leidt bij de Nederlandse methodes tot een groter overstroomd oppervlak en op veel plaatsen tot grotere waterdieptes.
- Wanneer de Nederlandse en Vlaamse slachtoffermodellen worden toegepast op een identiek overstromingsverloop, zijn de verwachte aantallen slachtoffers volgens de Nederlandse modellen minimaal 3x groter dan volgens de Vlaamse modellen.
- Wanneer de slachtoffermodellen worden toegepast op verschillende overstromingskaarten zijn nog grotere verschillen te verwachten. Zeker wanneer de waterdiepten en stijgsnelheden groter zijn bij de Nederlandse methode zal dit leiden tot een nog groter verschil in verwachte aantallen slachtoffers.
- Als we het minimum verschil van een factor 2 (zoals vastgesteld bij de economische schade) ook toepassen op de slachtofferschattingen, dan zou de Nederlandse methode kunnen leiden tot zes keer meer slachtoffers dan de Vlaamse methode (drie keer meer slachtoffers als gevolg van verschillen in het slachtoffermodel vermenigvuldigd met 2 keer meer slachtoffers als gevolg van de grotere waterdiepte en overstroomd oppervlak).
- Wanneer de bovenschatting van de verschillen in economische schade wordt gebruikt behoort zelfs een verschil van een factor 30 (3x10) tot de mogelijkheid. Hoe groter het

gebied met lage stijgsnelheden (maximaal 0,3 m/uur), des te groter het verschil tussen beide methoden.

5.4 Conclusie

De Nederlandse methode berekent een grotere economische schade en een groter aantal slachtoffers dan de Vlaamse methode.

Bij de economische schade zijn de Nederlandse schattingen 2 tot 10 keer groter dan de Vlaamse. Deze verschillen zijn afhankelijk van het gesimuleerde scenario (buitenwaterstand, type dijk).

De Vlaamse overstromingsmodellen leveren geen informatie over stroomsnelheden en stijgsnelheden. Een schatting van de verschillen in verwachte aantallen slachtoffers kon daarom alleen worden gebaseerd op basis van eerder uitgevoerde analyses, waarbij gebruik is gemaakt van identieke overstromingskenmerken. Op basis van deze analyse is opgemerkt dat de Nederlandse methode mogelijk leidt tot een minimaal 6 keer grotere verwacht aantal slachtoffers. Dit verschil kan nog groter zijn wanneer het gebied met lage stijgsnelheden (minder dan 0,3 m/uur) groot is. Volgens de Vlaamse methode vallen er dan geen slachtoffers, terwijl volgens de Nederlandse methode bij benadering 1% van de getroffen komt te overlijden.

6 Het overstromingsrisico

6.1 Inleiding

Het overstromingsrisico wordt bepaald als het product van de kans op een overstroming en de gevolgen van een overstroming. Het economisch risico wordt uitgedrukt in euro's per jaar terwijl het slachtoffer risico wordt uitgedrukt in slachtoffers per jaar. Bij risico's die zijn opgebouwd uit verschillende potentiële overstromings *events* (meerdere breslocaties, met verschillende doorbraakkansen) betekent dit in de praktijk dat het oppervlak wordt bepaald onder de curve in Figuur 6.1. Bij iedere overschrijdingskans wordt vastgesteld wat de gevolgen zijn in termen van economische schade en/of aantallen slachtoffers. Dit is de zwarte lijn in Figuur 6.1. Het totale risico is de integraal van deze functie, ofwel het gearceerde oppervlak



Figuur 6.1 Bepaling van het overstromingsrisico (theorie)

6.2 Nederlandse methode

In onbedijkte gebieden is sprake van een geleidelijke toename van de schade naarmate de gebeurtenis extremer wordt. In dat geval wordt de volgende vergelijking toegepast om het overstromingsrisico te berekenen:

$$JVS = \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) * \frac{S(T_1) + S(T_2)}{2} + \dots + \frac{1}{T_n} * S(T_n) \quad (6.1)$$

Waarbij geldt:

JVS = jaarlijks verwachte schade (euro per jaar) of jaarlijks verwachte aantal slachtoffers

$T_{1,n}$ = herhalingsstijd (1 = kleinste herhalingsstijd, n = grootste herhalingsstijd)

S(T) = berekende schade/aantal slachtoffers bij herhalingsstijd T

Bij bedijkte gebieden is meestal echter geen sprake van een geleidelijke toename van de schade, maar van een meer sprongsgewijze toename die het gevolg is van een toename van het aantal bressen. In dat geval kan gewerkt worden met de volgende vergelijking:

$$JVS = \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right) * S(T_1) + \dots + \left(\frac{1}{T_{n-1}} - \frac{1}{T_n} \right) * S(T_n) + \frac{1}{T_n} * S(T_n) \quad (6.2)$$

Het verschil tussen beide vergelijkingen is ook te zien in Figuur 6.2.

6.3 Vlaamse methode

Het risico dat ruwweg geschat kan worden als $R = f_x \times S_x$ wordt in Vlaanderen verder uitgewerkt in deze theoretische formule (Vanneuville et al, 2006):

$$R = \sum_{i=1}^n \frac{1}{i} (S_i - S_{i-1}) \quad (6.3)$$

of ook

$$R = \frac{1}{1} S_1 + \frac{1}{2} (S_2 - S_1) + \frac{1}{3} (S_3 - S_2) + \dots + \frac{1}{n} (S_n - S_{n-1}) \quad (6.4)$$

waarbij

- R het risico is
- S_i schade horend bij een overstroming met terugkeerperiode i

Het risico is dan gelijk aan: 1 maal de schade die bij een gebeurtenis van eens per jaar hoort plus een half keer de schade die bij een gebeurtenis van eens per 2 jaar hoort, verminderd met de schade die er reeds was bij een gebeurtenis die eens per jaar voorkomt, plus...

Wanneer er echter geen schadekaarten voor alle terugkeerperioden beschikbaar zijn, wordt er lineair geïnterpoleerd tussen de verschillende tijdstappen en wordt de formule:

$$R = \frac{1}{1} S_1 + \frac{1}{2} (S_2 - S_1) + \frac{\frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \frac{1}{5}}{5 - 2} (S_5 - S_2) + \frac{\frac{1}{6} + \frac{1}{7} + \frac{1}{8} + \frac{1}{9} + \frac{1}{10}}{10 - 5} (S_{10} - S_5) + \dots \quad (6.5)$$

Wanneer bijvoorbeeld volgende terugkeerperioden beschikbaar zijn: 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100 wordt gewerkt met volgende formule:

$$R = 0.5 \times S_1 + 0.2389 \times S_2 + 0.132 \times S_5 + 0.07 \times S_{10} + 0.0318 \times S_{25} + 0.0135 \times S_{50} + 0.0138 \times S_{100} \quad (6.6)$$

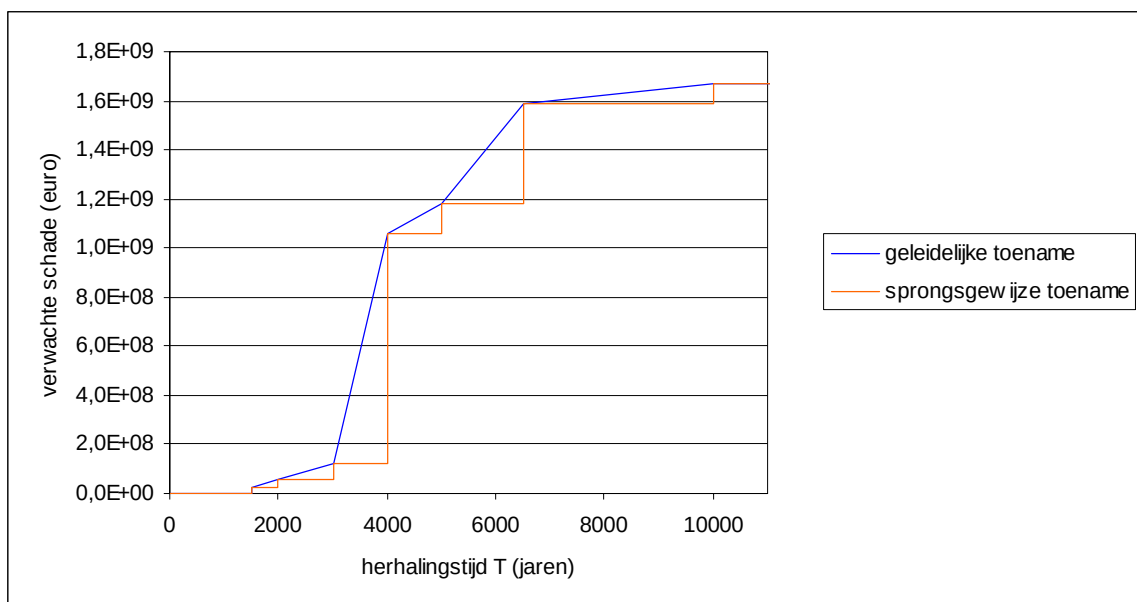
Deze methode lijkt daarmee op de eerste methode uit Nederland (vergelijking 6.1).

6.4 Resultaten

Nederlandse methode

Voor het berekenen van het overstromingsrisico in dijkkring 31, zijn beide methoden toegepast. De berekeningen die zijn uitgevoerd met vergelijking 6.1 resulteren in een overstromingsrisico dat gelijk is aan het oppervlak onder de blauwe lijn in Figuur 6.2. De geleidelijke toename van de schade naarmate de stormvloed extremer wordt (grotere herhalingstijd) is duidelijk te zien.

Bij bedijkte gebieden is meestal echter geen sprake van een geleidelijke toename van de schade, maar van een meer sprongsgewijze. In dat geval kan vergelijking 6.2 beter worden toegepast. Dit resulteert in het oppervlak onder de oranje lijn in Figuur 6.2. Om een voorbeeld te geven. De toename van de berekende economische schade bij een gebeurtenis met een herhalingstijd van 4000 jaar is veel groter dan die bij een gebeurtenis met een herhalingstijd van 3000 jaar (orde 8x meer schade). Deze sprong wordt veroorzaakt door het feit dat bij de T3000 gebeurtenis is aangenomen dat alleen sprake is van bresvorming op locaties 3, 4 en 5. Deze bressen zijn gelegen aan relatief kleine polders met relatief weinig bebouwing. Bij de T4000 gebeurtenis treden bressen op, op locaties 3, 4 en 5, maar ook op locatie 1. Via de bres op locatie 1 overstroomt Polder Kruiningen met daarin gelegen de stad Kruiningen. Deze polder wordt gekenmerkt door een groter oppervlak en een veel hogere economische waarde. Deze sprongsgewijze toename in de schade is het beste weergegeven met de oranje lijn in Figuur 6.2. Hoewel deze lijn de werkelijke schade iets zal onderschatten (de schade bij T3800 zal in werkelijk iets hoger zijn bij T3000 omdat de waterdiepte in het overstroomde gebied iets toeneemt), is hij beter dan de blauwe lijn. De blauwe lijn kent immers een deel van de schade die optreedt bij bresvorming op locatie 1 tijdens een T4000 gebeurtenis al toe aan gebeurtenissen met een herhalingstijd tussen de 3000 en 4000 jaar.



Figuur 6.2 Bepaling van het overstromingsrisico op twee manieren

Het economische overstromingsrisico dat berekend is dijkkring 31 (uitgaande van de 6 arbitrair gekozen breslocaties en faalkansen) bedraagt 0,37 miljoen euro per jaar. Hierbij is uitgegaan van de sprongsgewijze methode zoals weergegeven in Figuur 6.2. Wanneer gebruik wordt

uitgegaan van een geleidelijke toename van de schade bedraagt het risico 0,44 miljoen euro per jaar. Het totale risico ligt dan dus 16% hoger dan met de sprongsgewijze toename.

Het slachtoffer risico is op vergelijkbare wijze berekend en bedraagt 0,35 slachtoffers per jaar volgens de sprongsgewijze methode en 0,41 slachtoffers per jaar voor de geleidelijke methode. Wanneer wordt uitgegaan van kleidijken vallen beide risico's lager uit (Tabel 6.1).

Tabel 6.1 Economische en slachtoffer risico's berekend met de Nederlandse methode

Dijktype	economisch risico (miljoen euro per jaar)	slachtoffer risico (slachtoffers per jaar)
Zanddijk	0,37 – 0,44	0,35 – 0,41
Kleidijk	0,20 – 0,23	0,03 – 0,03

Vlaamse methode

De Vlaamse methode leidt tot volgende formule voor het risico:

$$R = 0.000297 * S_{2500} + 0.000161 * S_{4000} + 0.000153 * S_{10000}$$

Toepassing van deze vergelijking resulteert in de economische risico's vermeld in Tabel 6.2.

Tabel 6.2 Economische risico's berekend met de Vlaamse methode, afhankelijk van het type dijk

	Schade (10 ³ €)			Risico (10 ³ €/jaar)
	T2500	T4000	T10000	
Sigmadijk (restprofiel A)	70	70	280	0.07485
Sigmadijk (restprofiel B)	31175	42917	363364	71.64765
Cohesieve dijk (restprofiel A)	70	77	39214	6.021168
Cohesieve dijk (restprofiel B)	113	41350	79596	18.82788
Niet-cohesieve dijk (restprofiel A)	70	21000	102602	19.06034
Niet-cohesieve dijk (restprofiel B)	52151	92315	1008978	184.4028

6.5 Conclusie

Wanneer wordt uitgegaan van een niet cohesieve dijk, is het risico berekend met de Nederlandse methode minimaal twee keer zo groot als het risico berekend met de Vlaamse methode. Voor kleidijken loopt dit verschil op tot een factor 10. Deze verschillen zijn hetzelfde als de verschillen in de schadeberekeningen.

Op basis van de Vlaamse overstromingssimulaties kan geen slachtoffer risico worden bepaald. Echter, wanneer we de redeneerlijn met betrekking tot het verwachte aantal slachtoffers ook hier toepassen, mag worden verondersteld dat de Nederlandse methode tot een minimaal 6 keer zo grote schatting van het slachtoffer risico zou leiden als de Vlaamse methode.

7 Discussie

In het voorgaande hoofdstuk is vastgesteld dat de Nederlandse methode tot een minimaal 2 keer grotere schatting van het economische risico leidt dan de Vlaamse methode. Wanneer wordt uitgegaan van cohesieve dijken (in plaats van niet cohesieve dijken) kan dit verschil nog verder oplopen (orde factor 10). Bij de schattingen van de slachtofferisico's zijn de verschillen waarschijnlijk nog groter. De verwachting is dat de Nederlandse methode leidt tot minimaal 6 keer hogere schatting dan de Vlaamse. Ook hierbij geldt dat de verschillen bij kleidijken nog groter kunnen zijn.

Met de vastgestelde verschillen in berekende overstromingsrisico's willen we in deze discussie aandacht besteden aan twee vragen, te weten:

- Waardoor worden de verschillen in het berekende overstromingsrisico veroorzaakt?
- Wat zijn de implicaties van de waargenomen verschillen voor beleidsstudies naar beheersing van het overstromingsrisico?

Waardoor worden de verschillen in het berekende overstromingsrisico veroorzaakt?

In voorliggende studie bleken de verschillen in berekende risico's vooral het gevolg van verschillen in:

- Bepaling van overschrijdingsfrequenties van waterstanden. In deze studie werden de potentiële breslocaties en de hydraulische belasting waarbij bresinitiatie optreedt exact gelijk gekozen. Desondanks leidde de Nederlandse methode tot een 1,5 tot 2 keer zo grote overstromingskans als de Vlaamse.
- Bresgroeimodellering. In het geval van zanddijken leidt de Vlaamse methode tot ongeveer 2 keer zo brede bressen als de Nederlandse methode. Bij kleidijken is dit omgekeerd. De Nederlandse methode leidt dan tot bredere bressen.
- De wijze waarop het verloop van de buitenwaterstand wordt vastgesteld. De Nederlandse methode leidt tot een hogere waterstand tijdens de ebperiode volgend op het hoogwater. Dit heeft tot gevolg dat er minder water uit de polders terug naar de Westerschelde kan stromen tijdens eb. Bij de volgende vloedperiode stijgt het water in de polders snel verder en stroomt het water eerder over de secundaire keringen heen. Dit leidt tot grotere waterdiepten en een groter overstroomd oppervlak.
- Slachtoffermodellering: Met name bij geringe stijgsnelheden (minder dan 2 m/uur) leidt de Nederlandse methode tot een hogere schatting voor het verwachte aantal slachtoffers. Bij stijgsnelheden van maximaal 0,3 m/uur vallen volgens de Vlaamse methode helemaal geen slachtoffers, terwijl dit volgens de Nederlandse methode wel het geval is. Bij een stijgsnelheid van 0,3 m/uur en een diepte van 3 m bedraagt de mortaliteit volgens de Nederlandse methode ongeveer 1%.

In deze studie is niet gekeken naar de wijze waarop in Nederland en Vlaanderen de faalkans van een dijk wordt bepaald. De potentiële breslocaties en de hydraulische belasting waarbij bresinitiatie optreedt zijn immers gelijk genomen. Wanneer ook dit aspect in beschouwing zou worden genomen lijkt het aannemelijk dat ook dit aspect een grote bijdrage levert aan verschillen in berekende overstromingsrisico's

Tot slot wordt opgemerkt dat de Vlaamse methode gebruik maakt van een hydraulisch model dat de hele Westerschelde beslaat. Dit heeft als voordeel dat een eventuele waterstandsdeling als gevolg van bresvorming automatisch in beschouwing wordt genomen. Omdat deze waterstandsdeling in het studiegebied slechts enkele centimeters betreft is het effect op het overstromingsverloop wanneer bresgroei eenmaal optreedt nagenoeg te verwaarlozen. Echter, wanneer gewerkt wordt met kritieke waterstanden voor bresvorming kan het zijn dat een bres niet meer optreedt omdat elders al sprake is van bresvorming. De kans op het overschrijden van de kritieke waterstand wordt kleiner. Dit kan gevolgen hebben voor het berekende overstromingsrisico.

Wat zijn de implicaties van de waargenomen verschillen voor beleidsstudies naar beheersing van het overstromingsrisico?

Een van de belangrijkste beleidsstudies die recentelijk is uitgevoerd in Nederland is het project Waterveiligheid 21^e eeuw. Doel van dit project was om na te gaan of tot 2050 een aanscherping van de beschermingsniveaus tegen overstroming vanuit economisch opzicht en kans op slachtoffers nodig is. De reden voor de herijken van de beschermingsniveau's is dat huidige beschermingsniveau's meer dan 50 jaar geleden zijn vastgesteld. Sinds die tijd is sprake van een sterke toename van het aantal mensen en van een toename van de economische waarde achter de dijken. Ook zijn de inzichten met betrekking tot de te verwachte waterdieptes in het geval van een doorbraak van de primaire waterkering veranderd.

Deltares heeft in opdracht van DGW gekeken naar de optimale beschermingsniveau's in termen van economische schade (Maatschappelijke Kosten Baten Analyse ofwel MKBA) en in termen van slachtofferrisico's. De bevindingen zijn vermeld in Kind et al. (2011) en Beckers en de Bruijn (2011). De bevindingen zijn samengevat door Van der Most (2011).

De berekende economische schade, maar ook de verwachte aantallen slachtoffers vormen de belangrijkste input voor de MKBA. Op basis van dit rapport mag worden verwacht dat toepassing van de Nederlandse methode leidt tot een minimaal twee keer zo hoog beschermingsniveau voor Zuid Beveland oost als wanneer de Vlaamse methode zou zijn toegepast. Op basis van het slachtofferrisico zou het verschil zelfs een factor 6 of meer kunnen bedragen.

Het is echter van belang op te merken dat de conclusie die in dit rapport getrokken wordt niet geldig hoeft te zijn voor alle dijkringen in Nederland. De verschillen in het economisch risico zijn immers vooral het gevolg van verschillen in berekende overschrijdingsfrequenties van waterstanden en overstromingssimulaties. Mogelijk leiden de verschillende methodes in andere dijkringen (bijvoorbeeld in het rivierengebied) tot kleinere verschillen in overstromingskansen en overstromingskenmerken, waarmee ook de berekende risico's dichter bij elkaar in de buurt komen te liggen.

Versillen in berekende slachtofferrisico's zijn echter grotendeels het gevolg van verschillen in slachtoffermodellering. Wanneer het optimale beschermingsniveau wordt gebaseerd op het slachtofferrisico zal dit volgens de Vlaamse methode leiden tot een bij benadering drie keer zo lage norm als volgens de Nederlandse methode. Zelfs wanneer de overstromingskansen en overstromingssimulaties identiek zijn.

Tot slot

Tot slot merken wij op dat we in deze studie geen uitspraken doen over 'welke methode beter is'. We constateren alleen dat er grote verschillen bestaan tussen de methoden die in Nederland en Vlaanderen worden toegepast en dat dit leidt tot verschillen in berekende overstromingsrisico's. Bij het uitvoeren van studies op het gebied van overstromingsrisico-beheersing is het belangrijk dat men zich hiervan bewust is.

8 Samenvatting en conclusies

8.1 Inleiding

In veel landen worden overstromingsrisico's berekend. In Nederland gebeurt dit onder meer in de projecten Veiligheid Nederland in Kaart (VNK), waarbij de actuele overstromingsrisico's worden bepaald, en Waterveiligheid 21e eeuw (WV21), waarbij gekeken wordt naar economisch optimale beschermingsnormen.

De wijze waarop het overstromingsrisico wordt berekend verschilt echter van land tot land. Aannames en uitgangspunten van de toegepaste risicomethodes hebben effect op de berekende risico's. Gegeven het belang van de berekende risico's bij onder meer het actualiseren van de beschermingsnorm in Nederland, is het interessant om na te gaan of toepassing van een andere methode tot andere uitkomsten zou leiden. Een vergelijking van risicomethoden uit verschillende landen is ook relevant voor het onderling vergelijken van overstromingskaarten en risicokaarten die worden aangeleverd voor de overstromingsrichtlijn: hebben waargenomen verschillen in overstroomd oppervlak en waterdiepten een fysische oorzaak of zijn ze het gevolg van verschillen in overstromingsmodellering?

In deze studie worden de Nederlandse en de Vlaamse risicomethoden toegepast op dijkkring 31 (Zuid-Beveland oost). Het doel van de uitgevoerde studie was tweeledig:

- Kwantificeren van absolute verschillen in het berekende economische en slachtofferrisico;
- Vaststellen welke onderdelen in de Nederlandse en Vlaamse risicomethodes de grootste bijdragen leveren aan de waargenomen verschillen.

Het overstromingsrisico is gedefinieerd als het product van de kans op een overstroming (jaar-1) en de gevolgen van een overstroming (uitgedrukt in euro's en/of slachtoffers).

8.2 Overstromingskans

Bij het bepalen van de overstromingskans zijn de volgende onderwerpen relevant:

- Ligging potentiële breslocaties;
- Kritieke hydraulische belasting voor bresvorming;
- Overschrijdingskans van deze kritieke hydraulische belasting;
- Vaststellen overstromingskans.

Potentiële breslocaties en kritieke hydraulische belasting

Omdat onvoldoende informatie beschikbaar was om tot een reële inschatting te komen van mogelijke breslocaties en bijbehorende verwachte faalkans, werden in deze studie arbitrair 6 potentiële breslocaties aangeduid. Het betrof een selectie van de locaties waar in 1953 sprake was van bresvorming.

Aangenomen is dat sprake is van bresvorming op de aangegeven locaties bij het overschrijden van een, eveneens arbitrair gekozen, kritieke waterstand. Bij de keuze van de

waterstanden is er voor gezorgd dat sprake is van enige spreiding in de faalkans en dat sprake is van bresvorming bij zowel boven als beneden maatgevende omstandigheden.

Overschrijdingsfrequenties van waterstanden

De locaties waar bresvorming optreedt en de hydraulische belasting waarbij dit gebeurt, is in beide methodes dus gelijk verondersteld. Verschillen in overstromingskans zijn daardoor alleen het gevolg van verschillen in berekende overschrijdingsfrequenties van kritieke waterstanden. Gemiddeld leidde de Nederlandse methode tot overstromingskansen die 1,5 tot 2 keer groter waren dan de Vlaamse methode. Dit ondanks het feit dat de verschillen in berekende maatgevende waterstanden (overschrijdingskans 1:4000 per jaar) gemiddeld slechts 0,14 m bedroegen.

Overstromingskans

Op basis van verschillen in berekende overschrijdingsfrequenties komen we tot een verschil in faalkans met een factor 1.5 tot 2.

De methoden die in Nederland en Vlaanderen worden gebruikt om potentiële breslocaties en bijbehorende kritieke hydraulische belasting vast te stellen, zijn niet onderzocht in het kader van deze studie. Het lijkt echter zeer aannemelijk, dat dit tot nog grotere verschillen in berekende overstromingskans zou kunnen leiden.

8.3 Overstromingsverloop

Bij het vergelijken van de methoden die gebruikt zijn om het overstromingsverloop (overstroomd gebied, waterdiepte, stroomsnelheid en stijgsnelheid) in de dijkkring in beeld te brengen, zijn de volgende onderwerpen aan bod gekomen:

- Vaststelling verloop buitenwaterstand a.g.v. stormopzet;
- Bresgroei modellering;
- Overstromingsmodellering.

Verloop van de buitenwaterstand

Bij de Nederlandse methode wordt het verloop van de buitenwaterstand in drie stappen bepaald:

- 1 Vaststellen gemiddeld getijverloop
- 2 Definiëren van stormopzet. Voor de Westerschelde gebeurt dit in de vorm van een trapeziumvormige opzet met een duur van 35 uur
- 3 Optellen van de stormopzet op het gemiddeld getij met een faseverschil van 4,5 uur. De maximum stormopzet valt dus 4,5 uur na het astronomisch hoogwater.

Bij de Vlaamse methode wordt gebruik gemaakt van zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties. Met deze relaties kan de waterstand tijdens het maximale hoogwater en de daarop volgende vloedperiodes worden bepaald.

Wanneer de resulterende waterstandsverlopen worden vergeleken vallen de volgende punten op:

- Impliciet gaat de Vlaamse methode uit van een langere stormopzetduur. Beide methoden voorspellen vergelijkbare waterstanden tijdens de vloedperiode volgend op het echte hoogwater. Bij de 3e vloedperiode is de afname volgens de Nederlandse

methode wel beduidend groter dan volgens de Vlaamse methode (orde 4 en 2 m respectievelijk).

- De Vlaamse methode voorspelt veel lagere waterstanden tijdens eb. Bij een hoogwater met een kans van voorkomen van 1:4000 per jaar neemt de waterstand volgens de Nederlandse methode af van ruim NAP 6,5m naar iets minder dan NAP 2,5m. Een verschil van ongeveer 4 m. Volgens de Vlaamse methode daalt de waterstand echter veel verder. Het verschil bedraagt hier ongeveer 6 m.

Bresgroei

De Nederlandse methode maakt gebruik van het bresgroeimodel dat is ingebouwd in SOBEK. De gebruiker geeft het tijdstip van bresinitiatie, de initiële bresbreedte en de bresdiepte op. Het model berekent vervolgens op basis van materiaalkenmerken (zand/klei) en de stroming door de bres, hoe de bresgroei in de breedte verloopt. De Vlaamse methode maakt gebruik van het bresgroeimodel in Mike11.

Uit de resultaten kan worden geconcludeerd dat wanneer wordt uitgegaan van zanddijken, de Vlaamse methode leidt tot bredere bressen (ongeveer twee keer zo breed) die ook sneller groeien. Bij kleidijken leidt de Nederlandse methode tot bredere bressen. Hier bedraagt het verschil meer dan een factor twee.

Overstromingsmodellering

De Nederlandse methode maakt voor het simuleren van de overstromingen binnendijs gebruik van een 2D SOBEK model. Het Vlaamse model is een quasi-2D model, waarbij de polders geschematiseerd zijn als 1D takken. De polders (1D takken) zijn verbonden door zgn. link channels. In het Vlaamse model is ook de Westerschelde opgenomen. Dat is niet het geval bij het Nederlandse model: hier wordt de buitenwaterstand als tijdserie bij de bres opgelegd.

In verband met de verschillen in overschrijdingsfrequenties van kritieke waterstanden, zijn de Vlaamse resultaten voor een stormvloed met een kans van voorkomen van 1:2500, 1:4000 per jaar vergeleken met de Nederlandse resultaten voor stormvloeden met een kans van voorkomen van 1:1500 en 1:2000 per jaar. Wanneer in de Vlaamse methode wordt gekozen voor een zanddijk met restprofiel B lijken de resultaten op de resultaten zoals berekend met de Nederlandse methode voor een zanddijk. Indien wordt uitgegaan van restprofiel A leidt de Vlaamse methode tot een veel kleiner overstroomd oppervlak en veel kleinere waterdieptes. Wel leidt de Nederlandse methode bij de stormvloed met een kans van voorkomen van 1:10000 per jaar tot grotere waterdieptes bij Bath. Bij de Vlaamse methode treedt hier geen bresvorming op omdat de kritieke waterstand voor bresvorming bij Bath niet wordt overschreden. Dit komt doordat de Vlaamse methode leidt tot kleinere overschrijdingskansen (de kans op overschrijding van de kritieke waterstand voor bresvorming te Bath is volgens de Vlaamse methode kleiner dan 1:10000 per jaar). Daarnaast is ook sprake van een beperkte waterstandsval op de Westerschelde wanneer ten westen van Bath bressen ontstaan. Dit maakt de kans op bresvorming nog kleiner.

8.4 Schade- en slachtoffermodellering

Schade

In Nederland wordt voor de berekening van economische schade en aantallen slachtoffers gebruik gemaakt van de Schade en Slachtoffer Module (SSM) die onderdeel uitmaakt van het Hoogwater InformatieSysteem (HIS). De economische schade wordt bepaald voor een groot

aantal landgebruikcategorïeën. Voor de meeste categorieën wordt daarbij zowel naar directe als naar indirecte economische schade gekeken. De schade wordt berekend als functie van de waterdiepte.

De Vlaamse methode werkt op een vergelijkbare manier als de Nederlandse methode. Economische schade en slachtoffers worden in de Vlaamse risicomethode berekend met een speciaal ontwikkeld softwarepakket LATIS. Aangezien de software LATIS enkel is uitgerust met landgebruik- en socio-economische data uit Vlaanderen, waren enkele aanpassingen aan de software noodzakelijk. Deze aanpassingen bestonden onder meer uit het aanpassen van de landgebruikskaart en het aanpassen van de maximale schade per categorie.

Geconcludeerd werd dat de Nederlandse methode een hogere economische schade berekent dan de Vlaamse methode. Deze verschillen zijn vooral het gevolg van verschillen in berekende overstromingskenmerken (waterdiepte, overstroomd oppervlak). Afhankelijk van het berekende scenario, waren de Nederlandse schattingen 2 tot 10 keer groter dan de Vlaamse. Bij gelijke overstromingskenmerken bedragen de verschillen maximaal enkele tientallen procenten.

Slachtoffers

De Vlaamse en Nederlandse slachtoffermodellen zijn gebaseerd op hetzelfde principe. De uitwerking van de aantallen slachtoffers als functie van de stijgsnelheid is echter zeer verschillend. Bij waterdiepten van minder dan 5 m berekent de Nederlandse methode een hogere mortaliteit dan de Vlaamse. Vooral bij lage stijgsnelheden (kleiner dan 0,3 m/uur) zijn de verschillen groot.

De Vlaamse overstromingsmodellen leverden geen informatie over stroomsnelheden en stijgsnelheden. Dit is inherent aan het gebruik van quasi 2D modellen. Een schatting van de verschillen in verwachte aantallen slachtoffers kon daarom alleen worden gebaseerd op basis van eerder ruitgevoerde analyses, waarbij gebruik is gemaakt van identieke overstromings-kenmerken. Op basis van deze analyse is opgemerkt dat de Nederlandse methode mogelijk leidt tot een minimaal 6 keer grotere verwacht aantal slachtoffers. Dit verschil kan nog groter zijn wanneer het gebied met lage stijgsnelheden (minder dan 0,3 m/uur) groot is. Volgens de Vlaamse methode vallen er dan geen slachtoffers, terwijl volgens de Nederlandse methode bij benadering 1% van de getroffen komt te overlijden.

8.5 Schade en slachtofferisico's

Het overstromingsrisico wordt bepaald als het product van de kans op een overstroming en de gevolgen van een overstroming. Het economisch risico wordt uitgedrukt in euro's per jaar terwijl het slachtofferisico wordt uitgedrukt in slachtoffers per jaar.

Wanneer wordt uitgegaan van een niet cohesieve dijk, is het risico berekend met de Nederlandse methode minimaal twee keer zo groot als het risico berekend met de Vlaamse methode. Voor kleidijken loopt dit verschil op tot een factor 10. Deze verschillen zijn hetzelfde als de verschillen in de schadeberekeningen.

Op basis van de Vlaamse overstromingssimulaties kan geen slachtofferisico worden bepaald. Echter, wanneer we de redeneerlijn met betrekking tot het verwachte aantal slachtoffers ook hier toepassen, mag worden verondersteld dat de Nederlandse methode tot

een minimaal 6 keer zo grote schatting van het slachtofferisico zou leiden als de Vlaamse methode.

8.6 Discussie en conclusies

De Nederlandse methode leidt tot een minimaal 2 keer hogere schatting van het economische risico dan de Vlaamse methode. Wanneer wordt uitgegaan van cohesieve dijken (in plaats van niet cohesieve dijken) kan dit verschil nog verder oplopen (orde factor 10). Bij de schattingen van de slachtofferisico's zijn de verschillen waarschijnlijk nog groter. De verwachting is dat de Nederlandse methode leidt tot minimaal 6 keer hogere schatting dan de Vlaamse. Ook hierbij geldt dat de verschillen bij kleidijken nog groter kunnen zijn.

Waardoor worden de verschillen in het berekende overstromingsrisico veroorzaakt?

De verschillen in berekende risico's zijn vooral het gevolg van verschillen in:

- Bepaling van overschrijdingsfrequenties van waterstanden. In deze studie werden de potentiële breslocaties en de hydraulische belasting waarbij bresinitiatie optreedt exact gelijk gekozen. Desondanks leidde de Nederlandse methode tot een 1,5 tot 2 keer zo grote overstromingskans als de Vlaamse.
- Bresgroeimodellering. In het geval van zanddijken leidt de Vlaamse methode tot ongeveer 2 keer zo brede bressen als de Nederlandse methode. Bij kleidijken is dit omgekeerd. De Nederlandse methode leidt dan tot bredere bressen.
- De wijze waarop het verloop van de buitenwaterstand wordt vastgesteld. De Nederlandse methode leidt tot een hogere waterstand tijdens de ebperiode volgend op het hoogwater. Dit heeft tot gevolg dat er minder water uit de polders terug naar de Westerschelde kan stromen tijdens eb. Bij de volgende vloedperiode stijgt het water in de polders snel verder en stroomt het water eerder over de secundaire keringen heen. Dit leidt tot grotere waterdiepten en een groter overstroomd oppervlak.
- Slachtoffermodellering: Met name bij geringe stijgsnelheden (minder dan 2 m/uur) leidt de Nederlandse methode tot een hogere schatting voor het verwachte aantal slachtoffers.

In deze studie is niet gekeken naar de wijze waarop in Nederland en Vlaanderen de faalkans van een dijk wordt bepaald. De potentiële breslocaties en de hydraulische belasting waarbij bresinitiatie optreedt zijn immers gelijk genomen. Wanneer ook dit aspect in beschouwing zou worden genomen lijkt het aannemelijk dat ook dit aspect een grote bijdrage levert aan verschillen in berekende overstromingsrisico's

Wat zijn de implicaties voor beleidsstudies?

Een van de belangrijkste beleidsstudies die recentelijk is uitgevoerd in Nederland is het project Waterveiligheid 21e eeuw. Doel van dit project was om na te gaan of tot 2050 een aanscherping van de beschermingsniveaus tegen overstroming vanuit economisch opzicht en kans op slachtoffers nodig is.

De berekende economische schade, maar ook de verwachte aantallen slachtoffers vormen de belangrijkste input voor de MKBA die de basis vormt voor het vaststellen van economische optimale beschermingsniveau's. Op basis van dit rapport mag worden verwacht dat toepassing van de Nederlandse methode leidt tot een drie keer zo hoog beschermingsniveau voor Zuid Beveland oost als wanneer de Vlaamse methode zou zijn

toegepast. Op basis van het slachtofferisico zou het verschil zelfs een factor 6 of meer kunnen bedragen.

Het is echter van belang op te merken dat de conclusie die in dit rapport getrokken wordt niet geldig hoeft te zijn voor alle dijkringen in Nederland. Mogelijk leiden de verschillende methodes in andere dijkringen (bijvoorbeeld in het rivierengebied) tot kleinere verschillen in overstromingskansen en overstromingskenmerken, waarmee ook de berekende risico's dichter bij elkaar in de buurt komen te liggen.

Verschillen in berekende slachtofferisico's zijn echter grotendeels het gevolg van verschillen in slachtoffermodellering. Wanneer het optimale beschermingsniveau wordt gebaseerd op het slachtofferisico zal dit volgens de Vlaamse methode leiden tot een significant lagere norm dan de Nederlandse methode (factor 3 in het geval van Zuid Beveland oost, zelfs wanneer de overstromingskansen en overstromingssimulaties identiek zijn).

Het gaat er in deze studie niet om om vast te stellen 'welke methode beter is'. We constateren alleen dat er grote verschillen bestaan tussen de methoden die in Nederland en Vlaanderen worden toegepast en dat dit leidt tot verschillen in berekende overstromingsrisico's. Bij het uitvoeren van studies op het gebied van overstromingsrisico-beheersing is het belangrijk dat men zich hiervan bewust is.

9 Literatuur

- Asselman, N., Coen, L., Diermanse, F., Groeneweg, J., Jeuken, C., Peeters, P., Pereira, F., Sperna Weiland, F., Vanlede, J., Viaene, P. (2007) Koploperproject LTV-O&M-thema Veiligheid – deelproject 2: Sterkte-zwakte analyse van de methoden waarmee maatgevende condities en de fysische gevolgen van overstromingen langs het Schelde estuarium worden bepaald in Nederland en Vlaanderen. WL rapport Z4384.
- Asselman, N., Coen, L., Peeters, P., Vatvani, D. en Verhoeven, G. (2009) LTV-O&M thema Veiligheid, deelproject 2: Vergelijking Nederlandse en Vlaamse (maatgevende) waterstandsverlopen en modelleringswijzen voor de bepaling van overstromings-karakteristieken bij een doorbraak langs het Schelde-estuarium.
- Asselman, N. en Deckers, P. (2010) Vergelijking schademodelering in Nederland en Vlaanderen. Deltares conceptrapport 1202019-000-ZKS-0008
- Asselman, N.E.M., Peeters, P. en Coen, L. (2010) LTV-O&M thema Veiligheid deelproject 2: Analyse verloop van de maatgevende waterstand en bresgroei. Deltares rapport 1202019-000-ZKS-0004.
- Beckers, J.V.L. en De Bruijn, K.M., (2011). Analyse van slachtofferisico's waterveiligheid – Een analyse van de bescherming tegen overstroming door buitenwater. Deltrares rapport 1204144-005. Deltares, Delft.
- Dhondia, J.F. en Stelling, G.S. (2002) Application of One Dimensional - Two Dimensional Integrated Hydraulic Model for Flood Simulation and Damage Assessment. Hydro informatics 2002.
- Frank, E. Ostan, A., Coccato, M. en Stelling, G.S. Use of an integrated one-dimensional/two-dimensional hydraulic modelling approach for flood hazard and risk mapping.
- Hesselink, A.W., Stelling, G.S., Kwadijk, J.C.J. en Middelkoop, H. (2003) Inundation of a Dutch river polder, sensitivity analysis of a physically based inundation model using historic data. Water Resour. Res., 39(9), 1234, doi:10.1029/2002WR001334, 2003
- IMDC (2005). Sigmaplan Maatschappelijke KostenBatenAnalyse, Deelopdracht 1, Faserapport 2: Nulalternatief: waterstanden, overstromingskaarten, schade, slachtoffers en risico. IMDC rapport I/RA/14082/04.017.
- Kind, J. et al., (2011), Maatschappelijke kosten-batenanalyse Waterveiligheid 21e Eeuw. Deltares rapport 1204144-006.
- Kok, M. en Van der Doef, M. (2006) Uitgangspunten voor overstromingsscenario's in VNK2".
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2005). Veiligheid Nederland in Kaart – hoofdrapport onderzoek overstromingsrisico's.

- Morris, M.W. and Hassan, M.A.A.M. (2009). Breach Initiation & Growth: Physical Processes. Analysis of IMPACT project breach field tests. FLOODSITE Report T06-08-11.
- Roscoe, K. (2009) Assessment of the still-water-level 1/10,000 years return values used in the current Hydraulic Boundary Conditions. Deltares rapport 1200103-041-HYE-0003.
- Steenbergen, H.M.G.M., Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2003). Gebruikershandleiding PC-Ring versie 4.0. TNO Rapport (2003-CI-R0023), TNO Bouw Delft.
- Van der Most, H. (2011) Samenvatting van analyse van slachtoffer risico's en maatschappelijke kostenbatenanalyse Waterveiligheid 21^e eeuw: WV21-onderzoek ten behoeve van de actualisering van waterveiligheidsnormen. Deltares rapport 1204144-005-ZWS-0002.
- Van Hoestenbergh, T.; Huyghens, M.; Peeters, P., Mostaert, F. (2010). Opstellen bresgroeiparameters Vlaamse dijken: Deelopdracht 1 – Literatuurstudie bresgroeiproces. Versie 2_0. WL Rapporten, 706_08c. Waterbouwkundig Laboratorium en Soresma: Antwerpen, België.
- VNK2 (2008) Leidraad overstromingsberekeningen voor VNK2. Versie 2.0, d.d. 1 september 2008
- Vrisou van Eck, N., Kok, M. en Vrouwenvelder, A.C.W.M. (2000) Standaardmethode Schade en Slachtoffers als gevolg van overstromingen, deel 1: Standaardmethode. Rapport PR236.60, HKV en TNO Bouw.