

Deltares

Enabling Delta Life



LTV-O&M thema Veiligheid deelproject 2

Analyse verloop van de maatgevende waterstand en bresgroei



waterbouwkundig
LABORATORIUM



LTV-O&M thema Veiligheid deelproject 2

Analyse verloop van de maatgevende waterstand en bresgroei

dr. N.E.M. Asselman
ir. P. Peeters
L. Coen

1202019-000

Titel

LTV-O&M thema Veiligheid deelproject 2

Opdrachtgever

MT Kennis Deltares

Project

1202019-000

Kenmerk

1202019-000-ZKS-0004

Pagina's

77

Trefwoorden

Veiligheid, overstroming, maatgevende waterstanden, bresgroei, Schelde

Samenvatting

Dit rapport vermeldt de belangrijkste resultaten uit het onderzoek dat is uitgevoerd naar (1) de verschillen, overeenkomsten en bruikbaarheid van de beschikbare Vlaamse en Nederlandse methoden voor het bepalen van het maatgevend waterstandsverloop en (2) de modellering van bresgroei, die worden gebruikt om de fysieke gevolgen van overstromingen te berekenen.

Het waterstandsverloop onder maatgevende omstandigheden in de Westerschelde wordt in Nederland bepaald door een trapeziumvormige stormopzet (met een duur van 35 uur) te superponeren op het gemiddelde getij, waarbij wordt uitgegaan van een faseverschil van 4,5 uur. In Vlaanderen maakt men gebruik van zogenaamde composietrandvoorwaarden, waarvoor zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF) worden opgesteld. Bij de Vlaamse methode is sprake van een totale periode van bijna 60 uur, waarover (enige) opzet merkbaar is. In de Vlaamse methode is formeel geen sprake van een faseverschil. Echter, doordat het hoogwater volgend op het maximum hoogwater altijd hoger is dan het hoogwater voorafgaand aan de maximum waterstand, is sprake van een asymmetrische vorm van de opzet. Dit heeft hetzelfde effect als het toegepaste faseverschil in Nederland.

Er is de laatste 10 jaar een sterke evolutie geweest in de beschrijving en modellering van bresinitiatie en bresgroei. Er zijn echter nog belangrijke kennishiaten, zowel op onderzoeksniveau als op niveau van modelontwikkeling en -implementatie. Bestaande bresmodellen dienen bijgevolg met de nodige voorzichtigheid te worden gebruikt en enkel als indicatief te worden beschouwd.

Referenties

Toegepast Onderzoek 2010.

Kavel: BOA-gebieden. Projectnaam: LTV Veiligheid

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
1.0	Sep. 2010	dr. N.E.M. Asselman		ir. C. Kuijper		ir. T. Schilperoort	
1.1	Nov. 2010	dr. N.E.M. Asselman Ir. P. Peeters L. Coen		ir. C. Kuijper		ir. T. Schilperoort	

Status

definitief

Inhoud

1 Inleiding	1
1.1 Achtergrond LTV-O&M	1
1.2 Probleemschets	1
1.3 Vraag- en doelstelling	2
1.4 Aanpak op hoofdlijnen	3
1.5 Organisatie	3
2 Maatgevende waterstandsverlopen in Nederland	5
2.1 Inleiding	5
2.2 Beschrijving 'standaard methode'	5
2.3 Onderbouwing en toetsing van de standaard methode	7
2.3.1 Inleiding	7
2.3.2 Stormopzetduur	7
2.3.3 Faseverschil	9
2.3.4 Vorm / verloop van de opzet	11
2.4 Toetsing standaard methode	18
2.5 Conclusies	29
3 Maatgevende waterstandsverlopen in Vlaanderen	31
3.1 Inleiding	31
3.2 Beschrijving en onderbouwing 'afwaartse composietstorm te Vlissingen	31
3.3 Toetsing van aannames en resultaten	35
3.3.1 Aannames	35
3.3.2 Duur van de stormopzet	36
3.3.3 Vergelijking opzet composietwaterstandsverloop en enkele historische stormen	40
3.4 Conclusies	48
4 Bres(groei)modellering	51
4.1 Inleiding	51
4.2 Bresvorming	51
4.2.1 Definitie	51
4.2.2 Parameters	51
4.2.3 Fasen bresvorming	54
4.3 Faaltraject: van bresinitiatie (reststerkte) tot bresgroei	56
4.4 Bres(groei)modellen	56
4.5 Hydrodynamische simulaties met bresvorming in Nederland	58
4.5.1 Bepaling (potentiële) breslocatie(s)	58
4.5.2 Bepaling startmoment van bresvorming	58
4.5.3 Simulatie van bressen	58
4.5.4 Implementatie binnen SOBEK (Deltares)	59
4.6 Hydrodynamische simulaties met bresinitiatie en –groei in Vlaanderen	62
4.6.1 Bepaling (potentiële) breslocatie(s)	62
4.6.2 Bepaling startmoment van bresvorming	62
4.6.3 Simulatie van bressen	63
4.6.4 Implementatie binnen MIKE11 (DHI)	63
4.7 Sterkte/zwakte-analyse	64

4.8	Richtlijnen bij overstromingsmodellering ingeval van bresvorming	65
5	Conclusies	69
5.1	Maatgevende waterstandsverlopen	69
5.2	Bresvorming	72
6	Referenties	75

1 Inleiding

1.1 Achtergrond LTV-O&M

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

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

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

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

1.2 Probleemschets

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

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

Bij grensoverschrijdende wateren of in grensgebieden, zoals het Schelde-estuarium, is het belangrijk dat er geen misverstanden ontstaan over de berekeningswijze en interpretatie van veiligheidsniveaus. Op dit moment zijn de methodes om de overstromingskans te bepalen van een bepaald gebied in Vlaanderen en Nederland niet geheel gelijk. Faalkansen van kunstwerken worden op uiteenlopende wijze meegenomen. Beide methodes gaan uit van verschillende hoogwatersituaties bij specifieke terugkeerperiodes, waarbij overstroming plaatsvindt.

De wijze waarop de overstromingskans en de bijbehorende hydraulische belasting wordt bepaald is in 2007 onderwerp van studie geweest (zie Asselman *et al.*, 2007). 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).

Vanwege het grote belang van aannamen omtrent bresgroei en het verloop van de stormopzet is besloten om in 2009 vooral aandacht te besteden aan deze twee aspecten. Wat betreft het verloop van de stormopzet zal worden gefocust op de hoogwaters en laagwaters voorafgaand en navolgend op het eigenlijk maatgevende hoogwater. Hoe deze tot stand komen? Of ze al dan niet in relatie staan met het maatgevende hoogwater? Wat de realiteitswaarde is van de gehanteerde synthetische waterstandsverlopen in vergelijking met de historisch opgetreden stormen zal worden nagegaan. Gezien het belang van de aannames aangaande bresgroei, zullen aan de hand van recent internationaal bresgroei-onderzoek richtlijnen worden opgesteld voor het uitvoeren van overstromingsmodelleringen ingeval van bresvorming.

1.3 Vraag- en doelstelling

Het doel van dit onderzoek is om inzicht te krijgen in de verschillen, overeenkomsten en bruikbaarheid van de beschikbare Vlaamse en Nederlandse methoden voor het bepalen van maatgevend hoogwaterverloop en de modellering van bresgroei, die worden gebruikt om de fysieke gevolgen van overstromingen te berekenen.

Bovenstaande doelstelling leidt tot de volgende onderzoeksvragen:

- Wat zijn de Vlaamse en Nederlandse methoden voor de bepaling van het maatgevende waterstandsverloop in het estuarium?
- Waarop zijn deze methoden gebaseerd?
- Hoe goed zijn deze methoden in staat om in het verleden opgetreden stormopzetten te reproduceren?
- Welke methoden worden in Nederland en Vlaanderen gebruikt om bresvorming te modelleren?
- Wat zijn de meest recente inzichten op het gebied van bresvorming?
- Is het mogelijk dan wel wenselijk om gebruik te maken van de nieuwste inzichten op het gebied van bresvorming om de gevolgen van een dijkdoorbraak te simuleren?

1.4 Aanpak op hoofdlijnen

Allereerst is nagegaan welke methoden toegepast worden in Nederland en Vlaanderen om maatgevende waterstanden te vertalen naar een waterstandsverloop in de tijd en op welke gegevens/aannamen deze methoden zijn gebaseerd (Hoofdstukken 2 en 3). Onderzocht is of en hoe de verschillende methoden in staat zijn om het waterstandsverloop tijdens in het verleden waargenomen stormvloed te reproduceren.

Vervolgens is beschreven welke methoden in Nederland en Vlaanderen gebruikt worden om bresgroei te simuleren. Nieuwe inzichten en hieruit voorkomende richtlijnen op het gebied van bresgroei(modellering) worden verwoord in hoofdstuk 4.

1.5 Organisatie

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

De werkzaamheden zoals beschreven in dit rapport zijn uitgevoerd door Nathalie Asselman vanuit Deltares. Vanuit WL Borgerhout zijn de werkzaamheden uitgevoerd door Patrik Peeters en Leen Coen.

Hoewel niet direct bij het project betrokken, willen wij de heer van de Sande (Waterschap Zeeuwse Eilanden) hartelijk danken voor het beschikbaar stellen van zijn spreadsheets met gegevens over waargenomen stormperiodes te Vlissingen.

2 Maatgevende waterstandsverlopen in Nederland

2.1 Inleiding

In Nederland is een standaard methode opgesteld om het waterstandsverloop gedurende een storm te bepalen. Deze methode wordt gebruikt bij het bepalen van de gevolgen van een potentiële dijkdoorbraak (zie onder andere het project Veiligheid Nederland in Kaart).

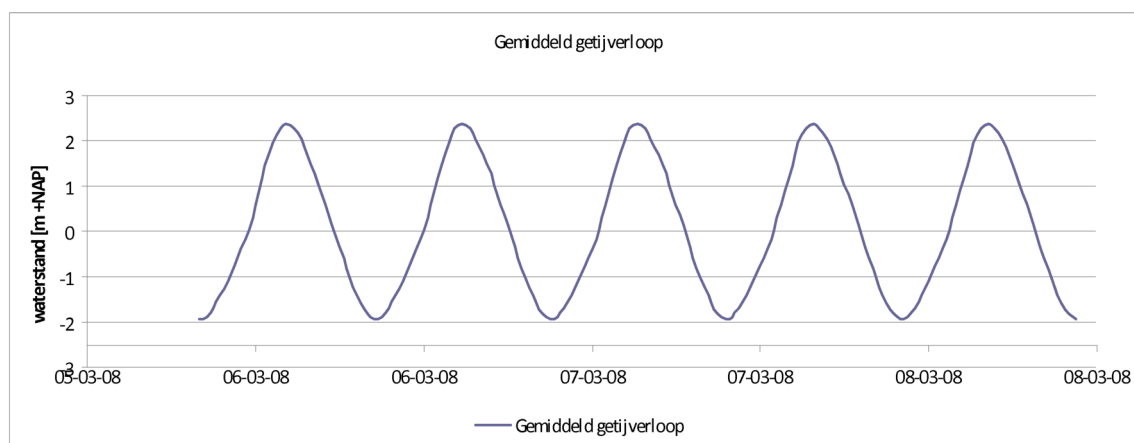
Hoewel de methode in een aantal documenten wordt toegelicht (zie o.a. de risicocases uit het project VNK en het rapport van RWS RIZA, 2007) valt hieruit niet direct af te leiden op welke gegevens de methode is gebaseerd. Gezien het grote effect van het waterstandsverloop op de gevolgen van een potentiële dijkdoorbraak wordt in dit hoofdstuk dieper ingegaan op de in Nederland gebruikte 'standaard methode'. Ook wordt gekeken of de methode inderdaad in staat is om het waterstandsverloop tijdens een storm nauwkeurig te voorspellen.

2.2 Beschrijving 'standaard methode'

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

Stap 1: bepaal het gemiddelde getijverloop

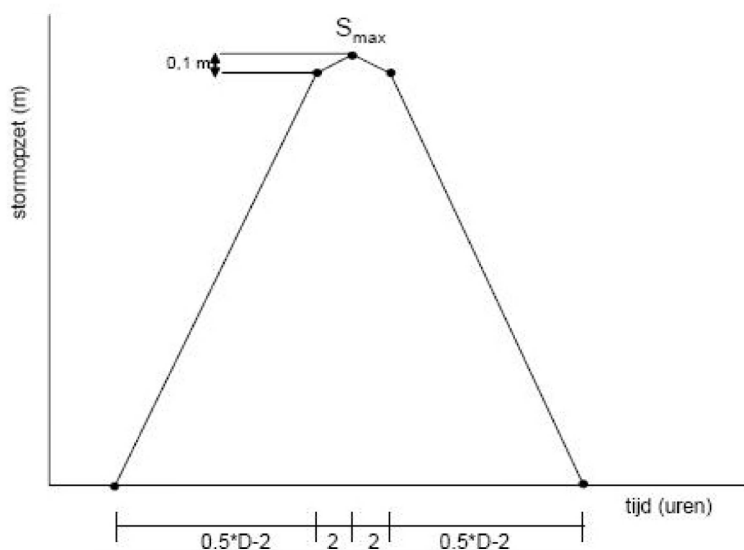
Het gemiddelde getijverloop is bepaald op basis van de jaarlijkse gemiddelde hoogwaterstand en jaarlijkse gemiddelde laagwaterstand. Figuur 2.1 geeft het gemiddelde getijverloop weer bij Hansweert.



Figuur 2.1 Gemiddeld getijverloop nabij Hansweert

Stap 2: definieer de stormopzet

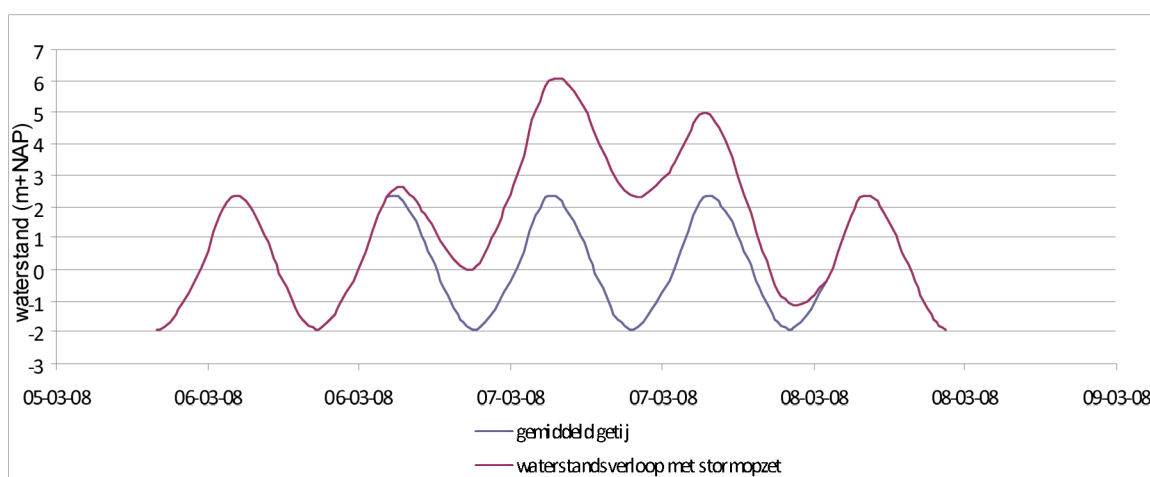
Bovenop dit gemiddelde getijverloop wordt een stormopzet geplaatst. Deze stormopzet is trapeziumvormig en heeft in de Westerschelde een standaardduur van 35 uur, zie Figuur 2.2.



Figuur 2.2 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 gemiddeld getij. Dit levert het waterstandsverloop op voor de referentiesituatie, zie Figuur 2.3. Hierbij is de hoogte van de stormopzet zo gekozen dat de maximale waterstand in het samengestelde waterstandsverloop gelijk is aan de HR2006 toetsingswaarde, in dit geval behorende bij de locatie 49 (Veerhaven). Deze HR2006 toetsingswaarde is NAP 6,1 m.



Figuur 2.3 Waterstandsverloop bij maatgevend hoogwater (referentiesituatie)

2.3 Onderbouwing en toetsing van de standaard methode

2.3.1 Inleiding

Bij toepassing van de standaard methode wordt een aantal aannames gedaan:

- De stormopzetduur in de Zuidwestelijke delta bedraagt altijd 35 uur
- Het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater is 4,5 uur
- Het verloop van de opzet kan worden beschreven met een trapeziumvorm.

Onderstaande tekst geeft op basis van bevindingen uit de literatuur inzicht in de waarschijnlijkheid van deze aannamen. Op deze manier wordt een eerste beeld verkregen van de toepasbaarheid van de methode.

2.3.2 Stormopzetduur

Inleiding

De stormopzetduur is de periode waarbinnen sprake is van een niet onderbroken verhoging van de waterstand ten opzichte van de astronomische waterstand. De opzetduur is daarmee niet hetzelfde als de stormduur, welke gedefinieerd is als de duur dat de windsnelheid hoger is dan de basiswaarde van 10 m/s.

Sinds het verschijnen van het rapport van de Deltacommissie (1961) is veel onderzoek gedaan naar de stormopzetduur en een eventuele correlatie tussen stormopzetduur en opzethoogte. Hieronder volgen enkele bevindingen.

Van Weerden *et al.* (1987)

Van Weerden *et al.* (1987) onderzochten de stormopzetduur in het Noordelijk Deltabekken. Het opzetverloop was bepaald door van het gemeten waterstandsverloop het astronomisch getijverloop af te trekken. Alle stormopzetten met een hoogte van meer dan 1,5 meter zijn gebruikt om stormduren te bepalen. Indien werd uitgegaan van een trapeziumvormige opzet vonden Van Weerden *et al.* (1987) de volgende waarden voor de gemiddelde stormduur:

- 35 uur bij Hoek van Holland
- 50 uur bij Harlingen (Waddenzee)
- 47 uur bij Burghsluis (Oosterschelde monding)

Een cosinusvormige opzet leverde een toename van de duur met meer dan 5 uur op.

In 1996 werd voor het eerst een concrete waarde voor de stormopzetduur gegeven die de beheerders van waterkeringen konden gebruiken in de toetsregels zoals opgesteld in het kader van de Wettelijke Toetsvoorschriften conform de Wet op de Waterkeringen. Den Heijer (1996, in Jacobse, 2007) heeft in dat kader stormduren voorgesteld van 35 uur voor Hoek van Holland en 35 tot 45 uur voor de Waddenzee. De langere stormopzetduur in de Waddenzee bleek uit metingen, maar er waren ook fysische gronden om een langere duur te veronderstellen (aldus Jacobse, 2007). Hoewel de metingen bij Burghsluis (Oosterscheldemonding) ook leken te wijzen op een langere duur werd voor de Zuidwestelijke delta toch geadviseerd de kortere duur van 35 uur te hanteren. De reden voor dit besluit was dat een subjectieve drempelwaarde voor de stormopzet zou zijn gehanteerd, die bij Burghsluis ook bepaald wordt door de geometrie van de Oosterscheldemonding (Jacobse, 2007). De bevindingen van Van Weerden *et al.* (1987) werden dus slechts gedeeltelijk overgenomen door Den Heijer (1996).

Na 1996 is in de aanloop naar de Hydraulische Randvoorwaarden 2001 gekozen om voor de berekeningen in het benedenrivierengebied de waarde zoals geadviseerd door de Deltacommissie (1961) te gebruiken, te weten 29 uur voor Hoek van Holland.

Jacobse (2007)

Jacobse (2007) geeft een aardig overzicht van stormopzetduren die bij verschillende studies zijn gevonden voor verschillende locaties langs de Nederlandse kust. De gemiddelde stormopzetduur bij Hoek van Holland varieert van 29 tot 40,6 uur (Tabel 2.1). Hoewel voor het vaststellen van de hydraulische randvoorwaarden 2001-2006 nog is uitgegaan van 29 uur wordt bij de Voorschriften Toetsen op Veiligheid (VTV) 2004-2007 een duur van 35 uur voorgesteld. Deze duur geldt voor de "gladde kust" m.u.v. de Waddenzee en het IJsselmeer.

Tabel 2.1 Gevonden waarden stormopzetduur Hoek van Holland (bron: Jacobse, 2007)

nr.	referentie	waarde	stddev.	min	max	context
1	Deltacommissie; 1961; Hoek van Holland	29.0	7.0			aanbevolen waarde Deltacommissie (uit van Weerden e.a.)
2	Van de Weerden e.a.; 1987; Hoek van Holland	29.0	7.0			gemiddelde waarden uit nota van inlichtingen
3	Van de Weerden e.a.; 1987; Hoek van Holland	35.6	13.3			gemiddelde duur en spreiding nul-niveau trapezium bij normale verdeling
6	Van de Weerden e.a.; 1987; Hoek van Holland	log (35)	log (1.40)			aanbevolen duur en spreiding bij een driehoekig verloop met log-normale verdeling
7	Van de Weerden e.a.; 1987; Hoek van Holland	40.6	14.5			gemiddelde duur en spreiding nul-niveau cosinus ² bij normale verdeling
8	Van de Weerden e.a.; 1987; Hoek van Holland	ln (33.2)	ln (1.46)			Eindvoorstel duur nul-niveau bij trapezium en lognormale verdeling
9	Van der Made e.a.; 1989; Hoek van Holland	30	10			gemiddelde en standaardafwijking op basis van analyse 50 stormen
10	Den Heijer, 1996; Zeedijken	35.0	-			voorstel voor LTV op basis van Van de Weerden
16	LTV; 1996-2001; Getijdengebieden (m.u.v. Waddenzee) + IJsselmeer	35.0	-			stormopzetduur voor Gladde Kust
18	Hydraulische Randvoorwaarden 2001 - 2006	29.0	-			stormopzetduur aangenomen voor benedenrivierengebied
20	VTV 2004-2007; Getijdengebieden (m.u.v. Waddenzee) + IJsselmeer	35.0	-			stormopzetduur voor Gladde Kust

Hoewel de waarden die Jacobse (2007) heeft gevonden voor de overige kustgebieden een enorme spreiding vertonen (Tabel 2.2) mag worden gesteld dat de stormopzetduur hier langer is dan bij Hoek van Holland. De duur voor de zuidwestelijke delta lijkt te variëren van 35 uur volgens Den Heijer (1996) tot 110 uur volgens Argoss (1997).

Tabel 2.2 Gevonden waarden stormopzetduur overige watersystemen (bron: Jacobse, 2007)

nr.	referentie	waarde	stddev.	min	max	context
4	Van de Weerden e.a.; 1987; Harlingen	50.4	17.9			gemiddelde duur en spreiding nul-niveau trapezium bij normale verdeling
5	Van de Weerden e.a.; 1987; Burgh Sluis (Roompot)	47.1	14.9			gemiddelde duur en spreiding nul-niveau trapezium bij normale verdeling
11	Den Heijer, 1996; merengebied	35.0	-			voorstel voor LTV op basis van Van de Weerden
12	Den Heijer, 1996; delta+estuaria	35.0	-			voorstel voor LTV op basis van Van de Weerden
13	Den Heijer, 1996; waddegebied	45.0	-	35	45	voorstel voor LTV op basis van Van de Weerden
14	Argoss; 1997; Vlissingen	110	-			regressie gemeten opzetduren Vlissingen (boven 0,5 meter); gevoeligheidsstudie stormduur-duinafslag
15	LTV; 1996-2001; Waddenzee	45.0	-			stormopzetduur voor Waddenzee
17	Alkyon; 1999; Eierlandse Gat	85	-	35	200	realistische, minimum en maximum op basis van analyse opzetreeks Eierlandse Gat
19	VTV 2004-2007; Waddenzee	45.0	-			stormopzetduur voor Waddenzee

Tijssen en Diermanse (2009)

Recentelijk hebben Tijssen en Diermanse (2009) onderzoek verricht naar de stormduur en stormopzetduur te Hoek van Holland. Doel van het onderzoek was om na te gaan of de aanname van een duur van 29 uur, zoals ten grondslag ligt aan de berekeningen met Hydra-B, terecht is. Hydra-B wordt gebruikt om het toetspeil te berekenen in het benedenrivierengebied (Rijn-Maasmonding) in Nederland.

De stormopzet is bepaald als het verschil tussen het werkelijke waterstandsverloop en het astronomische getijverloop. Vervolgens is op de stormopzet een filter toegepast om kortdurende fluctuaties, als gevolg van getijeffecten, te verwijderen. Voor relevante stormgebeurtenissen (maximum opzet groter dan 1,5 meter) is vervolgens de duur afgeleid, gebruik makend van een trapeziumvormig stormverloop. Stormen met nevenpieken en dubbele pieken zijn zo veel mogelijk buiten beschouwing gelaten.

Tijssen en Diermanse (2009) concluderen dat de gemiddelde stormopzetduur, boven het basisniveau van 0 m, 46 uur bedraagt. Dit is een forse toename ten opzichte van de huidige keuze van 29 uur in Hydra-B. De toename is echter wel in lijn met eerder onderzoek (van Weerden et al., 1987) waarin ook naar voren kwam dat de keuze van 29 uur waarschijnlijk een onderschatting is.

De Valk en Steezel (1997)

Bij het gebruik van een vaste stormopzetduur wordt aangenomen dat er geen verband bestaat tussen opzethoogte en stormopzetduur. Hoewel verschillende onderzoekers waaronder Van Weerden et al. (1987) een dergelijke relatie niet aan konden tonen, lijkt het fysisch gezien aannemelijk dat er wel een relatie moet zijn. De Valk en Steezel (1997) (ofwel Argoss, 1997 in Tabel 2.2) vonden wel een correlatie. Door een $(\cos)^2$ -functie voor de stormopzet aan te nemen en een correlatie tussen opzetduur en opzethoogte te veronderstellen kwamen zij uit op significant hogere waarden voor de stormopzetduur.

Jacobse (2007) beredeneert echter dat het zeer wel mogelijk is dat de steilheid van de flanken groter kan zijn bij een zware storm dan bij een lichte storm, doordat de scheefstand in de Noordzee bij een zware storm sneller optreedt. In dat geval zouden de stormopzetduren door Argoss (1997) met 110 uur voor Vlissingen en Alkyon (1999) met 85 uur voor het Eierlandseget zijn overschat.

Conclusie

In de 'standaard methode' wordt voor de Westerschelde uitgegaan van een gemiddelde stormopzetduur van 35 uur. Indien de onderzoeksresultaten van Van Weerden et al. (1987) worden aangehouden lijkt een duur van ruim 45 uur realistisch. De werkelijke duur tijdens een 'super storm' zou nog langer kunnen zijn indien wordt uitgegaan van de correlatie tussen duur en hoogte van de stormopzet zoals gevonden door De Valk en Steezel (1997). Een stormopzetduur van 35 uur lijkt aan de korte kant.

2.3.3 Faseverschil**Inleiding**

Naast de duur van de stormopzet is ook het faseverschil tussen maximum opzet en astronomisch hoogwater van belang. In de standaard methode wordt een faseverschil van 4,5 uur aangehouden, waarbij de maximum opzet 4,5 uur na astronomisch hoogwater valt. In de literatuur is gezocht naar studies die aandacht besteden aan dit faseverschil.

De Reus (1981)

De Reus (1981) heeft een notitie opgesteld 'betreffende het mogelijke waterstandsverloop gedurende een superstormvloed'. Hij stelt hierin het volgende:

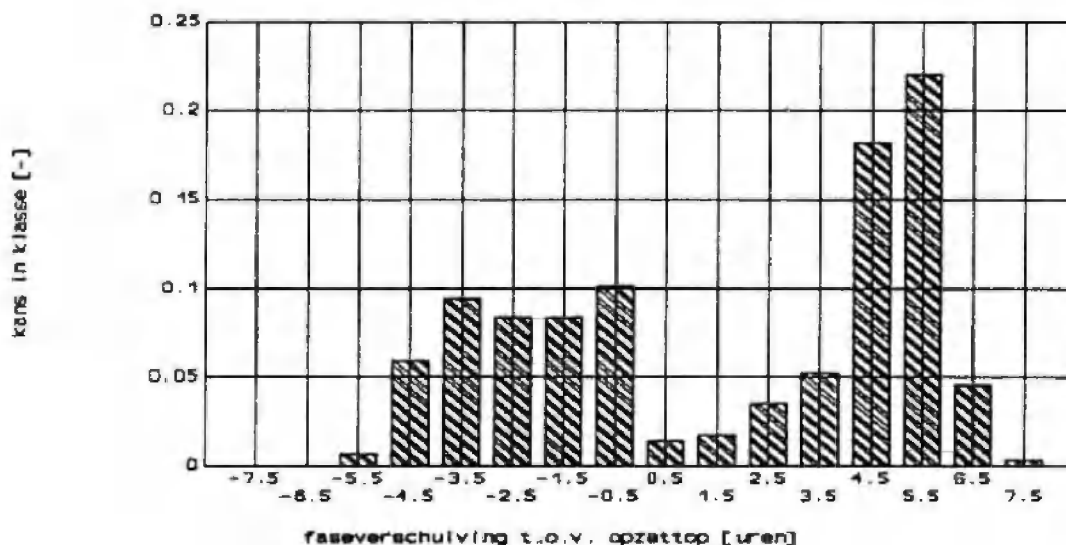
"Er is nog nooit een verband gevonden tussen het optreden van zware stormen en de fase van de maan. Het maximum stormeffect heeft dus geen voorkeur voor het samenvallen met een bepaalde fase van het getij."

Hij stelt daarom voor om het maximum stormeffect en het astronomisch hoogwater samen te laten vallen.

Janssen (1990)

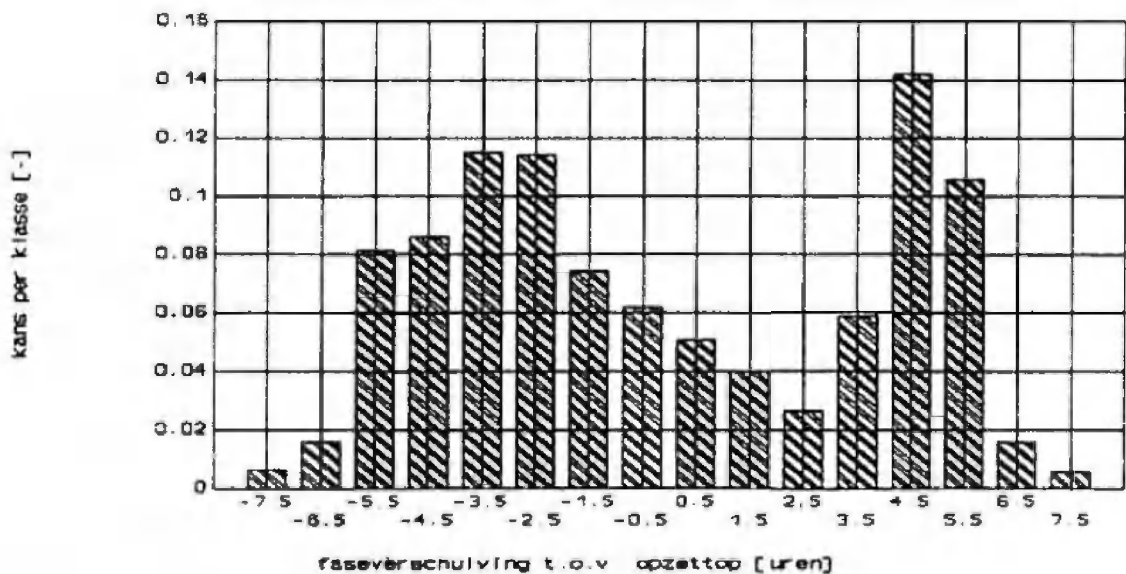
Janssen (1990) heeft eveneens onderzoek gedaan naar het verloop van stormopzet. Hij onderscheidt drie mogelijke faseverschuivingen:

- 1 Uniforme verdeling van voorkomende faseverschuivingen, wat betekent dat de kans op een faseverschil van -4 uur even groot is als de kans op een faseverschil van 0 uur of +4 uur. Hierbij wordt in feite aangenomen dat de interactie tussen opzet en getij verwaarloosbaar is. De getijgolf gaat iets sneller lopen (maximaal 20 minuten), maar dit is verwaarloosbaar t.o.v. de totaal mogelijke faseverschuiving.
- 2 Verdeling uit gemeten verschillen: uit een dataset met opgetreden stormen tussen 1898 en 1952 is onderstaande verdeling afgeleid. Een faseverschil van 0 uur blijkt zelden voor te komen. Een faseverschil van 4,5 tot 5,5 uur heeft de grootste kans (Figuur 2.4). Hierbij moet worden opgemerkt dat de faseverschuiving is uitgedrukt in uren t.o.v. de opzetttop. Een faseverschuiving van +4 uur betekent in dat geval dat het astronomisch hoogwater 4 uur na de top van de opzet valt. Dat zou neerkomen op een faseverschil van -4,5 uur in termen van de standaard methode (waarbij de opzetttop 4,5 uur na hoogwater valt, precies omgekeerd)



Figuur 2.4 Gemeten faseverschuiving tussen astronomisch getij en stormopzet (bron: Janssen, 1990)

- 3 Analytische verdeling faseverschil: hierbij is een methode bedacht om rekening te houden met de vervroeging van het getij als gevolg van de stormopzet. De verdeling die zo verkregen is lijkt erg op de gemeten verdeling (zie Figuur 2.5). De kans dat stormopzet en hoogwater samenvallen is ook hier klein. Een faseverschil van plus of min enkele uren lijkt aannemelijker.



Figuur 2.5 Analytische faseverschuiving tussen astronomisch getij en stormopzet (bron: Janssen, 1990)

Conclusie

Het gekozen faseverschil, waarbij de piek van de stormopzet 4,5 uur na het astronomisch hoogwater valt, is niet onderbouwd. Het faseverschil kan ook -4,5 uur of een andere waarde bedragen. De reden dat in de standaard methode gekozen is voor 4,5 uur is waarschijnlijk dat men uit wil gaan van een 'worst case' benadering. Een faseverschil van +4,5 uur betekent namelijk dat de waterstanden langer hoog blijven. Dit resulteert in een grotere instroom van water door de bres.

2.3.4 Vorm / verloop van de opzet

Inleiding

In de standaardmethode wordt gebruik gemaakt van een trapeziumvormige opzet. In de literatuur komt men een trapeziumvormige opzet ook veelvuldig tegen om de stormopzet te beschrijven. De vraag is echter hoe goed een trapeziumvormige opzet het werkelijke verloop van de stormopzet beschrijft.

Van Weerden et al. (1987)

Van Weerden et al. (1987) hebben modelsimulaties uitgevoerd om de vorm van de stormopzet te bepalen. Uit deze simulaties is gebleken dat het verloop van de opzet vrijwel ongeacht van het verloop van het windveld een specifieke vorm heeft. Deze vorm is in het opgaande deel goed te beschrijven met een $\cos^2$ -vorm. Voor de gehele stormopzet adviseren zij uit te gaan van een trapeziumvorm.

Tijssen en Diermanse (2009)

Tijssen en Diermanse (2009) bepalen de stormopzet als het verschil tussen het werkelijke waterstandsverloop en het astronomische getijverloop. Om kortdurende fluctuaties, als

gevolg van getijeffecten, te verwijderen passen zij vervolgens een filter toe. Tijssen en Diermanse (2009) melden dat deze getijeffecten zich uiten in een relatief hogere opzet tijdens laagwater. De gefilterde data is gebruikt om de stormduur vast te stellen op basis van een trapeziumvorm.

Hoewel Tijssen en Diermanse (2009) geen aandacht besteden aan de relatief hoge opzet tijdens laagwater, blijkt wel uit hun analyse dat een trapeziumvormige opzet alleen van toepassing is wanneer deze kortdurende fluctuaties (de extra verhoogde opzet tijdens laagwater) worden verwijderd uit de data.

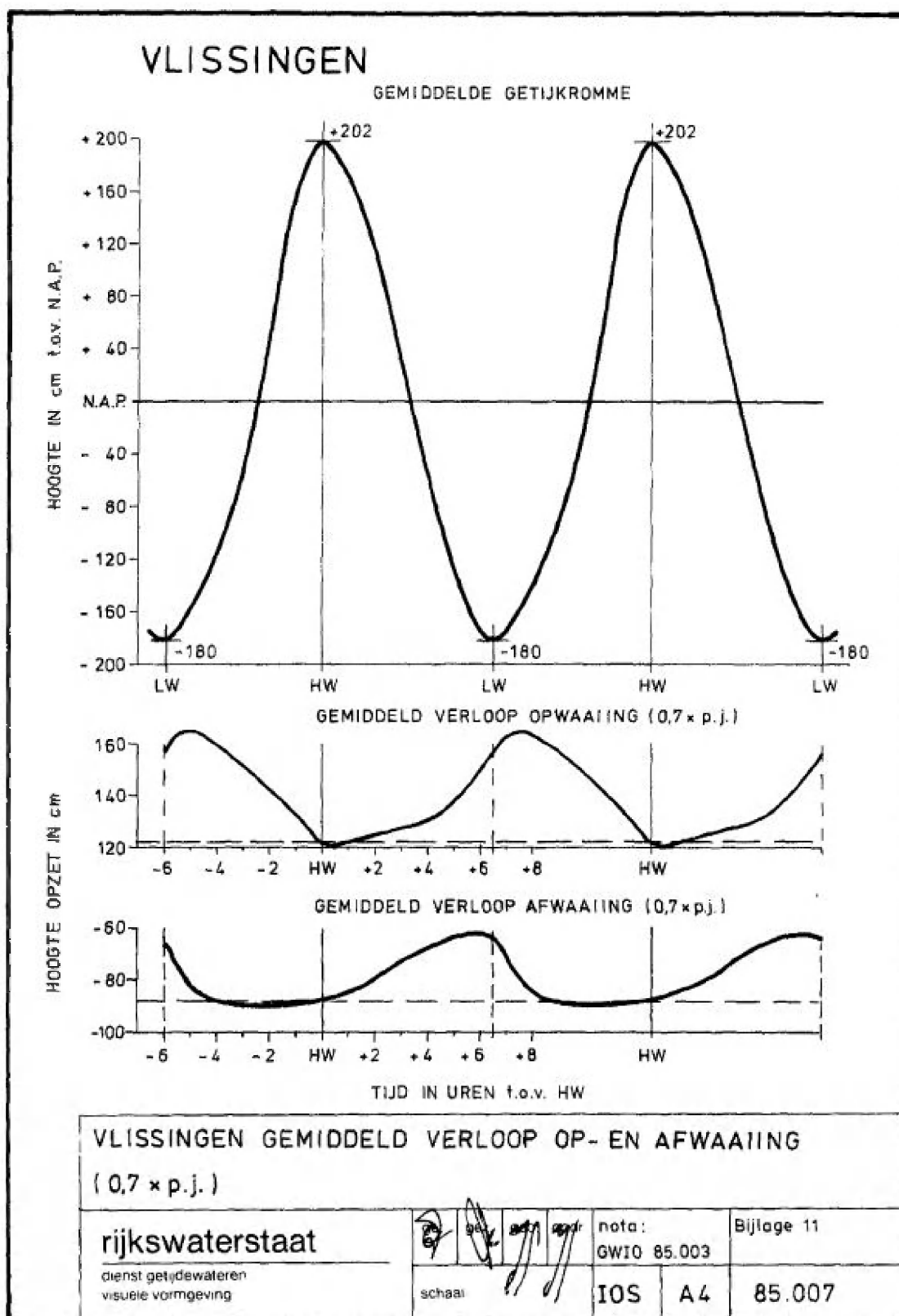
De Ronde (1985)

De Ronde (1985) gaat uitgebreid in op de relatief hogere opzet tijdens laagwater. Hij meldt dat in 1926 al door de staatscommissie Lorentz is gesteld dat stormopzet niet zonder meer mag worden opgeteld bij het astronomisch getij. De “kwadratische weerstandswet¹” zorgt ervoor dat het gelijktijdig voorkomen van zeer hoge astronomische hoogwaters en zeer grote opstuwingen wordt tegengewerkt. Volgens De Ronde stelde de commissie een reductie voor van 10 à 20 cm indien astronomische hoogwaterstanden en zeer hoge opzetten bij elkaar opgeteld worden. De interactie tussen getij en stormopzet resulteert dus in een verlaging van de maximum waterstand tijdens hoogwater.

Volgens De Ronde (1985) kwam ir. Wemelsfelder met een vergelijkbaar voorstel. Wemelsfelder stelde dat indien er zich zonder getij een storm voordoet met een bepaalde opzet (constant in de tijd) deze door het getij wordt vervormd tot een variabele opzet, waarbij het maximum samenvalt met laagwater en het minimum met hoogwater. Volgens hem kan de reductie van de stormopzet tijdens hoogwater ongeveer 10% bedragen. Tijdens laagwater is een hogere opzet merkbaar.

Figuur 2.6 toont de gemiddelde opzet zoals bepaald door de opzet van alle stormen met een kans van voorkomen van 0,7 per jaar te middelen. Voor Vlissingen is te zien dat de grootste waarden voor het gemiddelde opzetverloop net na laagwater worden bereikt (ongeveer 5 uur voor hoogwater). De minimum opzet valt samen met hoogwater. Het opzetverloop wordt verklaard door de vervroeging van laagwater, aldus De Ronde (1985). Uit de analyses die De Ronde (1985) rapporteert blijkt dat tijdens stormopzet bij Vlissingen sprake is van een verlating van het hoogwater en een vervroeging van het laagwater met respectievelijk 10 en 15 min.

¹ Bij stroming doorheen duikers kunnen ladingsverliezen beschreven worden door een “kwadratische weerstandswet”, bvb. Darcy-Weisbach, Bernoulli, ...). Mbt. stormopzetten verkiezen sommigen de term ‘fenomeen’, eerder dan ‘wet’. Het blijkt inderdaad zo te zijn dat de maximale stormopzetten voorkomen rond laagwater eerder dan rond hoogwater, en eerder bij doodtij dan bij springtij. Er wordt zo gesuggereerd dat het meer stormt bij doodtij en bijgevolg dat de maan invloed heeft op het weer, wat niet ondenkbaar is, maar voorlopig niet in een formule gevat kan worden.

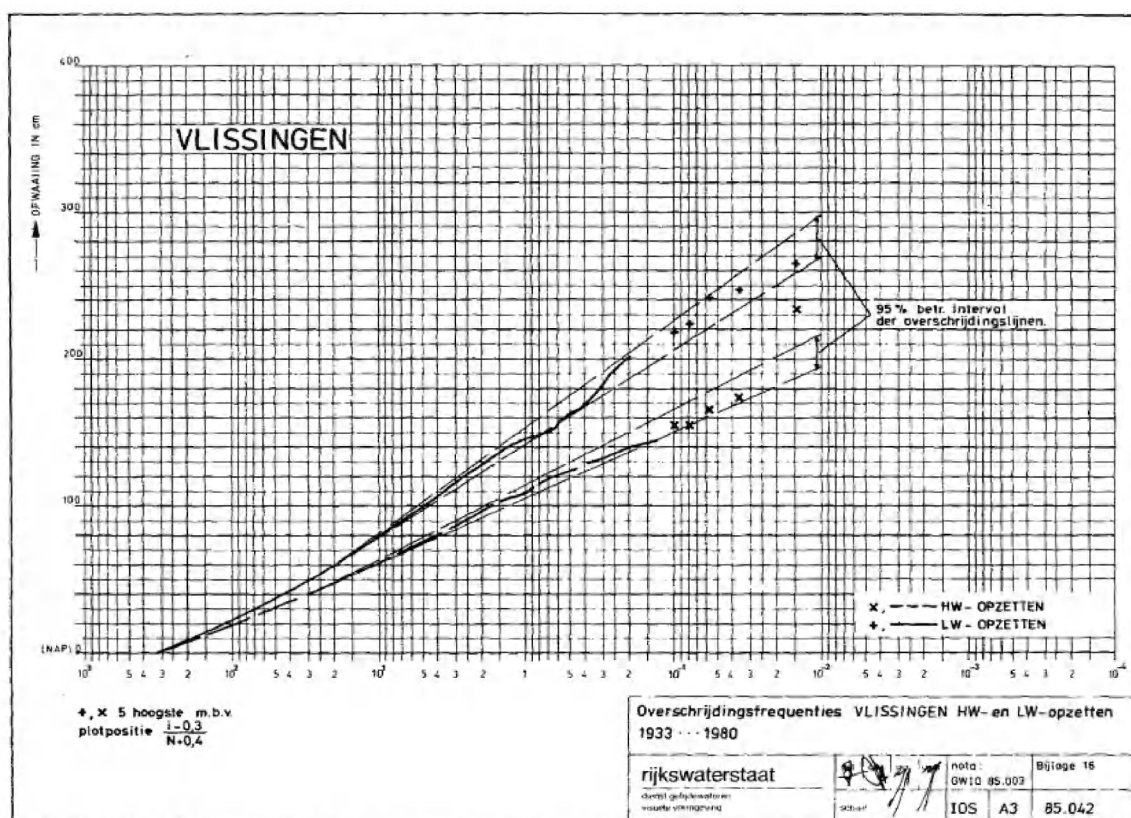


Figuur 2.6

Gemiddeld verloop op- en afwaaing te Vlissingen (bron: De Ronde, 1985)

De Ronde (1985) heeft ook gekeken naar hoogwater- en laagwateropzetten. Deze zijn door hem gedefinieerd als het verschil tussen de gemeten hoog- en laagwaterstanden en de astronomisch berekende hoog- en laagwaterstanden. De berekende en gemeten hoog- en laagwaterstanden kunnen op verschillende tijdstippen vallen. Het betreft hier dus de scheve opzet.

Figuur 2.7 toont de overschrijdingsfrequenties voor hoogwater- en laagwater-opzetten zoals gevonden voor Vlissingen. Hieruit blijkt duidelijk dat de laagwater-opzet doorgaans hoger is dan de hoogwater-opzet. Ruwweg geldt $opzet_{HW} = 0.75 \times opzet_{LW}$.



Figuur 2.7 Overschrijdingsfrequenties HW- en LW-opzetten te Vlissingen (bron: De Ronde, 1985)

De Ronde analyseerde gegevens voor een vijftal locaties langs de Nederlandse kust. Hij concludeert dat de mate waarin de wisselwerking tussen stormopzet en getij merkbaar is, varieert langs de kust. Van de onderzochte locaties is het kleinste effect merkbaar te Hoek van Holland en Den Helder. Het effect is maximaal bij Harlingen, als gevolg van het ondiepe wad. Vlissingen en Delfzijl zitten daar tussen in.

Bijlsma (1989)

Bijlsma (1989) heeft uitgebreid onderzoek verricht naar de interactie tussen het getij en de stormopzet op de Noordzee. Non-lineaire effecten van de interactie tussen stormopzet en getij zijn vooral merkbaar in het zuidelijke deel van de Noordzee. Over het algemeen leiden ze tot een toename van de opzet tijdens "rising tide" en een afname tijdens hoogwater.

Er worden drie vormen van interactie onderscheiden:

- Bodemruwheid interactie;
- Ondiep water interactie;
- Advectieve interactie.

Bijlsma (1989) verwijst naar een modelstudie van Wolf (1978) waaruit bleek dat (voor de geschematiseerde situatie met een uniforme geul) interactie als gevolg van kwadratische ruwheid verreweg het belangrijkste was. Daarna volgden ondiep water interactie en advectieve interactie. De verhouding was ongeveer 4:2:1.

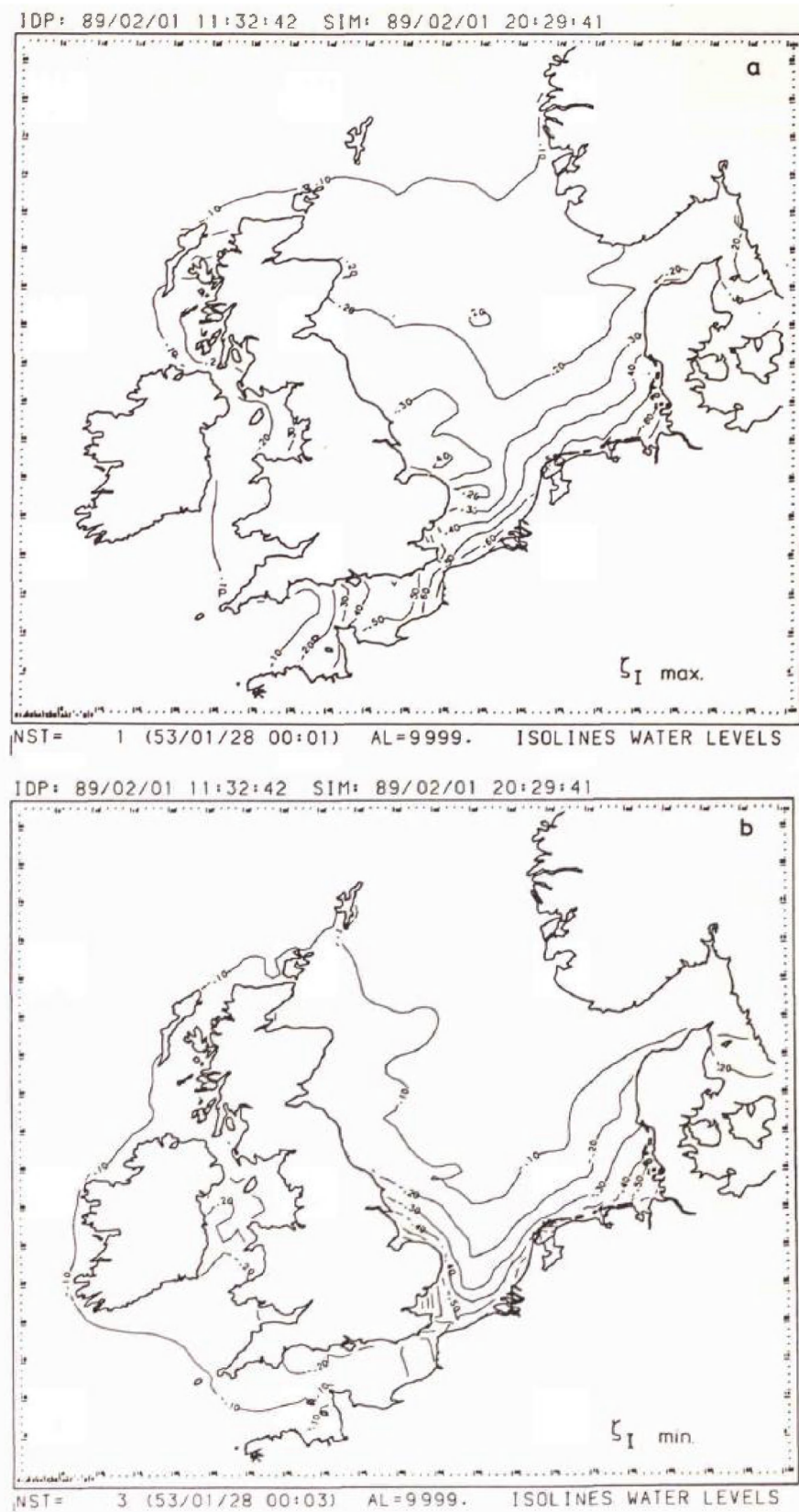
De interactie neemt toe met:

- de lengte waarover het getij en de stormopzet zich in dezelfde richting voortplanten;
- afnemende waterdiepte;
- toename van de opzet;
- toename van de getijamplitude.

Bijlsma voerde modelsimulaties uit om de interactie tussen storm en getij na te gaan tijdens stormen die in het verleden zijn opgetreden. Bij de storm uit 1953 bleek de interactie inderdaad te resulteren in:

- Een afname van de opzet in de periode dat de stormopzet toeneemt (maximale reductie tijdens hoogwater);
- Een versterking van de opzet tijdens de periode dat de stormopzet weer afneemt (maximale toename tijdens LW).

Uit de simulaties bleek dat dit effect zowel langs de Duitse, Engelse, Vlaamse als Nederlandse kust merkbaar was. De maximale opzet als gevolg van deze interactie vond plaats bij Southend en Vlissingen. Hier bedroeg de opzet net na laagwater ongeveer 1 m. Ten tijde van de hoogste waterstand leidde de interactie tot een verlaging van de waterstand met ongeveer 0,5 m te Vlissingen en 1 m in Southend. Ofwel: wanneer geen sprake zou zijn van interactie tussen stormopzet en getij zou het hoogwater 0,5 m hoger zijn geweest en het laagwater 1 m lager zijn geweest dan in 1953 is waargenomen. De locaties met de maximum en minimum interactie zijn ook te zien in Figuur 2.8. De maximum interactie vindt plaats op de zuidelijke Noordzee, vooral voor de Zeeuwse kust, en in de bocht van Helgoland.



Figuur 2.8 Ruimtelijke verdeling van de maximum interactie (boven) en minimum interactie (beneden) berekend voor de stormvloed van 1953 (bron: Bijlsma, 1989)

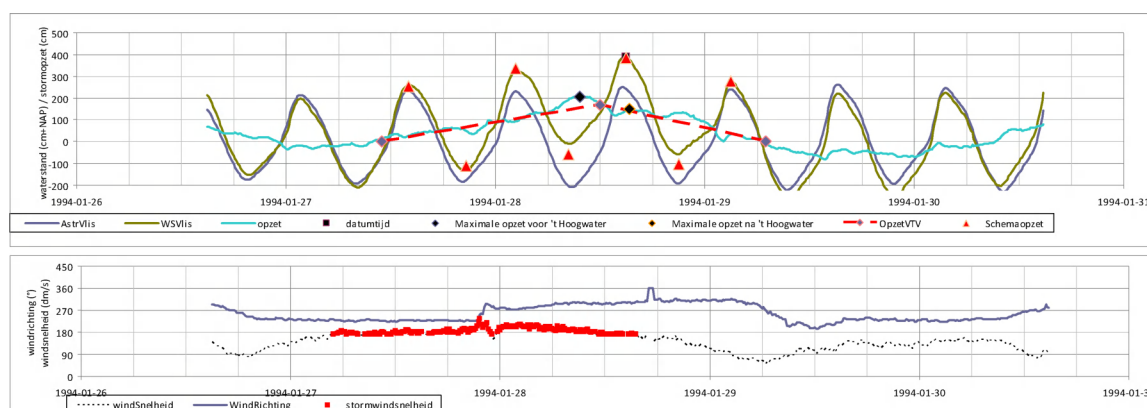
Bijlsma (1989) voerde ook berekeningen uit om na te gaan of het faseverschil tussen stormopzet en getij van invloed is op de interactie. Berekeningen zijn uitgevoerd voor een faseverschil van -3, 0, +3 en +6 uur. Hoewel er in detail verschillen zichtbaar zijn ziet het ruimtelijke patroon van de maximum en minimum interactie er op hoofdlijnen in alle gevallen vrijwel hetzelfde uit.

Bijlsma heeft ook gekeken naar het effect van spring- en dooftij op het waterstandsverloop en de interactie. Bij Vlissingen was een duidelijk verschil waarneembaar in opzet afhankelijk van het getij. Ook de interactie bleek afhankelijk van het getij: tijdens dooftij bedroegen de meest extreme waarden van de interactie slechts de helft van de waarden berekend voor springtij. Het verloop van de interactie in de tijd verschilde echter weinig: tijdens hoogwater was sprake van een verlaging van de waterstand en tijdens laagwater van een verhoging van de waterstand. Ook het ruimtelijke patroon van de maximum interactie leek erg op dat in Figuur 2.8.

Niet gepubliceerde data van Van de Sande

De heer Van de Sande (Waterschap Zeeuwsche Eilanden) heeft ook gekeken naar het verloop van de waterstand bij Vlissingen tijdens enkele stormcondities. Zijn gegevens zijn in het kader van dit project gebruikt.

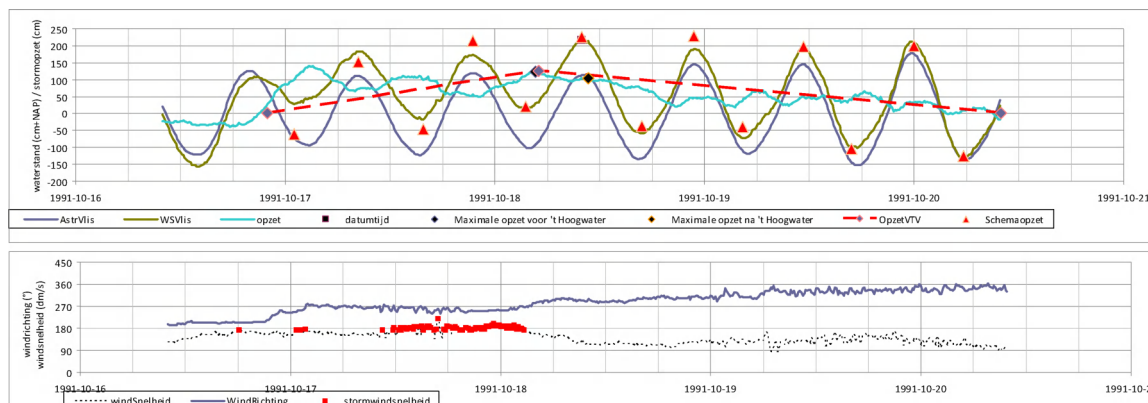
Figuur 2.9 toont het waterstandsverloop en het verloop van de windsnelheid en -richting tijdens de storm van januari 1994 (overgenomen uit het spreadsheet van Van de Sande). Windsnelheden van meer dan 1,72 m/s zijn aangegeven met rode punten en representeren de storm. Er is sprake van stormcondities in de vroege ochtend van 27 januari 1994. De wind komt dan uit het zuidwesten. Laat in de avond van 28 januari is de wind weer afgenomen tot minder dan 1,72 m/s. De wind is dan gedraaid naar het noordwesten (Figuur 2.9 onderste figuur). De opzet ijlt na ten opzichte van de storm. De maximum opzet bedraagt 2,07 m en wordt gemeten op 28 januari om 15 uur (Figuur 2.9 bovenste figuur).



Figuur 2.9 Voorbeeld van waterstandsverloop (boven) te Vlissingen onder stormcondities (onder) januari 1994, overgenomen uit spreadsheet Van der Sande

Wat opvalt, is dat ook hier sprake is van een relatief hoge opzet tijdens laagwater en een lage opzet tijdens hoogwater. Dit blijkt het geval te zijn bij veel van de door hem geselecteerde stormperiodes. Een zeer duidelijk voorbeeld hiervan is te zien in Figuur 2.10. Eind oktober 1991 is sprake van een langdurige periode met harde wind die begint op 16 oktober en aanhoudt tot het eind van de ochtend op 18 oktober. De windrichting draait geleidelijk van zuidwest naar noordwest (onderste figuur). De stormopzet is duidelijk merkbaar vanaf de nacht van 17 oktober (bijna 1,5 m opzet). Daarna varieert de opzet lange tijd tussen de 0,5 en

1,0 m. Wat opvalt, is dat de grootste opzet voorkomt tijdens laagwater (meer dan 1 m), terwijl de opzet tijdens hoogwater relatief laag is.



Figuur 2.10 Voorbeeld van waterstandsverloop (boven) te Vlissingen onder stormcondities (onder) oktober 1991, overgenomen uit spreadsheet Van der Sande

Conclusie

Op basis van het voorgaande mag worden geconcludeerd dat de stormopzet alleen kan worden geschematiseerd met een trapeziumvorm indien het effect van de interactie tussen getij en stormopzet wordt verwaarloosd. Deze interactie zorgt ervoor dat de opzet tijdens hoogwater wordt verlaagd en de opzet tijdens laagwater (wanneer de waterstand juist weer begint te stijgen) wordt verhoogd. Bij het simuleren van overstromingen in de Westerschelde bleken de resultaten gevoelig te zijn voor de laagwaterstand (zie Asselman et al., 2009). Dit betekent dat het toepassen van een trapeziumvormige opzet mogelijk geen goede beschrijving geeft van de opzet tijdens laagwater. De waterstanden tijdens laagwater kunnen worden onderschat en leiden daarmee tot een onderschatting van de gevolgen van een potentiële dijkdoorbraak.

2.4 Toetsing standaard methode

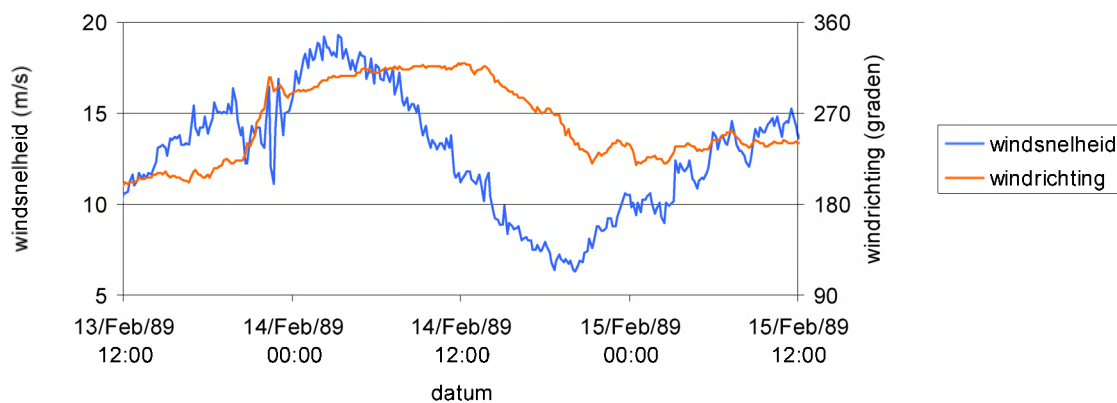
De dataset van Hans van de Sande is gebruikt om na te gaan in hoeverre de schematisatie van de stormopzet met een trapeziumvorm leidt tot een realistische voorstelling van het waterstandsverloop tijdens een storm. De dataset beslaat de periode 1987-1997. In deze periode was 61 keer sprake van storm (windsnelheden boven de 1,72 m/s). Alle stormen met een opzet van meer dan 1,7 m zijn geselecteerd voor verdere analyse. De geselecteerde stormen hebben een verschillende duur, richting en verloop. De resulterende waterstandsverlopen zijn daarmee ook zeer verschillend. De vraag is of al deze mogelijke waterstandsverlopen kunnen worden geschematiseerd met behulp van de standaard trapeziumvormige opzet.

14 februari 1989

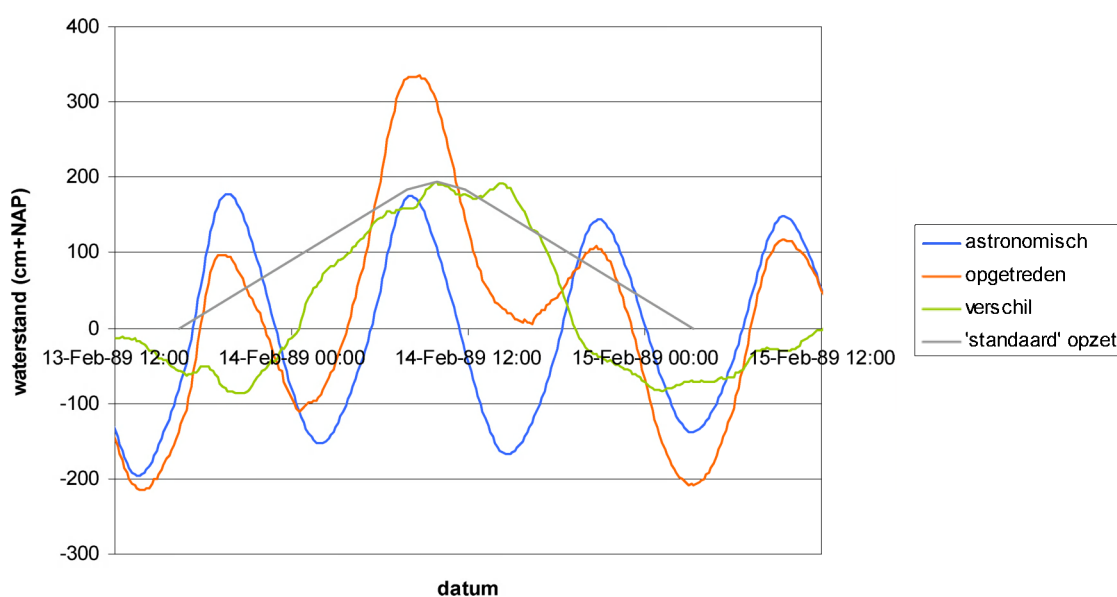
In de nacht en vroege ochtend van 14 februari 1989 was sprake van storm uit het noord-westen. De maximum windsnelheid bedroeg ruim 19 m/s (windkracht 8). Hoewel de windkracht na een uur of 7 's morgens snel afneemt blijft de opzet hoog (Figuur 2.11). Pas na 15 uur 's middags neemt de opzet duidelijk af.

Wanneer de opzet wordt geschematiseerd volgens een 'standaard' opzet (trapeziumvormig met een totale duur van 35 uur) blijkt dat de totale duur van de opzet wordt overschat (de

werkelijke stormopzetduur bedraagt nog geen 24 uur). Indien de maximum stormopzet samenvalt met het moment waarop de maximum opzet is gemeten, dan wordt de opzet tijdens het volgende laagwater onderschat.



a



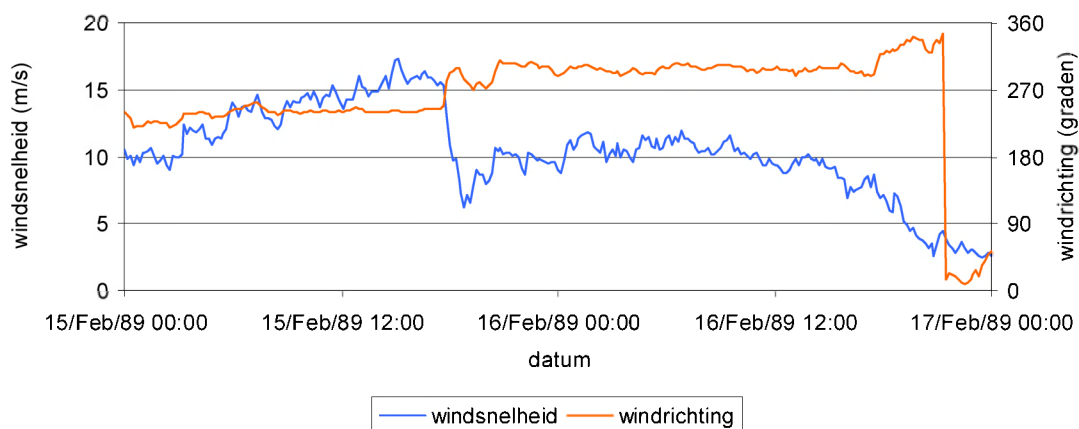
b

Figuur 2.11 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 14 februari 1989 (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

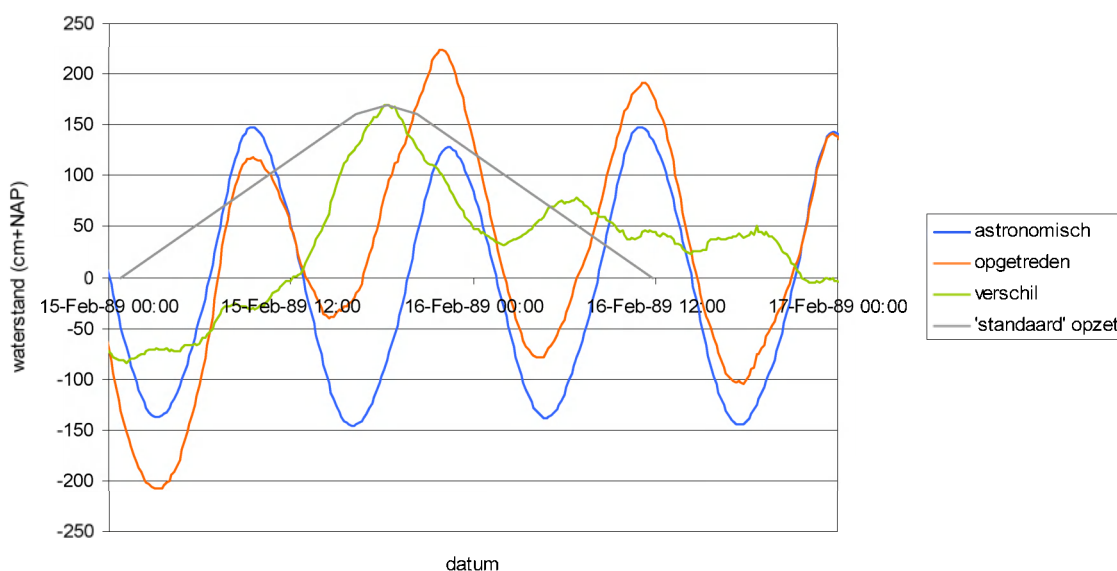
15 februari 1989

In de nacht van 14 op 15 februari 1989 trekt de wind opnieuw aan. Rond 15 uur wordt kort een windsnelheid van iets boven de 17,2 m/s (de ondergrens voor windkracht 8) bereikt. De wind komt dan nog uit het zuidwesten. Na 18 uur neemt de windsnelheid af tot 0,9 m/s en draait de wind naar het noordwesten. De maximum opzet wordt om 18:20 bereikt (Figuur 2.12), als de windsnelheid al weer aan het afnemen is.

Wat opvalt, is dat de opzet sneller toeneemt dan met een symmetrische trapeziumvorm verwacht mag worden. Ook blijft de opzet langer hoog (vergelijk de grijze en de groene lijn in Figuur 2.12). Tot slot is vooral tijdens de afname van de stormopzet te zien dat de opzet tijdens laagwater groter is dan tijdens hoogwater. Dit kan niet met een trapeziumvorm worden geschematiseerd.



a

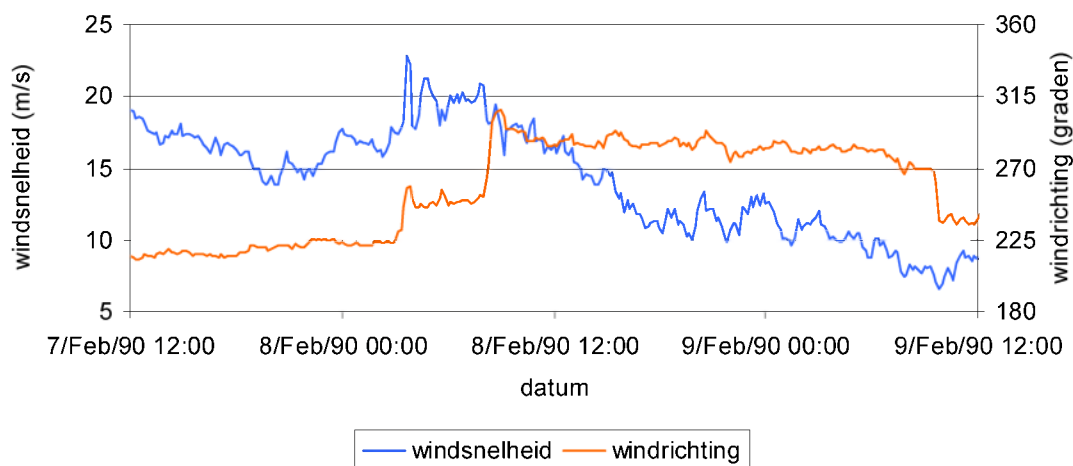


b

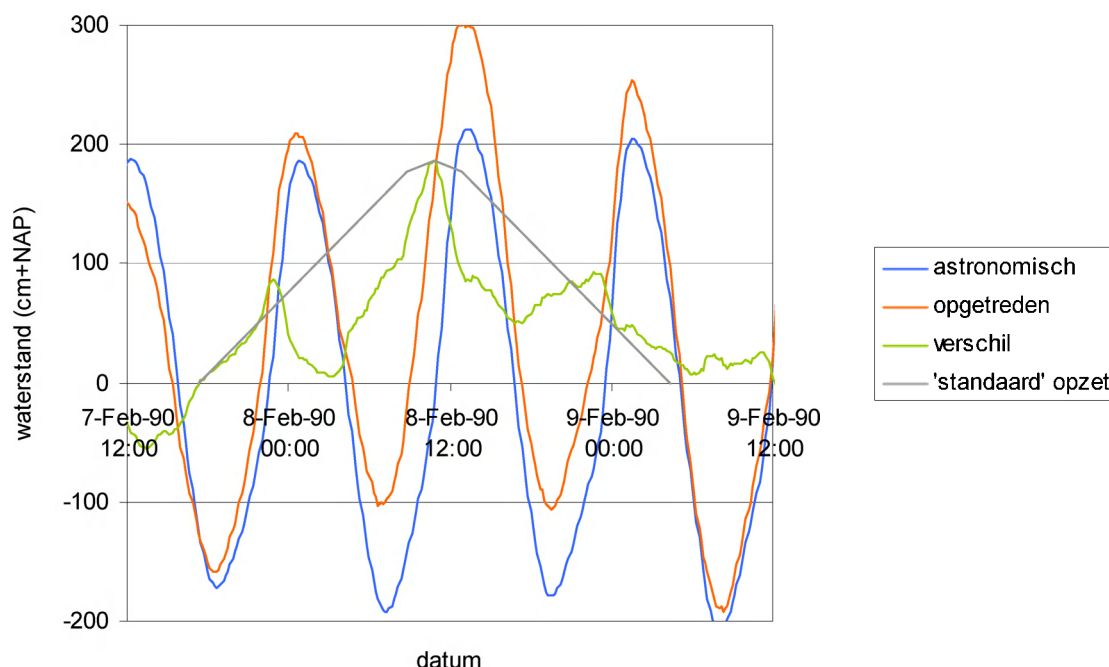
Figuur 2.12 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 15 februari 1989, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

8 februari 1990

In februari 1990 is sprake van een langdurige periode (bijna 2 etmalen) met harde wind. In de vroege ochtend van 7 februari neemt de windsnelheid toe. In de loop van de ochtend bedraagt de maximum windsnelheid ruim 20 m/s (ruim windkracht 8). Omdat de wind dan nog uit het zuidwesten waait is geen sprake van opzet (eerder van afwaaiing; zie eerste deel groene lijn in Figuur 2.13b).



a



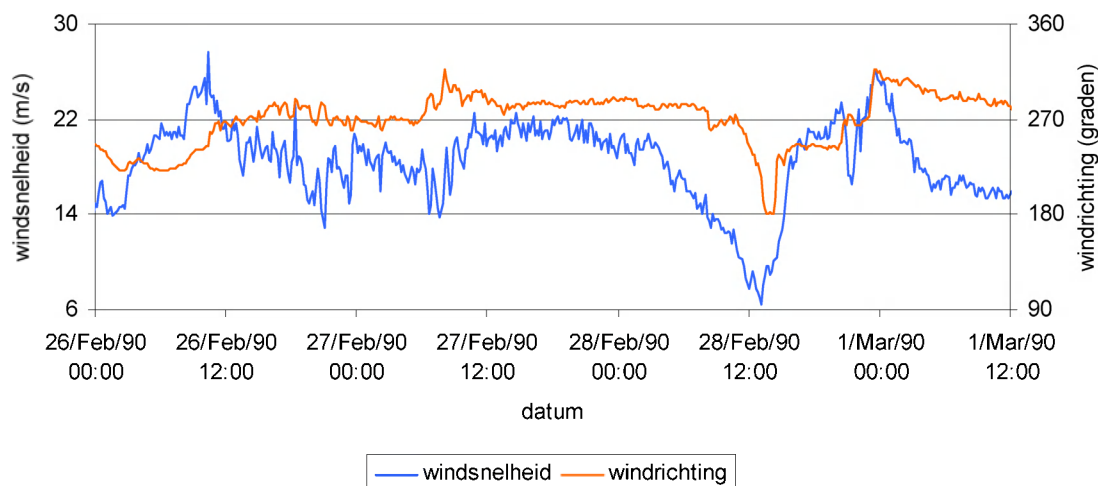
b

Figuur 2.13 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 8 februari 1990, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

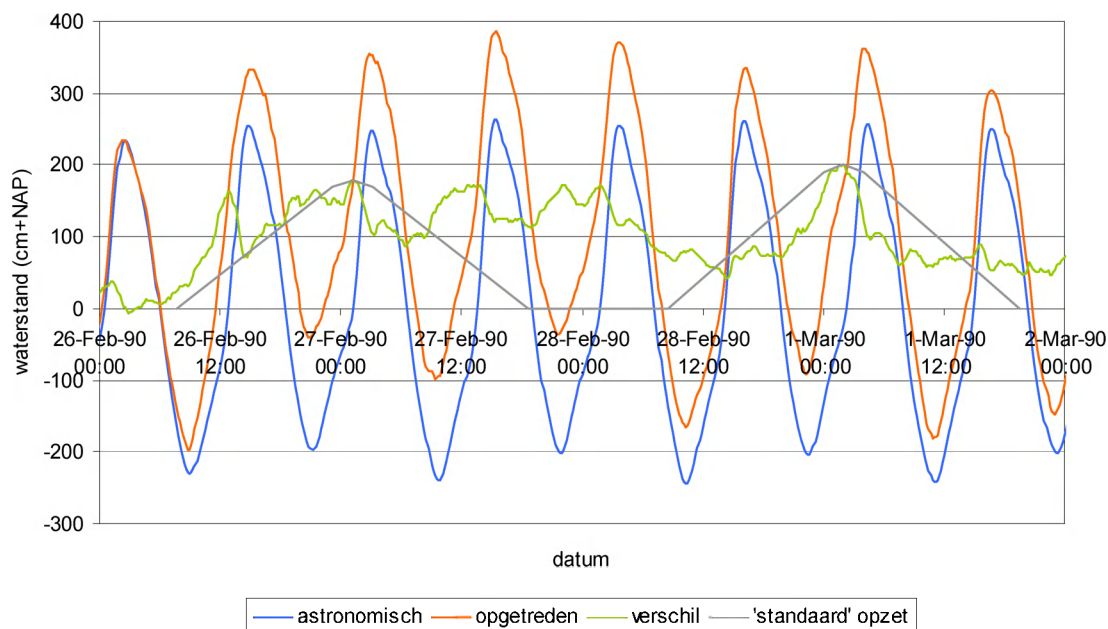
In de avond van 7 februari neemt de wind even wat in kracht af, maar na middernacht (8 februari) wordt windkracht 8 opnieuw overschreden. Om 3:40 uur bedraagt de windsnelheid bijna 23 m/s (ruim windkracht 9). De wind is dan ook meer naar het westen gedraaid en de

opwaaiing bij Vlissingen neemt toe (Figuur 2.13). De maximum opzet wordt tegen 11 uur bereikt en bedraagt 1,87 m. Wanneer het verloop van de opzet wordt geschematiseerd met een trapeziumvorm met totale opzetduur van 35 uur blijkt deze de opzet tijdens hoogwater en bij afgaand tij met maximaal 1 meter te overschatten.

26 februari 1990



a



b

Figuur 2.14 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 26 februari t/m 1 maart 1990, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

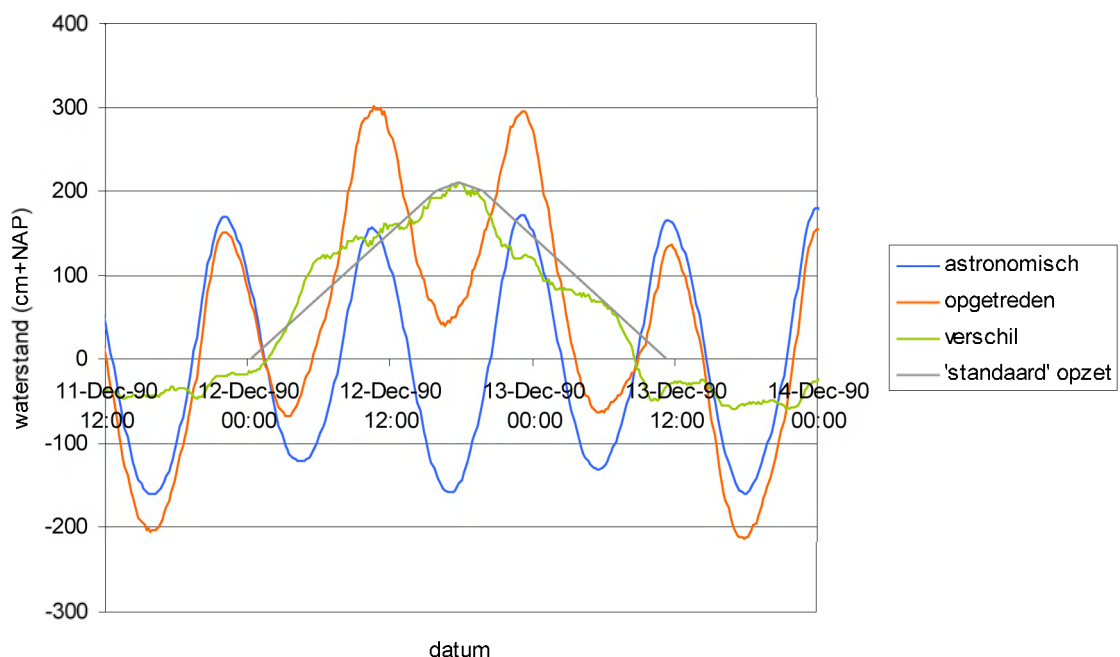
Op 26 februari 1990 rond 3 uur overschrijdt de wind kracht 8 (meer dan 17 m/s). Het blijft stormen tot 28 februari 6 uur 's morgens. Vrijwel de gehele tijd komt de wind uit het westen. De maximum windsnelheid wordt bereikt op 26 februari omstreeks 9 uur en bedraagt bijna 25 m/s (windkracht 10). In de loop van 28 februari neemt de windsnelheid tijdelijk af tot

windkracht 5 om daarna weer snel toe te nemen tot 26 m/s (opnieuw windkracht 10). Afgezien van een korte onderbreking (8 uur) op 28 februari stormt het gedurende 3 etmalen.

Gedurende de gehele stormperiode is sprake van een opzet in de orde van 1 m of meer. (Figuur 2.14). De langdurige stormopzet kan niet worden weergegeven met een trapeziumvorm met een duur van 35 uur. De eerste periode met stormopzet bedraagt ruim 48 uur. Ook de tweede stormperiode (rond 1 maart 1990) wordt gekenmerkt door een stormopzet die niet te beschrijven is met de standaard trapeziumvorm (Figuur 2.14). Wat ook opvalt in Figuur 2.14 is dat de stormopzet varieert ondanks het feit dat de windkracht en de windrichting in de periode 26 februari – 28 februari vrijwel constant zijn. De interactie van stormopzet en getij resulteert duidelijk in een relatief hoge opzet bij laagwater en opkomend tij en een relatief lage opzet tijdens hoogwater en afgaand tij. Ook dit kan niet worden beschreven met de standaardmethode.

12 december 1990

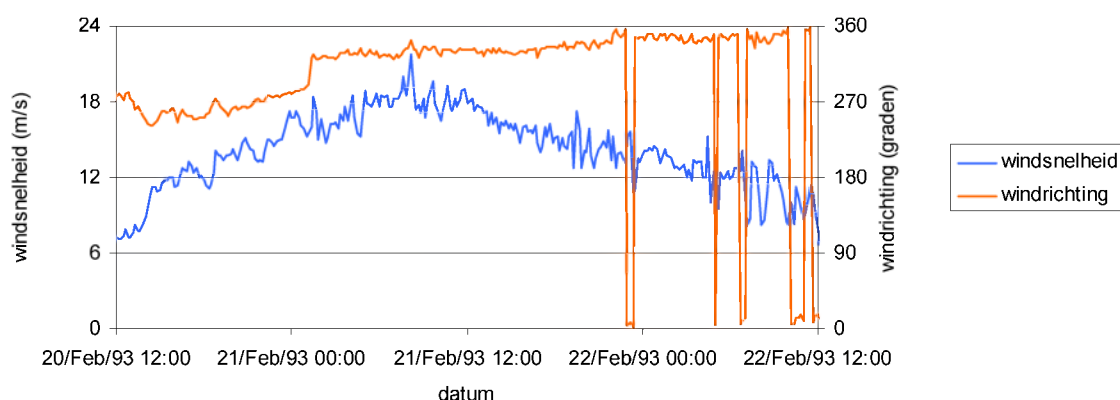
In december 1990 treedt een storm op die wel leidt tot een vrijwel trapeziumvormige opzet (Figuur 2.15). De enige afwijkingen bestaan uit een geringe onderschatting van de waterstand tijdens het opkomend tij in de ochtend van 12 december en een overschatting van de waterstand tijdens hoogwater in de nacht van 12 op 13 december. Ook de stormopzetduur van 35 uur lijkt correct. Het faseverschil bedraagt echter -5 uur (of +7 uur) in plaat van +4,5 uur. Helaas zijn voor deze storm geen windgegevens beschikbaar.



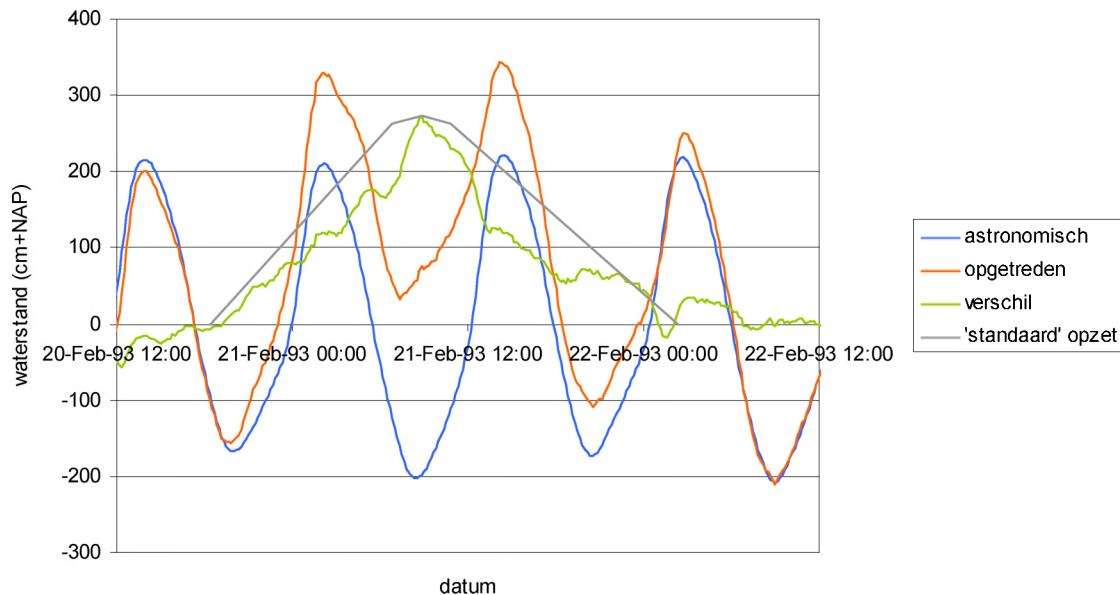
Figuur 2.15 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 12 december 1990, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

21 februari 1993

Figuur 2.16 toont de stormopzet die optrad tijdens de storm van 21 februari 1993. Ook deze opzet is vrij goed te beschrijven met de standaard trapeziumvorm met een totale opzetduur van 35 uur. De opzet tijdens hoogwater wordt echter wel met een paar decimeter overschat. De storm die verantwoordelijk was voor de opzet had een maximum windsnelheid van bijna 23 m/s (windkracht 9). Windkracht 8 werd overschreden vanaf 21 februari middernacht tot een uur of 7 's ochtends. De wind kwam uit het noordnoordwesten.



a

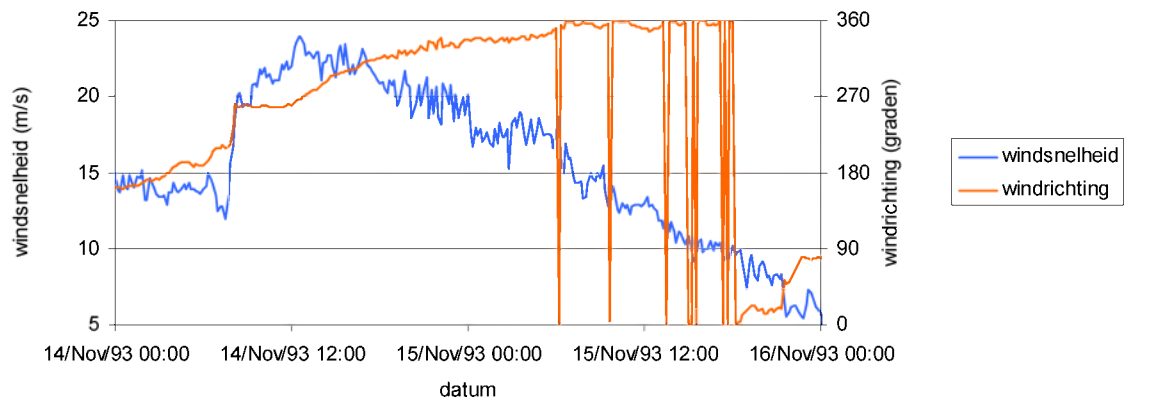


b

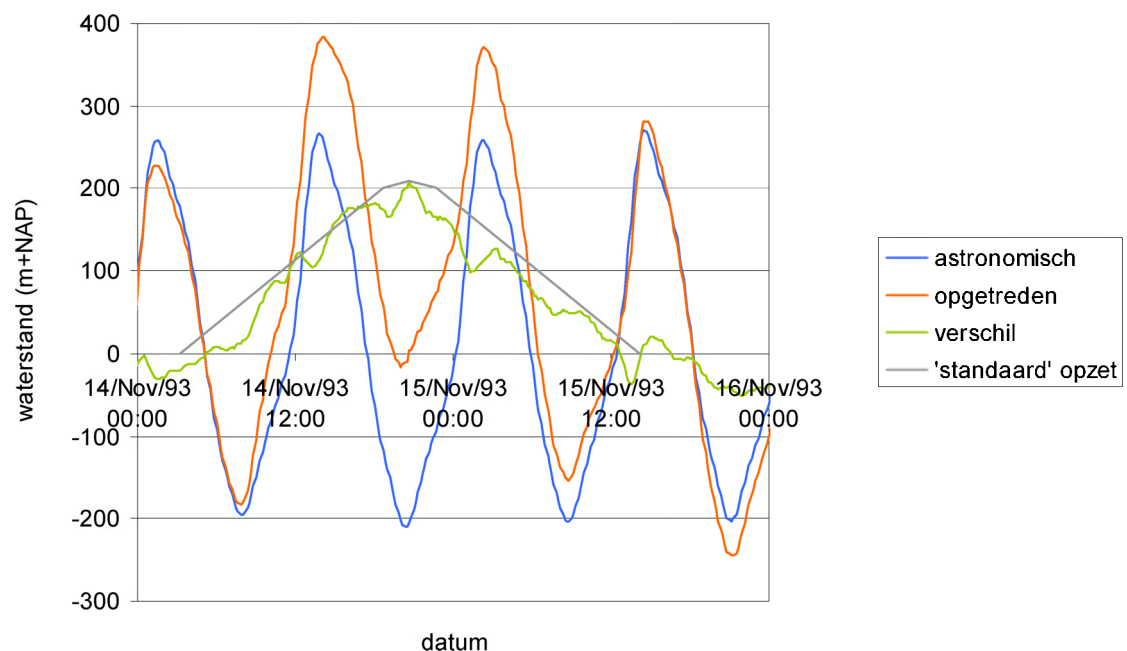
Figuur 2.16 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 21 februari 1993, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

14 november 1993

De trapeziumvormige stormopzet met een totale duur van 35 uur blijkt ook een redelijk goede fit te geven voor de waargenomen opzet tijdens de storm van november 1993 (Figuur 2.17). Op 14 november 1993 bedroeg de maximum windsnelheid 24 m/s (bovengrens windkracht 9). De windrichting was aanvankelijk west, maar draaide tijdens de storm in noordelijke richting. Dit resulteerde in een opzet zoals weergegeven in Figuur 2.17.



a

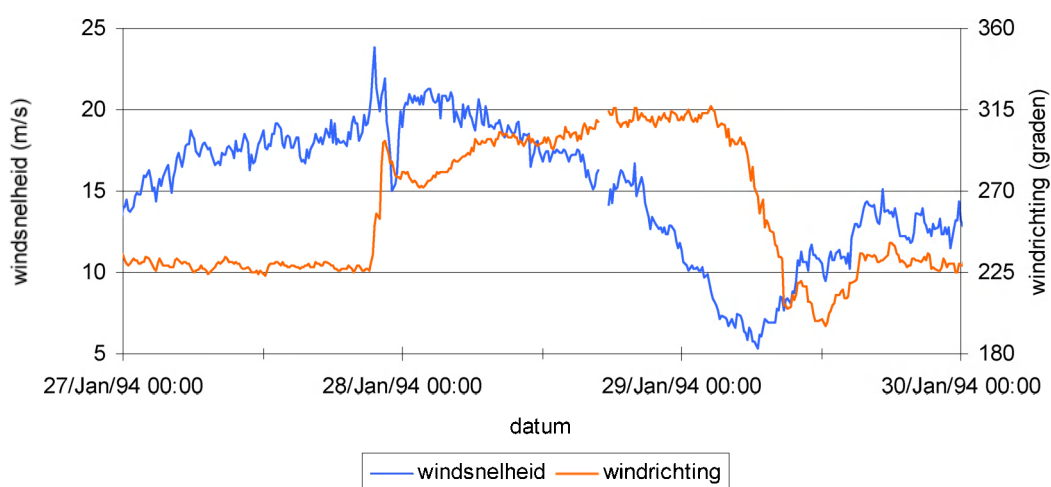


b

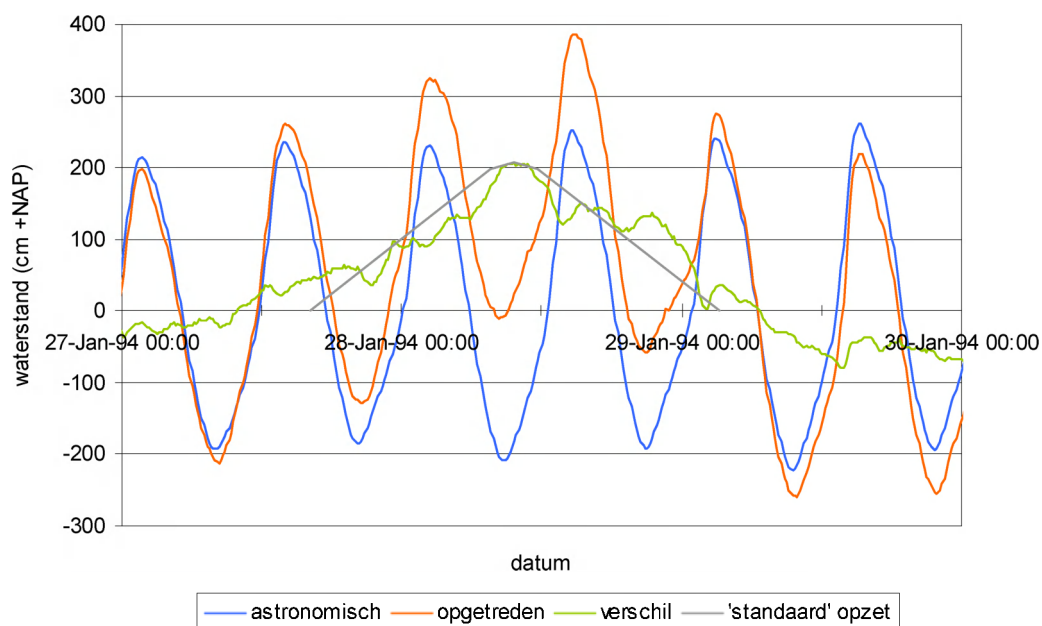
Figuur 2.17 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 14 november 1993, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop

18 januari 1994

Figuur 2.18 toont de stormopzet die gemeten is tijdens een storm in januari 1994. Op 27 januari nam de wind geleidelijk toe tot een storm uit het zuidwesten. De hoogste windsnelheid werd bereikt in de nacht van 27 op 28 januari en bedroeg bijna 24 m/s (bovengrens windkracht 9). Vanaf dat moment nam de wind iets in kracht af, maar draaide hij meer naar het noordwesten. Dit leidde tot de stormopzet in Figuur 2.18b, die redelijk goed benaderd wordt door de standaard trapeziumvormige opzet met een totale duur van 35 uur. Wel valt op dat het tweede laagwater wordt onderschat met de trapezium.



a

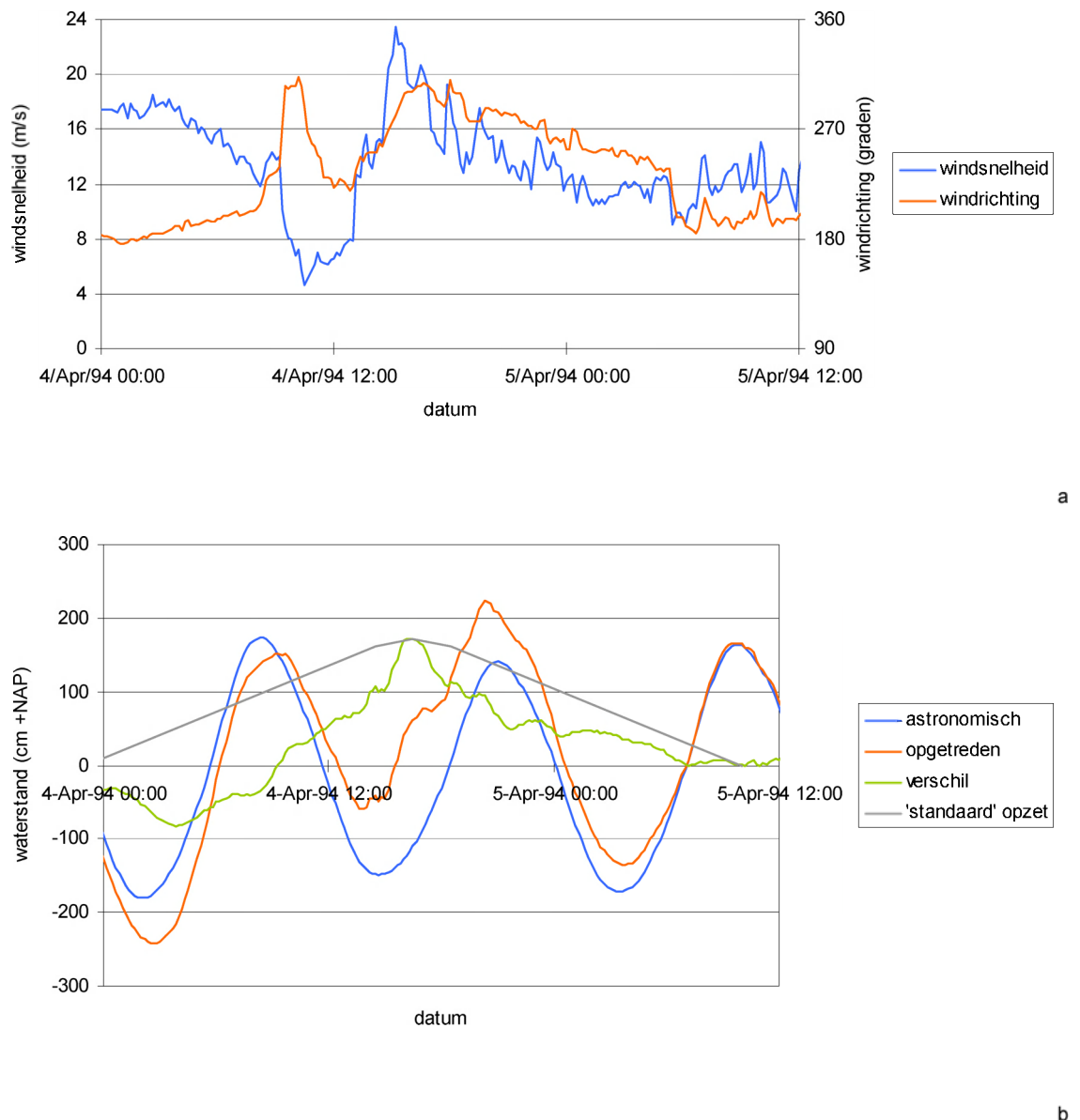


b

Figuur 2.18 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, januari 1994, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop.

4 april 1994

Figuur 2.18 toont de laatste geselecteerde stormperiode. Deze trad op in april 1994. In de nacht van 3 op 4 april is al sprake van windkracht 8. De wind komt dan echter uit het zuiden, waardoor geen sprake is van opzet. In de middag op 4 april wordt windkracht 8 opnieuw overschreden. De maximum windsnelheid bedraagt 23,5 m/s, een dikke windkracht 9. De wind draait dan naar het westen en de opzet neemt snel toe tot 1,72 m. Wanneer de opzet geschematiseerd wordt met een standaard trapeziumvormige opzet blijkt dat de duur en de hoogte van de opzet wordt overschat.



Figuur 2.19 Voorbeeld van waterstandsverloop te Vlissingen onder stormcondities, 4 april 1994, (a) windsnelheid en -richting, (b) waterstandsverloop.

Tabel 2.3 geeft een overzicht van de onderzochte stormen. Enkele kenmerken van de storm en de stormopzet zijn gegeven. Ook is een korte beschrijving gegeven van de toepasbaarheid van een standaard trapeziumvormige opzet met een duur van 35 uur om de stormopzet te schematiseren.

Tabel 2.3 Overzicht onderzochte stormperiodes

datum	max. water- stand (m+NAP)	max. opzet (m)	duur opzet (uur)	max. wind snelheid (m/s)	Wind- kracht	Storm- duur* (uur)	toepasbaarheid standaard trapeziumvormige opzet
14/02/89	3.35	1.9	19	19.3	8	6	duur korter dan 35 uur, onderschatting eerste LW
15/02/89	2.24	1.7	13	17.3	8.0	<0.5	periode met meer dan 0.5 m opzet korter dan 35 uur, relatief hogere opzet bij LW
08/02/90	3.01	1.9	37	22.8	9.0	10	duur klopt, WS tijdens afgaand tij met 1 m overschat
27/02/90	3.87	1.8	54	27.6	10.0	46	duur wordt fors onderschat, opzet tijdens LW en opkomend tij is hoger dan verwacht
01/03/90	3.63	2.0	24	26.1	10.0	13	piek van de opzet is relatief kort, duur hoge opzet fors overschat
12/12/90	3.01	2.1	31				duur klopt aardig, WS tijdens opkomend tij met 0.3 m onderschat, tijdens HW 0.3 m overschat
21/02/93	3.44	2.7	30	21.8	9.0	8	duur klopt aardig, WS tijdens afgaand tij met max. 0.8 m overschat
14/11/93	3.84	2.1	31	24.0	9.0	22	duur en vorm kloppen beiden vrij goed
28/01/94	3.87	2.0	40	23.8	9.0	29	duur iets onderschat, WS tijdens vloed paar dm overschat, tijdens eb orde 0,5 m onderschat
04/04/94	2.23	1.7	22	23.5	9.0	2	duur fors onderschat, m.n. snelheid waarmee opzet bij begin storm toenam is onderschat

* stormduur is gedefinieerd als de periode waarbij sprake was van windkracht 8 of meer

2.5 Conclusies

Bij toepassing van de methode die standaard in Nederland wordt gebruikt bij overstromingsmodellering om het verloop van waterstanden onder stormcondities te voorspellen, wordt een aantal aannames gedaan:

- de stormopzetduur in de Zuidwestelijke delta bedraagt altijd 35 uur;
- het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater is 4,5 uur;
- het verloop van de opzet kan worden beschreven met een trapeziumvorm.

Op basis van de bestudeerde literatuur en de onderzochte stormperioden wordt geconcludeerd:

- De stormopzetduur wordt mogelijk onderschat. In de literatuur zijn aanwijzingen te vinden voor een stormduur van meer dan 35 uur. De 10 onderzochte stormen in de periode 1989 – 1994 leverden stormduren op die varieerden van 13 tot 54 uur. Vier van de tien stormen konden qua duur redelijk goed worden beschreven met een stormopzet van 35 uur.
- Er zijn 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.
- Het verloop van stormopzet kan niet altijd goed 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.

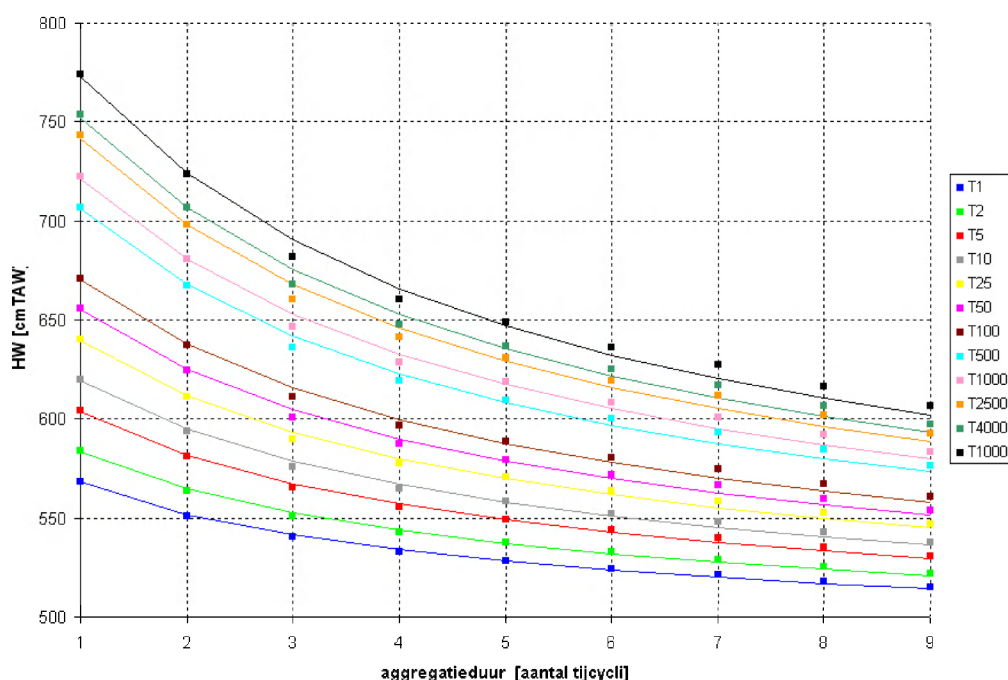
3 Maatgevende waterstandsverlopen in Vlaanderen

3.1 Inleiding

De Algemene methodologie voor het schatten en voorspellen van extreme waterloop-toestanden in bevaarbare waterlopen in Vlaanderen maakt gebruik van zogenaamde composietrandvoorwaarden (Berlamont *et al.*, 2000; Willems, 2007 en IMDC, 2005). Standaard worden composietranden (composiethydrogrammen, -limnigrammen en -windstormen) opgesteld voor in totaal 12 terugkeerperiodes (in jaar): 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 2500, 4000, 10000. Het doorrekenen van de composietrandvoorwaarden met een hydrodynamisch model laat toe op elke plaats de waterstand horende bij de beschouwde terugkeerperiodes in te schatten.

3.2 Beschrijving en onderbouwing 'afwaartse composietstorm te Vlissingen

De composietmethode vereist de keuze van 1 dominante variabele. Voor de afwaartse composietstorm is dit het hoogwater te Vlissingen, waarvoor zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF) worden opgesteld. Met de 'duur' wordt hier het aantal tijcycli bedoeld. Voor een selectie aan terugkeerperiodes wordt voor verschillende aggregatieniveaus (1, 2, 3, ... tot 9 tijcycli) een extreme-waardenanalyse uitgevoerd van de hoogwaters te Vlissingen. De grafische voorstelling van al deze discrete punten levert HDF-verbanden op. Via een 'smoothing'-procedure kunnen door deze discrete punten continue HDF-curves gefit worden. Dit gebeurt voor elke terugkeerperiode. Een voorbeeld van een eindresultaat is te zien in onderstaande figuur (Figuur 3.1).

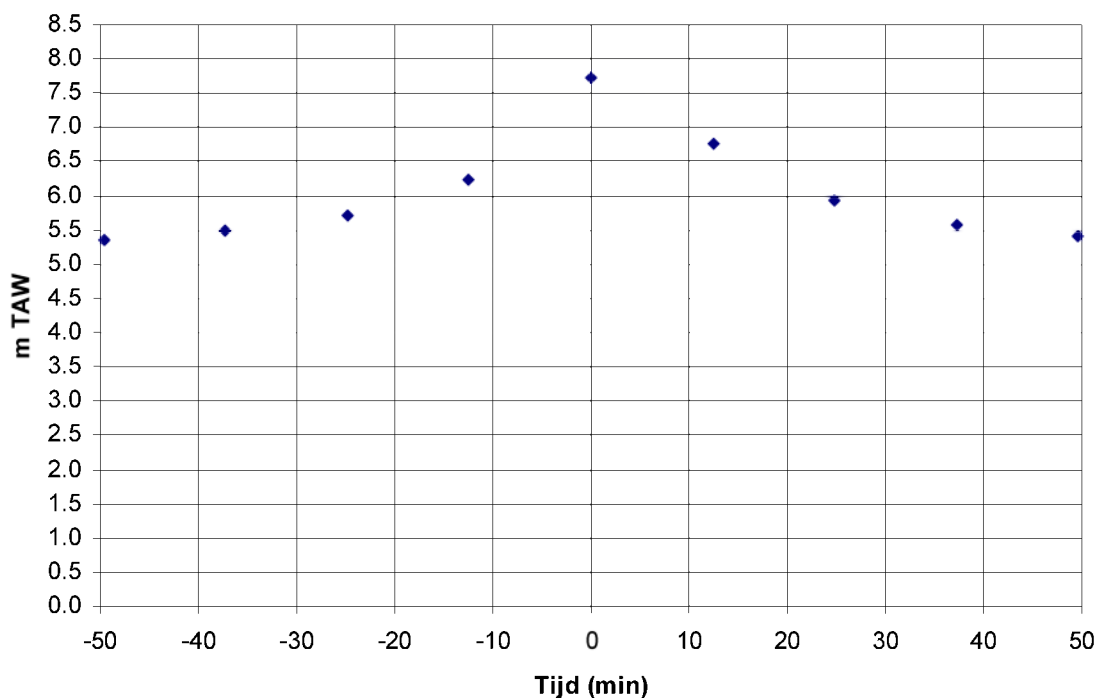


Figuur 3.1 HDF-relatie voor HW te Vlissingen 'anno 2000' (IMDC, 2005)

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. 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 tijcycli wordt opnieuw een hoogwater volgend op het eigenlijke maatgevende hoogwater beschouwd. Enz.

Een voorbeeld

Het HW met een overschrijdingskans van 1:10000 is gelijk aan TAW +7.75 m (HW op $t=0$ min in Figuur 3.2). De gemiddelde (hoog)waterstand van 2 opeenvolgende HW's (aggregatieduur = 2 in Figuur 3.1) met dezelfde overschrijdingskans is gelijk aan TAW +7.25m. TAW +7.75m en +6.75m (HW op $t \approx 12.5$ u in Figuur 3.2) geven een gemiddelde gelijk aan TAW +7.25m. De gemiddelde (hoog)waterstand van 3 opeenvolgende HW's met deze overschrijdingskans is gelijk aan TAW +6.75m. TAW +7.75m, +6.75m en TAW +6.25m (HW op $t \approx 12.5$ u in Figuur 3.2) geven een gemiddelde gelijk aan TAW +6.75m. ...



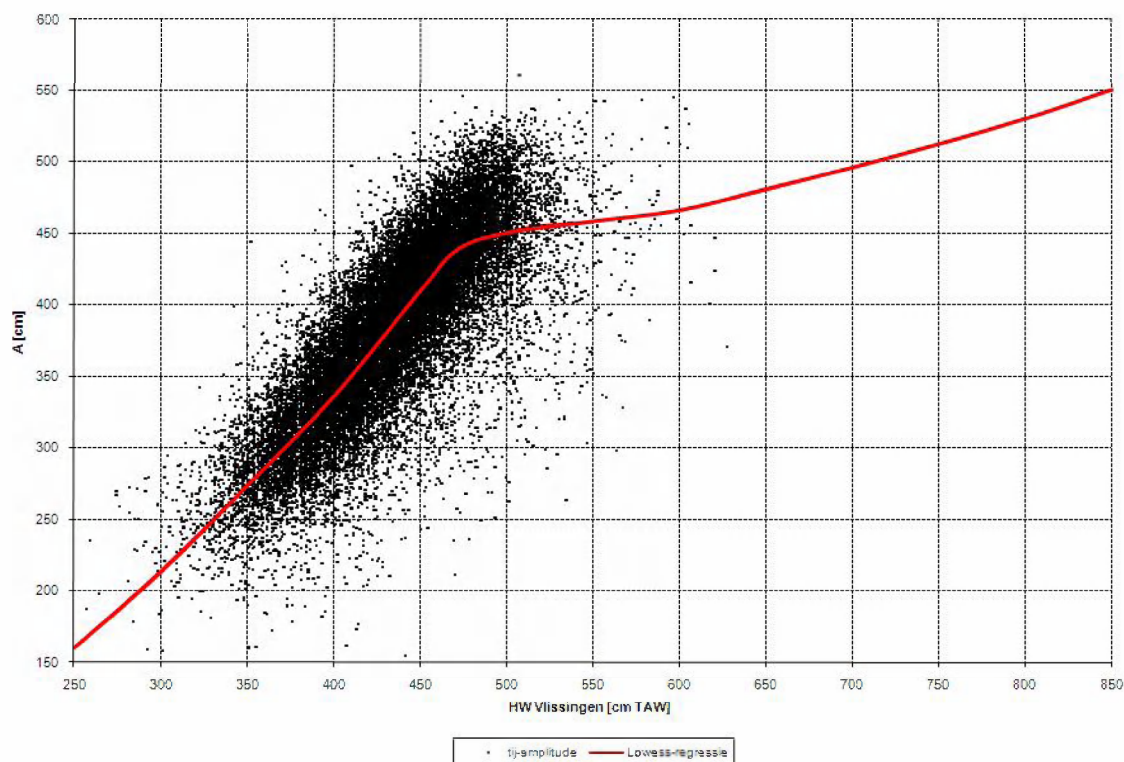
Figuur 3.2 Opeenvolgende HW's met retourperiode T10000 voor Vlissingen adhv. opgestelde HDF-relaties

Zo leiden de opgestelde HDF-relaties in Figuur 3.1 tot een omhullend limnigram voor opeenvolgende hoogwaters. Wanneer de omhullende van de opeenvolgende hoogwaters bekend is, kan voor elk hoogwater een voorgaand laagwater berekend worden. De laagwaters tussen de uit de HDF-relaties afgeleide hoogwaters kunnen berekend worden door een relatie op te stellen tussen gemeten hoogwater en laagwater in Vlissingen. Die methode is echter ongeschikt om de volgende reden: er zal een neerwaartse trend veroorzaakt worden door de astronomische component van de waterstand, terwijl men bij stormen een tegengesteld effect kan verwachten. Bij doortij heeft men een hoger laagwater dan bij springtij, terwijl het hoogwater dan net lager is: dit geeft dus een toenemend

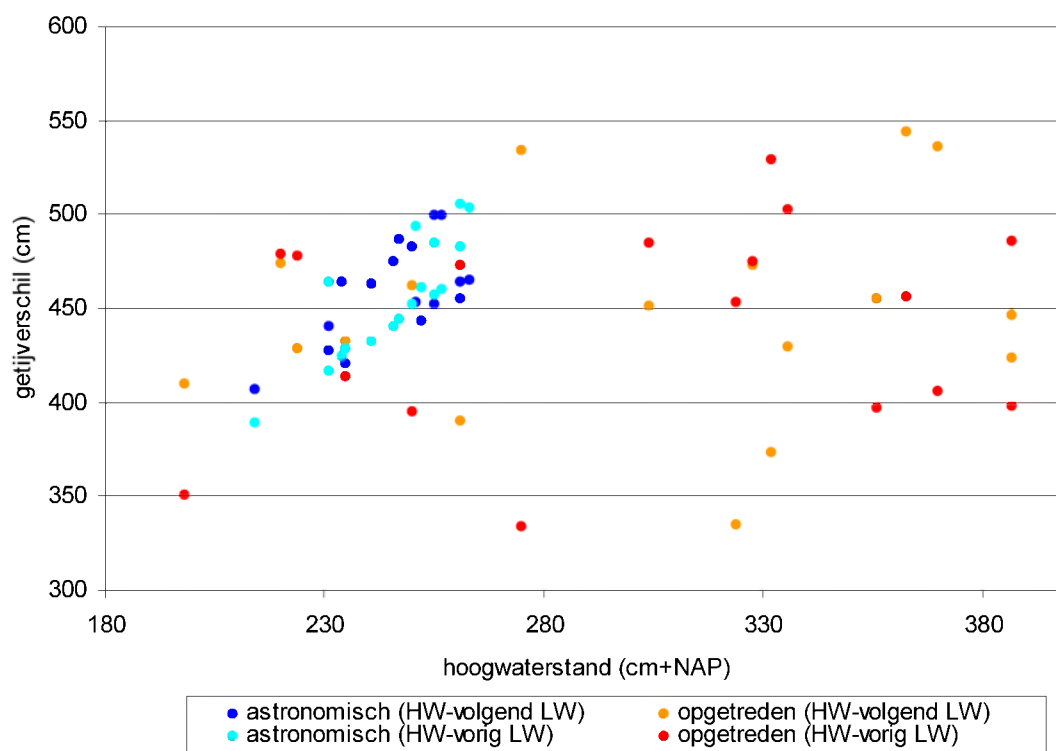
hoogwater bij een dalend laagwater (en een toename van het tijverschil met toenemend hoogwater). Gedurende een storm wordt de stormopzet echter gesuperponeerd op zowel hoog- als laagwater zodat een stijgend hoogwater kan verwacht worden bij een toenemend laagwater (wat niet noodzakelijk leidt tot uitzonderlijke tijverschillen). Deze twee tegengestelde effecten kunnen onmogelijk met een eenduidige relatie vastgelegd worden (IMDC, 2005).

Een mogelijke oplossing voor dit probleem werd al eerder toegepast voor de bepaling van composietstormen te Nieuwpoort (IMDC, 2004). Het tijverschil neemt monotoon toe met het astronomische hoogwater als gevolg van doottij en springtij-effecten. Bij storm kan men aannemen dat hoog- en laagwater gemiddeld even sterk stijgen. Men kan dus theoretisch a priori verwachten dat het tijverschil A , gedefinieerd als hoogwater minus navolgend laagwater, monotoon zal stijgen met hoogwater tot de maximale astronomische A bereikt wordt (het maximale getijverschil tijdens springtij), waarna A min of meer constant wordt naarmate hoogwater nog verder stijgt als gevolg van een stormvloed. In Figuur 3.3.a is een dergelijk gedrag niet meteen zichtbaar in de puntenwolk, hoewel men bij hoge hoogwaters eerder een spreiding naar rechts dan naar boven kan vermoeden. In elk geval zou de toepassing van een gewone lineaire regressie tot verkeerde resultaten leiden in het licht van de bovenstaande uiteenzetting op basis van de fysische werkelijkheid. Een regressietechniek die het verwachte ambigue gedrag kan weergeven is de Lowess-regressie (Robust Locally Weighted Regression and Smoothing), waarbij een voortschrijdend venster op de data wordt beschouwd. Het resultaat wordt getoond op Figuur 3.3.a.

De hoogwaterstand bij Vlissingen bedraagt tijdens springtij ongeveer NAP +2,43 m, wat overeenkomt met TAW 4,78 m. Dit valt samen met het knikpunt in Figuur 3.3.a. Zonder stormopzet zal de hoogwaterstand bij Vlissingen lager zijn dan deze waarde en is er sprake van een duidelijke relatie tussen het getijverschil en de hoogwaterstand. Dit blijkt ook uit de stijgende regressielijn in Figuur 3.3.a. Bij nog hogere waterstanden is sprake van stormopzet. Volgens de regressielijn (rode lijn in Figuur 3.3.a) neemt het getijverschil dan nauwelijks meer toe. Dit blijkt ook uit de waterstandsmetingen van een aantal stormen die zijn opgetreden in 1990 en 1994 (Figuur 3.3.b). De blauwe punten tonen het astronomisch getijverschil als functie van het astronomisch hoogwater. Er is sprake van een duidelijke toename van het getijverschil tijdens springtij. De oranje punten tonen de waargenomen getijverschillen als functie van het waargenomen hoogwater. Uit deze waarnemingen kan geen verband worden afgeleid tussen de hoogwaterstand en het getijverschil. Het afbuigen van de rode regressielijn in Figuur 3.3.a is dus terecht. Voor de extrapolatie van de lijn wordt gewerkt met een exponentiële wet, gefit op het gedeelte van de Lowess-lijn boven het knikpunt (IMDC, 2005 & 2010). Door het ontbreken van waarnemingen in dit bereik aan hoogwaterstanden kan niet worden nagegaan of het verdere verloop (rechts van TAW 6 m in Figuur 3.3.a) terecht is.



a

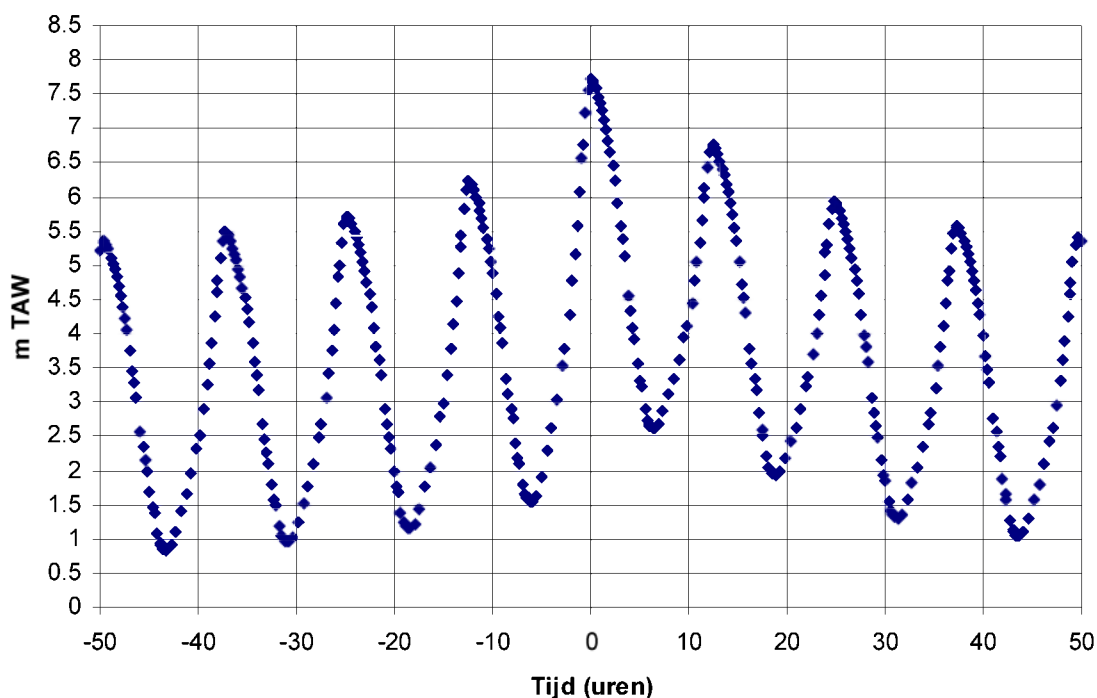


b

Figuur 3.3 Tijverschil als functie van hoogwater te Vlissingen

Voor elk hoogwater kan men een amplitude berekenen op basis van de Lowess-regressielijnen, welke het navolgend laagwater oplevert. Het waterstandsverloop wordt dan vervolledigd door tussen de hoog- en laagwaters het tijdsprofiel van het gemiddeld tij,

afgeleid uit het 10-jarlijks overzicht 1981-1990 (Meyvis en Claessens, 1994), te interpoleren. Figuur 3.4 toont het resultaat voor een terugkeerperiode van 10000 jaar te Vlissingen.



Figuur 3.4 *T10000 composietwaterstandsverloop voor Vlissingen 'situatie 2000'*

3.3 Toetsing van aannames en resultaten

3.3.1 Aannames

De composietmethodologie is in essentie univariaat: er wordt slechts rekening gehouden met 1 hoofdvariabele (in dit geval piekwaterstand), die beschreven wordt d.m.v. haar marginale (extreme waarden) verdeling. Correlaties tussen de verschillende randvoorwaarden worden dus niet expliciet in rekening gebracht.

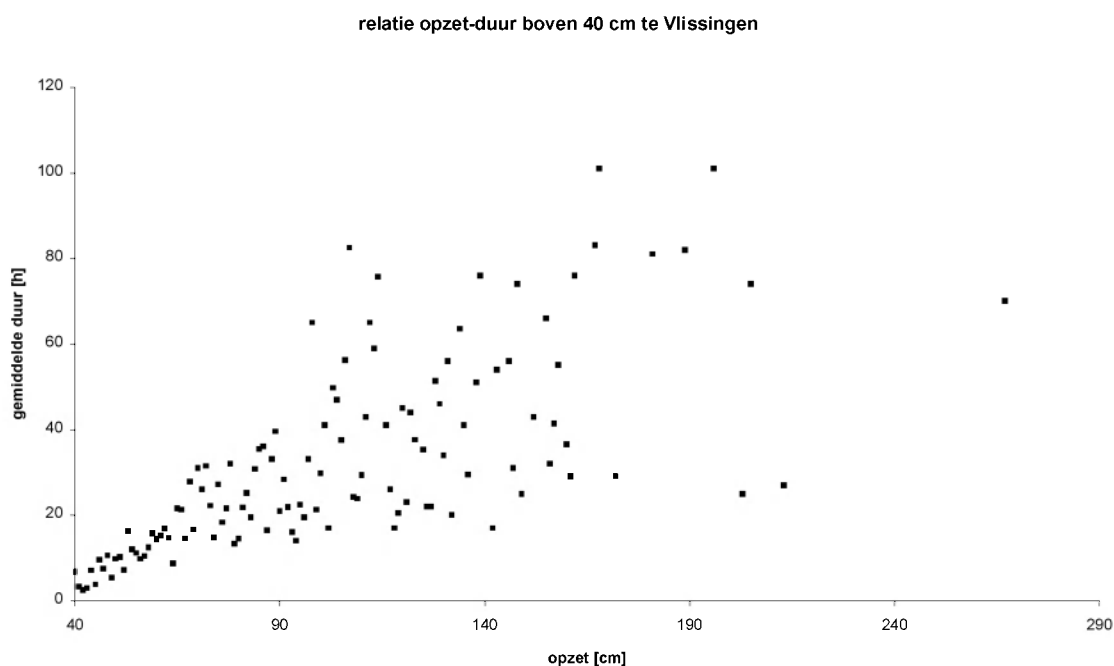
Zoals vermeld in de inleiding hoort volgens de Algemene methodologie bij de afwaartse composietstorm een afwaartse composiet-windstorm (obv. windintensiteit-duur-frequentie-relaties, WDF). Om maatgevende waterstandsverlopen te verkrijgen langs de Westerschelde dienen beide composietrandvoorwaarden met een hydrodynamisch model doorgerekend te worden. Om maatgevende waterstandsverlopen meer opwaarts te genereren dienen daarenboven ook opwaartse composiethydrogrammen op basis van debiet-duur-frequentie-relaties (QDF) beschouwd te worden. Gezien de zwakke correlaties tussen op- en afwaartse randvoorwaarden alsook tussen windintensiteiten en waterstanden (IMDC, 2005) dient een (2^e orde) tijdverschuiving toegepast tussen de randvoorwaarden die gekalibreerd wordt met de resultaten van de langtermijn simulatie.

Bij de totstandkoming van de opeenvolgende hoogwaters wordt arbitrair gesteld dat het eerstnavolgende hoogwater hoger is dan het voorafgaande hoogwater.

3.3.2 Duur van de stormopzet

3.3.2.1 Onderzoek aangaande de stormduur

Figuur 3.5 toont de gemiddelde duur van stormopzetten boven 0,4 m (berekend op basis van de 10-minutelijkse opzetreeksen). Daaruit blijkt een lineaire toename van de stormopzetduur met de hoogte van de maximale opzet. Hoewel de beschikbare gegevens eerder beperkt zijn (enkel de stormen uit de periode 1986-2000) kan in de figuur een vage knik waargenomen worden bij 40 à 50 uur. Dit doet vermoeden dat de duur van een typische stormopzet niet onbeperkt kan toenemen. Sas (1979) kwam tot hetzelfde besluit op basis van de digitalisatie van een groot aantal grote stormen uit de periode vóór 1976, waarbij als typische waarde 40 uur werd afgeleid, of 3 à 4 tijcycli. Dit besluit wordt volledig gestaafd in Figuur 3.6, dat de gestandaardiseerde opzetprofielen (geschaald tussen 0 en 1) toont van de stormen in de periode 1986-2000, met aanduiding van het gemiddelde profiel en de standaardafwijking. Opnieuw blijkt 40 uur een typische stormduur te zijn.

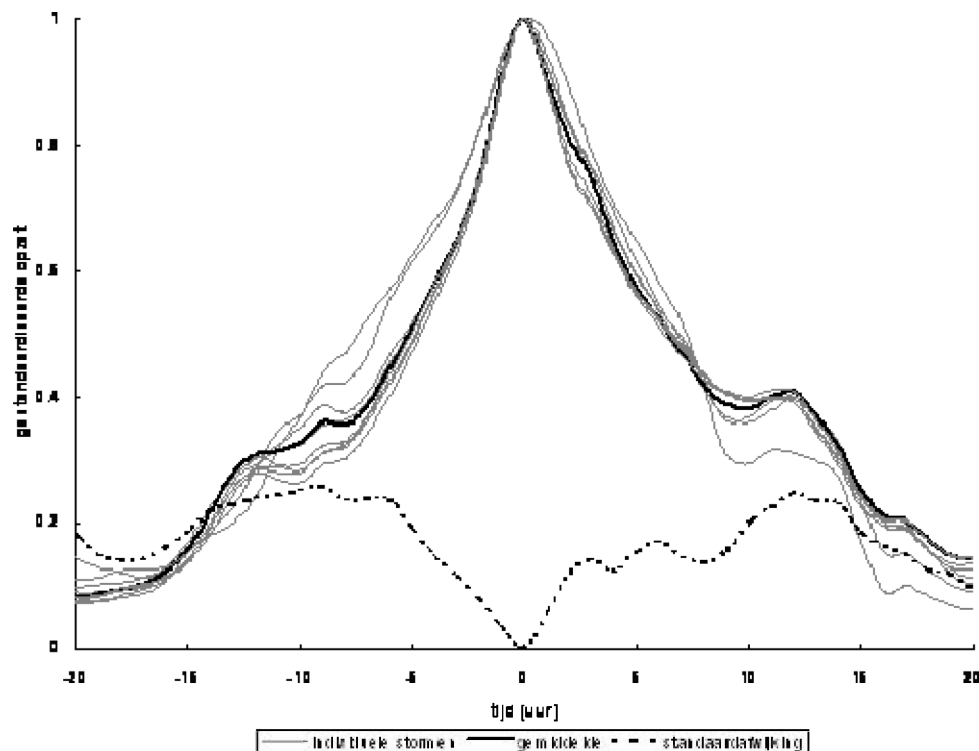


Figuur 3.5 Gemiddelde duur van de stormopzet boven 40 cm voor verschillende opzetwaarden (IMDC, 2010)

Ter illustratie toont de onderstaande tabel voor een aantal historische stormen de duur van de stormopzet.

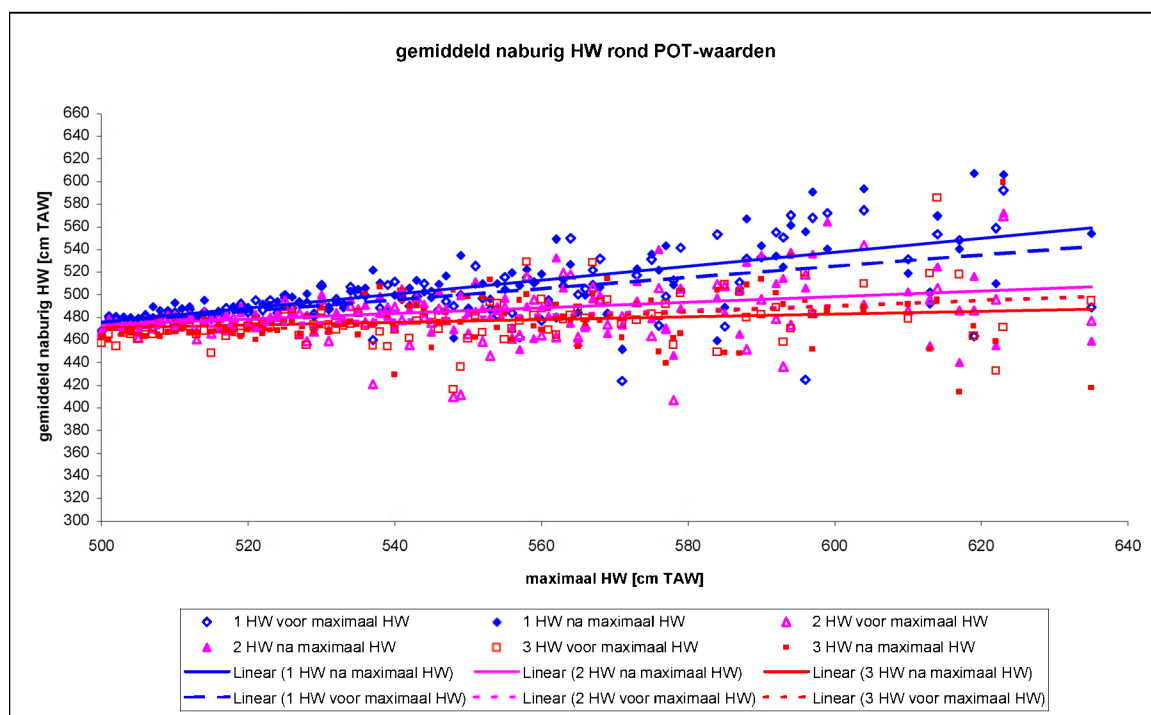
Tabel 1: duur van een aantal historische stormen

datum storm	duur [aantal tijcycli]
14 december 1973	3
3 januari 1976	3
15 november 1977	3
2 januari 1979	2
2 februari 1983	3
24 november 1984	1

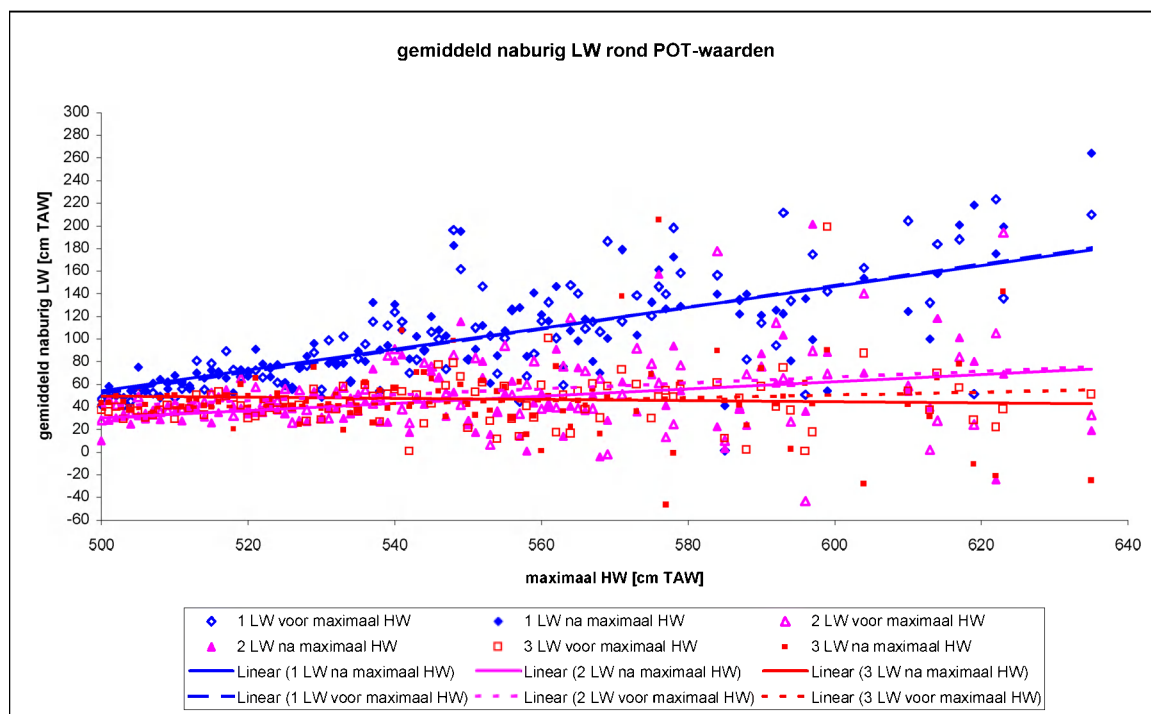


Figuur 3.6 Gemiddelde duur van de stormopzet boven 40 cm voor verschillende opzetwaarden (IMDC, 2010)

Tot slot blijkt uit relaties tussen maximale hoogwater en ante- en postcedente hoog- en laagwaters dat er slechts sprake is van een noemenswaardige stormopzet gedurende maximaal 4 tijcycli (IMDC, 2010). Verder volgt uit Figuren 3.7 en 3.8 dat enkel 1 hoogwater vóór en 2 hoogwaters ná de maximale waterstand gedurende de stormen sterk afwijken van het gemiddeld te verwachten hoogwater bij een willekeurige storm en dat vanaf 2 hoogwaters vóór en 3 hoogwaters ná de maximale waterstand de richtingscoëfficiënten van de lineaire regressies zeer klein worden. Samen met het maximum betreft het weerom een gemiddelde van ongeveer 4 tijcycli voor de grootste stormen (IMDC, 2010).



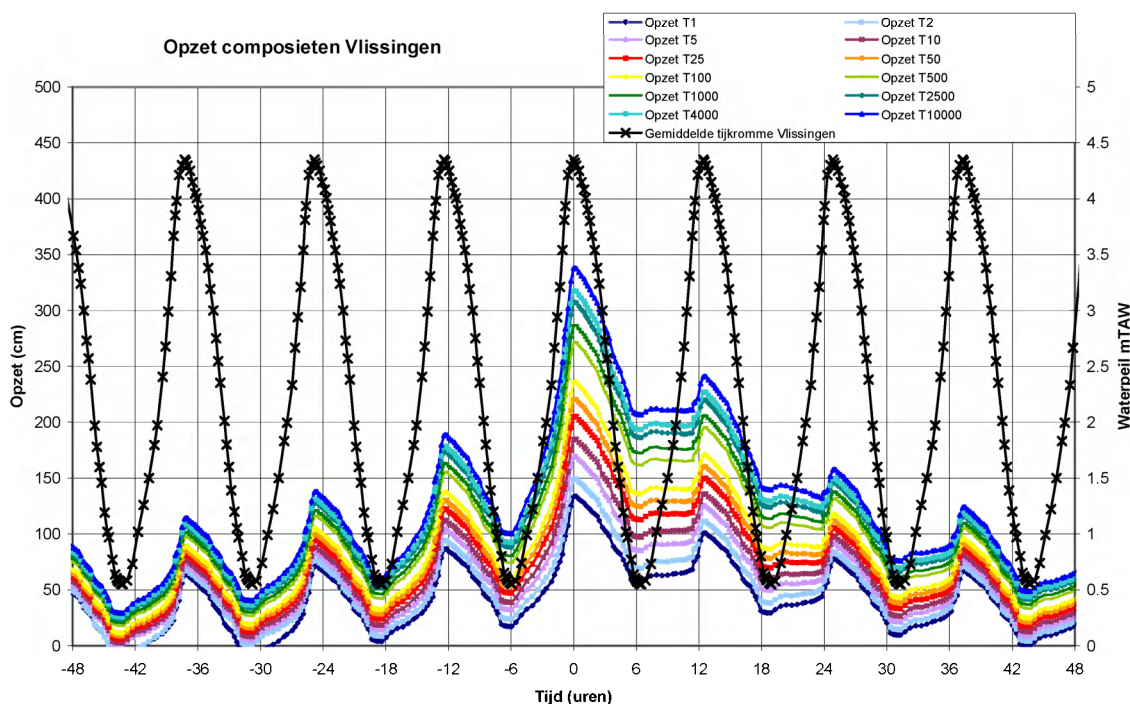
Figuur 3.7 Gemiddelden van de ante- en postcedente hoogwaters rond de omnidirectionele POT (Peak Over Threshold)-waarden



Figuur 3.8 Gemiddelden van de ante- en postcedente laagwaters rond de omnidirectionele POT-waarden

3.3.2.2 Stormopzet bij composietrandvoorwaarden

Binnen de composietmethode wordt de opzet niet expliciet berekend, maar wordt ineens het maatgevende waterstandsverloop gegeven. Door van de verkregen composietwaterstandsverlopen de gemiddelde tijkromme af te trekken wordt de opzet bekomen.



Figuur 3.9 Gemiddelde tijkromme te Vlissingen en opzet bij composietstormen

Door de bepaling van de opeenvolgende hoogwaters en tussenliggende laagwaters adhv. de HDF-relaties en de Lowess-regressie (zie § 3.2), blijkt na aftrek van de gemiddelde tijkromme de hoogste opzet samen te vallen met het maatgevend hoogwater. Er is bijgevolg geen sprake van een faseverschil tussen het eigenlijke hoogwater en maximum opzet. Wel zorgt de aanname dat het eerstnavolgende hoogwater hoger is dan het voorafgaande hoogwater impliciet voor een (positieve) scheefheid in de opzetreeks.

Hoewel geen duidelijke trapeziumvorm in het opzetverloop kan worden teruggevonden, volgen na het maatgevende hoogwater een sterk verhoogd laag- en hoogwater met een duur van bijna 30 uur. Wat opvalt, is de sterke toename in de opzet tussen het laagwater voorafgaand aan en het maatgevende hoogwater en tragere afname van de opzet na het maatgevende hoogwater. Dat de opzet trager afneemt na MHW is een direct gevolg van de bepaling van de opeenvolgende hoogwaters (en is dus arbitrair gekozen). De totale duur van de opzet bedraagt bijna 60 uur. De asymmetrie in de opzetreeks rond het maatgevende hoogwater is een eigenschap vervat in de geanalyseerde meetreeks.

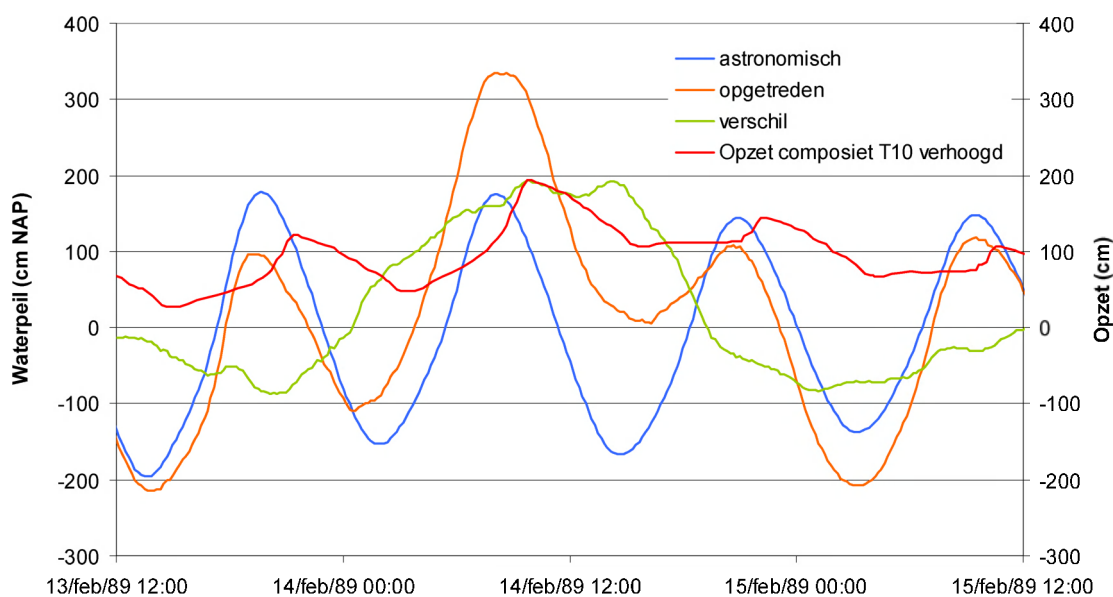
3.3.3 Vergelijking opzet composietwaterstandsverloop en enkele historische stormen

De opgestelde HDF-relaties zijn van toepassing voor stormen met terugkeerperiode vanaf 1 jaar. Enkele waargenomen stormen met een retourperiode groter dan 1 jaar worden vergeleken met de composietstorm welke een gelijkaardige maximale opzet kent. Het moment van maximale opzet wordt hierbij gelijk genomen.

Storm 14 februari 1989

Voor de storm van 14 februari 1989 met opzet van 194 cm wordt de opzet van een storm met terugkeerperiode van 10 jaar genomen (max. opzet 184 cm). Deze wordt verticaal verhoogd met 10 cm.

Met de composietmethode wordt de totale duur van de opzet bij deze storm overschat, en de opzet tijdens het laagwater volgend op het maatgevend hoogwater onderschat. De opgetreden opzet stijgt sneller, blijft langer hoog en daalt dan weer sneller dan de opzet berekend met de composietmethode.

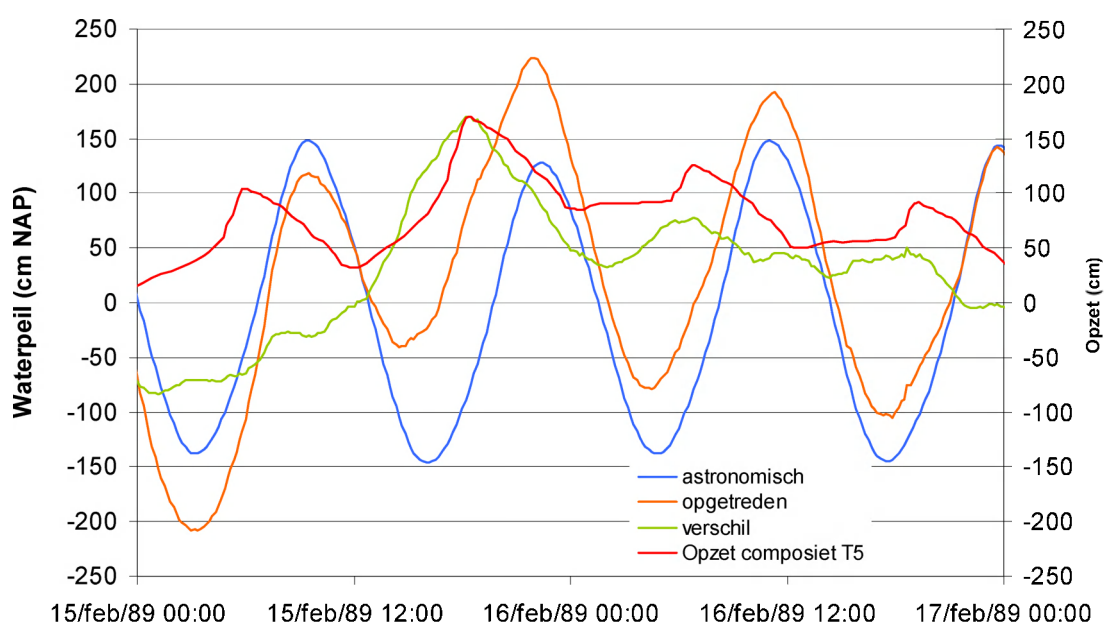


Figuur 3.10 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 14 februari 1989

Storm 15 februari 1989

Voor de storm van 15 februari 1989, met maximale opzet van 170 cm wordt de opzet van de composietstorm T5 genomen (max 169,5 cm).

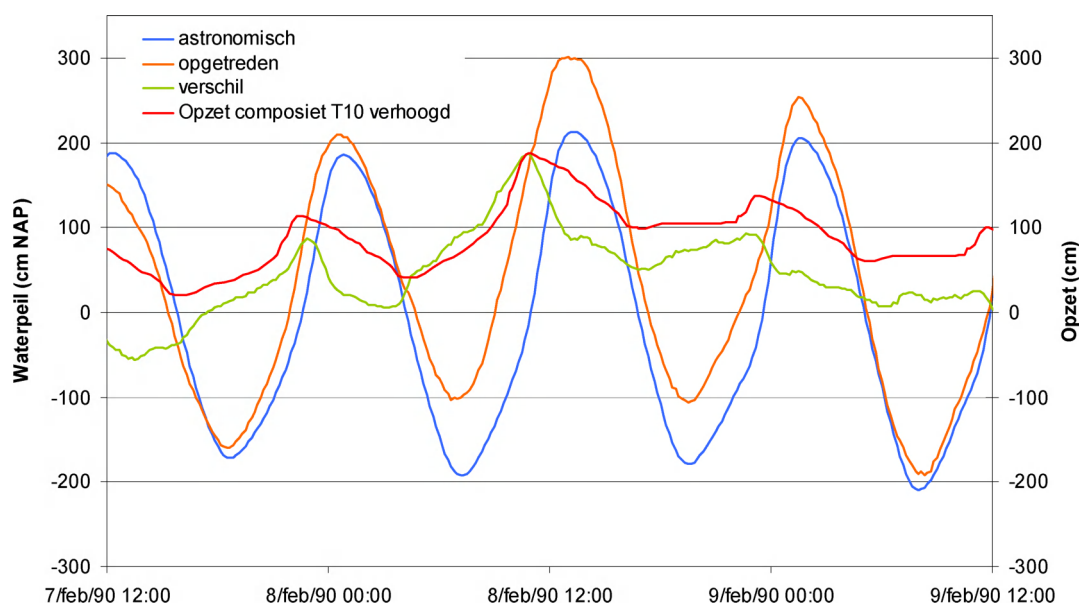
De opzet van de opgetreden storm kent een sterkere stijging voor het maatgevend hoogwater. Echter voor het laagwater voorafgaand aan het maatgevend hoogwater wordt de opzet ietwat onderschat. Na het maatgevend hoogwater wordt de opzet overschat door de composietmethode. De duur van de opzet na het maatgevend hoogwater is gelijklopend.



Figuur 3.11 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 15 februari 1989

Storm 8 februari 1990

Voor de storm van 8 februari 1990, met maximale opzet van 187 cm wordt de opzet van de composietstorm met een terugkeerperiode van 10 jaar genomen, verhoogd met 3 cm.



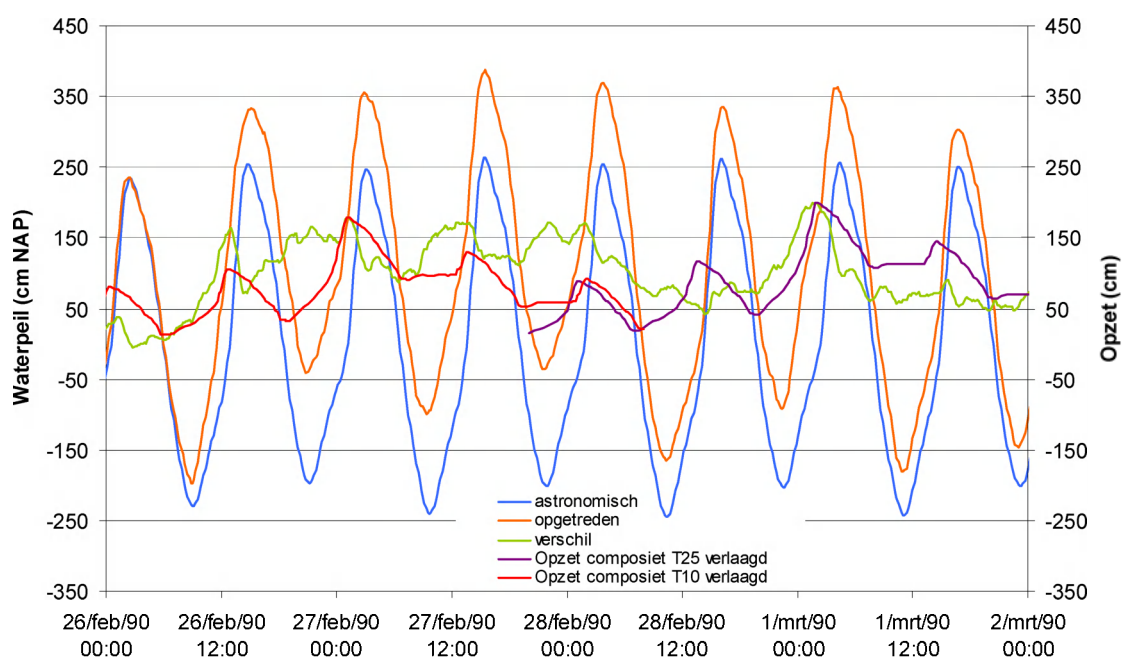
Figuur 3.12 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 8 februari 1990

De duur van de composietstorm en de opgetreden storm komen redelijk goed overeen, maar resulteert wel in een opzet die tijdens hoogwater en bij afgaand tij overschat wordt met circa 1 meter.

Storm 27-28 februari 1990

Voor de storm van 27 en 28 februari wordt de opzet van 2 composietstormen (T10 en T25) gecombineerd. Beiden worden met enkele cm verlaagd om de maximale opzet te laten samenvallen met deze van de opgetreden stormen.

Bij de eerste stormperiode wordt de opzet bij laagwater fors onderschat (ruim 1 m). Door de langere duur van de storm blijft de opzet hoog gedurende verschillende tijdcycli. Tijdens het tweede deel van de storm wordt de opzet bij de laagwaters overschat. Dit komt vooral doordat de stormopzet in werkelijkheid sneller afnam dan volgens de composietmethode.

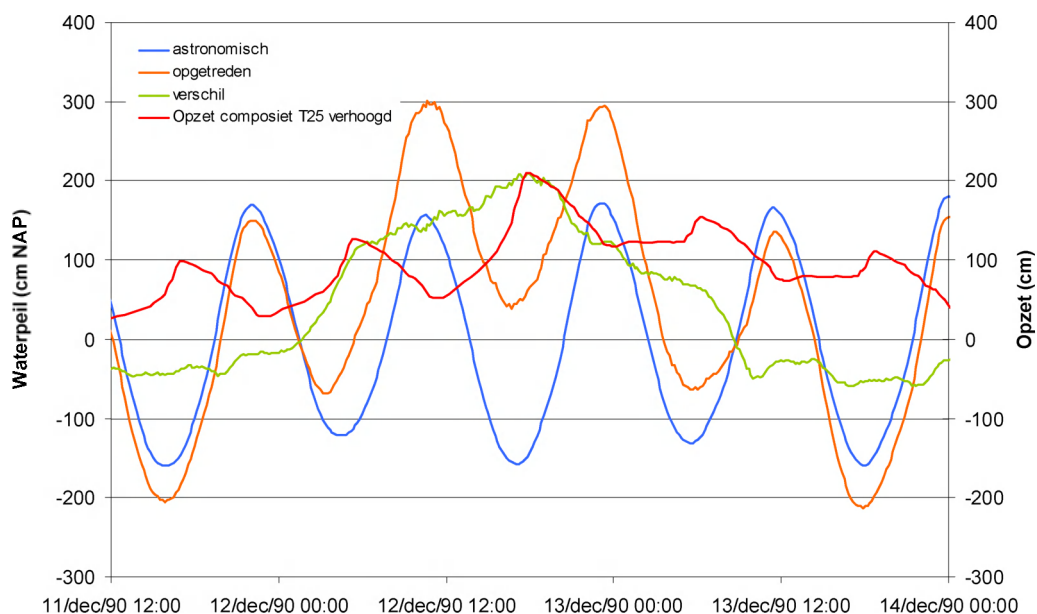


Figuur 3.13 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 27 en 28 februari 1990

Storm 12-13 december 1990

De maximum opzet van de storm van december 1990 wordt bekomen door de opzet van de composietstorm met een terugkeerperiode van 25 jaar te verhogen met enkele centimeters.

Onderschatting voorafgaand aan en overschatting volgend op de maximum opzet van de opzet door de composiet duidelijk waarneembaar. Op te merken valt dat, aangezien de maximum opzet zich voordeed bij laagwater, dit verloop geheel niet in lijn is met de aanname die ten grondslag ligt aan de methode, namelijk maximum opzet bij (M)HW.

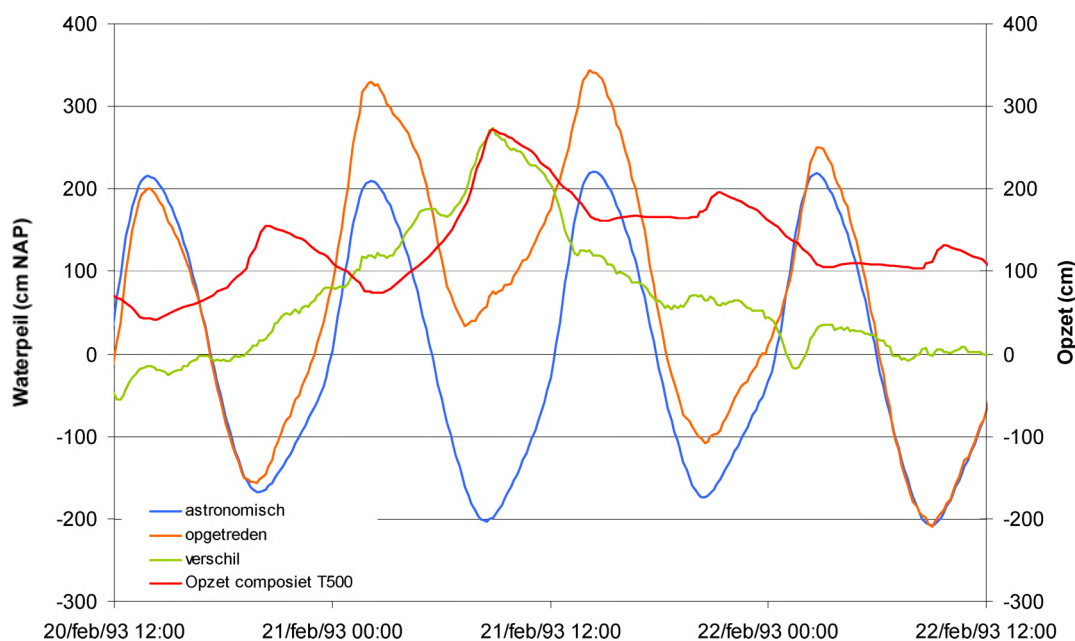


Figuur 3.14 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 12 en 13 december 1990

Storm 21 februari 1993

De opzet van de storm van februari 1993 bedraagt maximaal 273 cm. De maximale opzet van de composietstorm met een terugkeerperiode van 500 jaar bedraagt 272 cm.

De opzet van de opgetreden storm kent vooral een snellere daling dan de opzet van de composietstorm. Hierdoor wordt de opzet gedurende de ganse stormperiode overschat, tot 150 cm.

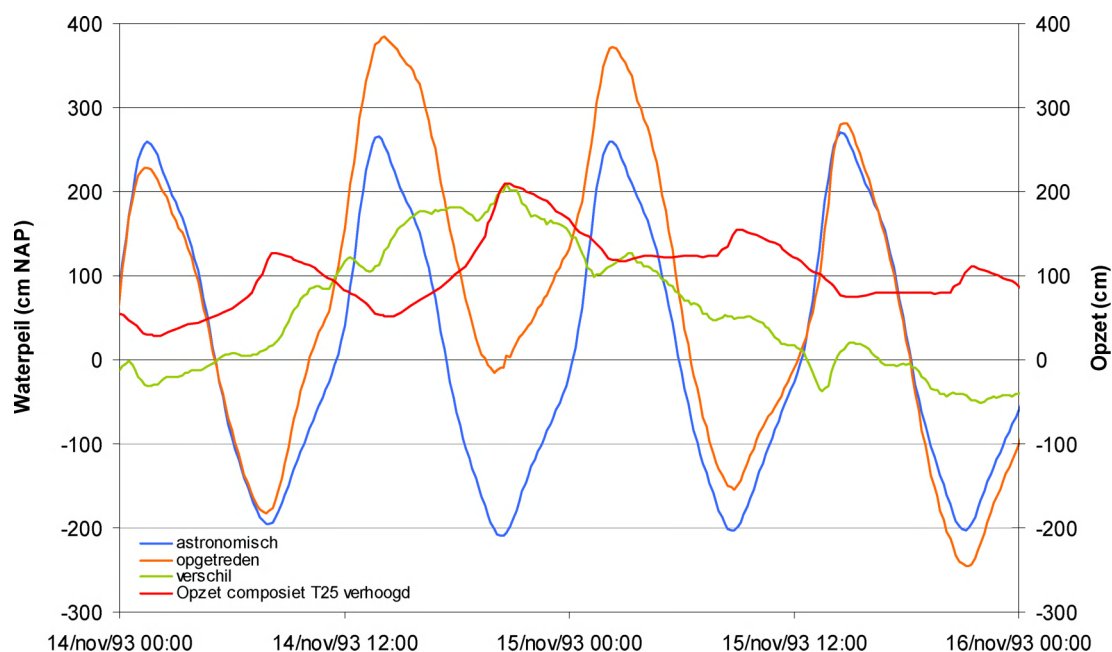


Figuur 3.15 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 21 februari 1993

Storm 14-15 november 1993

De maximale opzet van de storm tijdens de nacht van 14 op 15 november 1993 bedroeg 210 cm. De opzet van de composietstorm met terugkeerperiode van 25 jaar werd verhoogd om tot een gelijke maximale opzet te komen.

Opnieuw treedt de maximum opzet gelijktijdig op met laagwater. Onderschatting voorafgaand aan en overschatting volgend op de maximum opzet van de opzet door de composiet duidelijk waarneembaar.

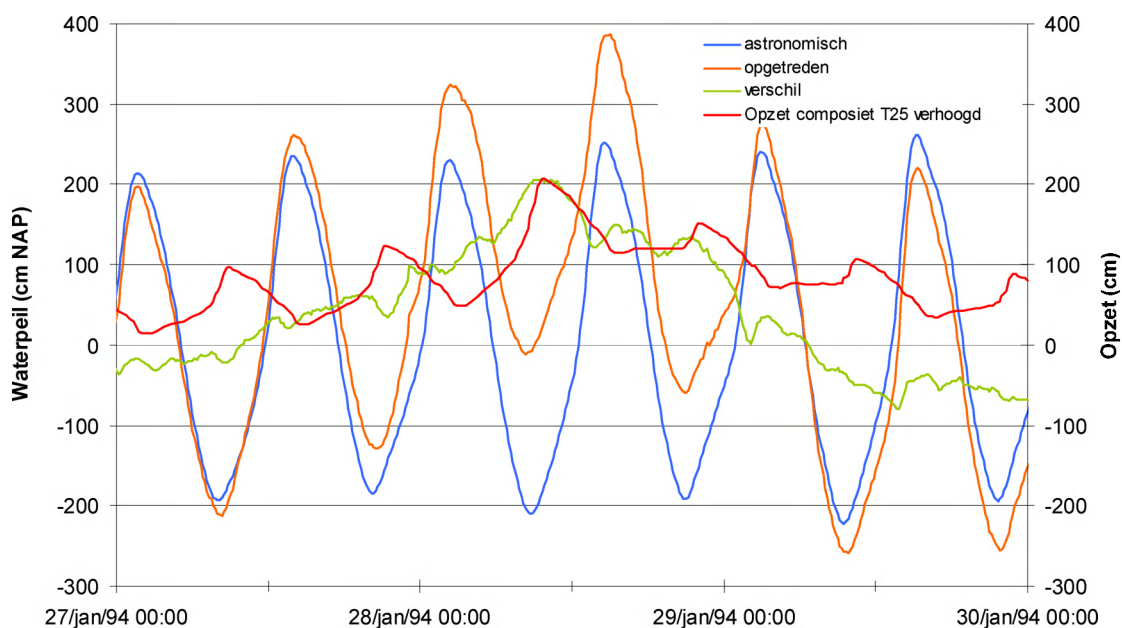


Figuur 3.16 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van 14 en 15 november 1993

Storm 28 januari 1994

Voor de storm van 28 januari 1994 wordt de opzet redelijk goed beschreven door de opzet van de composietstorm met terugkeerperiode van 25 jaar.

Wanneer enkel naar de centrale 30 uur wordt gekeken, komen opgetreden en composiet opzet redelijk goed overeen. De opzet van de composietmethode duurt echter langer en overschat dan de opgetreden opzet.

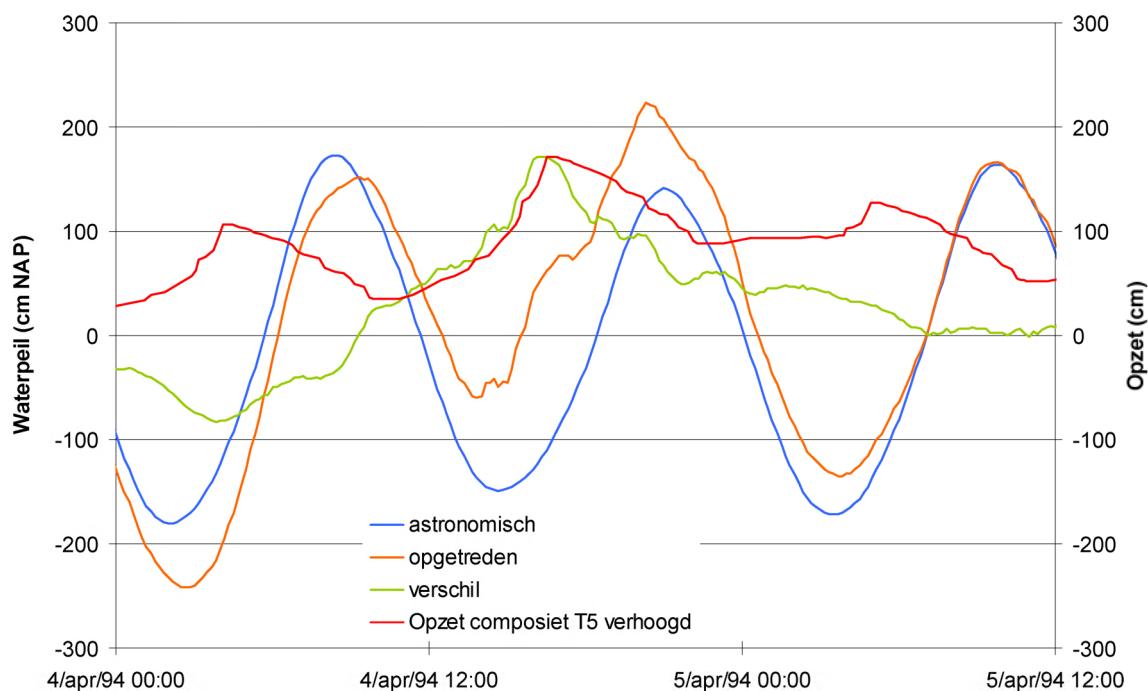


Figuur 3.17 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van januari 1994

Storm 4 april 1994

De opzet van de storm opgetreden op 4 april 1994 wordt overschat door de opzet berekend met de composietmethode, voor een storm met terugkeerperiode van 5 jaar.

De opzet van de opgetreden storm kent vooral een snellere daling na maximum opzet. Hierdoor overschat het composietverloop de opzet tot meer dan 1 meter.



Figuur 3.18 Berekend en waargenomen verloop van de waterstand en stormopzet tijdens de storm van april 1994

3.4 Conclusies

De composietmethode maakt geen onderscheid tussen astronomisch getij en stormopzet. De HDF relaties worden rechtstreeks bepaald op gemeten hoogwaters. Via een relatie tussen hoogwater en tijverschil worden voorafgaande laagwaters afgeleid. Het waterstandsverloop wordt dan vervuld door tussen de hoog- en laagwaters de gemiddelde tijkromme te interpoleren. Door achteraf hiervan de gemiddelde tijkromme af te trekken, kan alsnog een opzetverloop worden bekomen.

In de composietstorm wordt het maatgevende hoogwater gevolgd door een sterk verhoogd laag- en hoogwater over een duur van bijna 30 uur. Hiernaast wordt de composietstorm gekenmerkt door een sterke toename in de opzet tussen het voorgaande laagwater en het maatgevende hoogwater zelf alsook door een trage(re) afname van de opzet na het maatgevende hoogwater. De toepassing van de HDF relaties zorgt zo voor een duidelijk hogere en langdurigere opzet buiten de periode met sterk verhoogde opzet dan zich in

werkelijkheid voordoet. Het resultaat is dat de composietopzet een duur van circa 60 uur kent terwijl werkelijke stormduren tussen 40 en 50 uur variëren.

De (te) trage afname van de opzet na MHW zal in geval van bressen (gevormd bij MHW) mogelijks aanleiding geven tot een overschatting van de instromende en onderschatting van de uitstromende volumes. Tot slot is de duur van composietopzet onafhankelijk van de terugkeerperiode.

Het verloop van de opzet in de periode met sterk verhoogde opzet vertoont redelijk goede overeenkomsten met de beschouwde opgetreden opzetverlopen. De bepaling van de opeenvolgende hoogwaters samen met de toegepaste extrapolatie in de relatie tussen hoogwater en tijamplitude naar hogere hoogwaters maakt echter dat de composietopzet minder variatie kent (en trager afneemt) na de maximale opzet (in tegenstelling tot de waarnemingen) met bijna altijd een overschatting van de opzet na maximale opzet als gevolg. De duur van de stormopzet blijft hierdoor wat aan de lange kant.

Bij de beschouwde waargenomen storm 'events' valt de maximale opzet nooit samen met (het hoogste) hoogwater. De composietmethode daarentegen kent de grootste opzet steeds toe aan het moment van maximaal hoogwater. Wanneer de waargenomen maximum opzet samenvalt met laagwater, treedt onderschatting voorafgaand aan en overschatting volgend op de maximum opzet van de opzet door de composiet op.

De composietmethode laat niet toe om de onzekerheden inherent aan de methode te kwantificeren.

4 Bres(groei)modellering

4.1 Inleiding

Asselman et al. (2009) geeft aan dat voor een betere inschatting van de gevolgen van een doorbraak aanvullende informatie nodig is over bresvorming en –groei. De snelheid waarmee de bres zich vormt, is mede bepalend voor de hoeveelheid water die tijdens de stormvloed het gebied in stroomt. Hoe sneller de bres zich vormt, des te groter de invloed van de maatgevende condities. Op dit moment wordt gebruik gemaakt van de bresgroei-formuleringen zoals die standaard in SOBEK en MIKE beschikbaar zijn. Door Asselman et al. (2009) wordt aanbevolen om een literatuurstudie uit te voeren naar de nieuwste inzichten op het gebied van bresgroei en deze te vergelijken met de formuleringen in de beschikbare softwarepakketten.

Hierna volgt eerst een beschrijving van wat verstaan wordt onder het bresgroeiproces. Vervolgens wordt een kort overzicht gegeven van bresgroei studies met aansluitend een sterkte/zwakte-analyse van de standaard in SOBEK en MIKE geïmplementeerde bresgroei-modellen. Tot slot worden enkele richtlijnen bij overstromingsmodellering ingeval van bresvorming opgesomd.

4.2 Bresvorming

4.2.1 Definitie

Het ontstaan van een bres is niet hetzelfde als het falen van een dijk. Het falen van de waterkerende functie van de dijk kan omschreven worden als 'het niet kunnen vervullen van de waterkerende functie op het ogenblik dat daar aanspraak op wordt gemaakt'. Dit kan tot stand komen doordat of de te keren waterstand hoger is dan die waarop de hoogte van de waterkering berekend is (maar waarbij geen dijkdoorbraak ontstaat), of als gevolg van een bres in de dijk. Onderstaande definities worden door Knoeff & Verheij (2003) gegeven:

- Dijkdoorbraak: 'het ontstaan van een zodanige verlaging van de kruin van de dijk dat (bij aanhoudende waterstand) bresgroei wordt geïnitieerd.'
- Bresgroei: 'het proces van erosie van de dijk, beginnend met een initiële kruinverlaging, waarbij een stroomgat wordt gevormd.'
- Bezwijkmechanisme of faalmechanisme: 'breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan onderdelen van de dijk, als gevolg van belastingen die de sterkte overtreffen, waardoor de capaciteit om water te keren nadelig kan worden beïnvloed'.
- Reststerkte van een dijk (na optreden van een faalmechanisme): 'de restcapaciteit om de waterkerende functie waarop aanspraak wordt gemaakt te vervullen na optreden van een faalmechanisme'.

4.2.2 Parameters

Verschillende factoren kunnen de snelheid en grootte van bresgroei bepalen. De belangrijkste factoren zijn structuurkenmerken van de dijk (kruinbreedte, voetbreedte, dijkhoogte, bekledingsdikte, helling taluds, enzovoort) en de hydraulische belasting (waterpeil, stroming, golven). Andere factoren met een significante invloed op mogelijke

bresgroei zijn onder meer de kwaliteit van constructie, het materiaaltipe en de onderhoudstoestand van het dijksegment. In hoeverre een bres wordt geïnitieerd, of een bres verder groeit na initiatie, wordt bepaald door de afweging van belasting en weerstand op de dijk (Van Hoestenbergh et al., 2010).

In het kader van recent uitgevoerde projecten, zoals de EU-projecten 'IMPACT' en 'FLOODsite' is gebleken dat de erodeerbaarheid van de dijklagen een cruciale factor is voor bresinitiatie en bresgroei. Het stromingsregime ter hoogte van de bres bepaalt in belangrijke mate de ontwikkeling van de bres ten gevolge van erosie- en sedimenttransportprocessen.

4.2.2.1 Belasting

De belasting voor dijken bestaat steeds uit een hydraulische belasting of een afgeleide van de hydraulische belasting (Van Hoestenbergh et al., 2010). Rivierdijken kunnen daarbij onderhevig zijn aan wisselende belasting door variërend waterpeil en stroomsnelheden. De variatie in belasting is over het algemeen echter kleiner dan bij zeedijken, doordat de golfimpact meestal veel kleiner is. De duur van de belasting daarentegen is vaak langer bij rivierdijken dan bij zeedijken. Ook zijn de hydraulische krachten eerder parallel aan rivierdijken dan normaal op de dijk gericht zoals het geval is bij kustdijken. De belasting bij bresgroei zal vooral bestaan uit stromingskrachten:

- stroming langsheen het dijksegment
- overloop (continu) en overslag (discontinu) over de dijk met geleidelijke erosie als gevolg

Daarnaast kunnen in mindere mate ook waterdrukken van belang zijn in het bresgroeiproces, maar dit wordt meestal niet in rekening gebracht in de bresgroeimodellen. Golfoverslag wordt niet in rekening gebracht. Eenmaal de bres groeit, wordt voor rivierdijken verondersteld dat de belasting afkomstig van golfoverslag klein zal zijn in vergelijking met de belasting afkomstig van overloop. Voor zeedijken kan de belasting van golfoverslag een stuk groter zijn dan voor rivierdijken.

4.2.2.2 Weerstand

De sterkte van het dijksegment bepaalt de weerstand tegen bresinitiatie en bresgroei. De weerstand wordt voornamelijk bepaald door de dijkdimensies en grondkarakteristieken. Meest relevante geometrische parameters voor het groeien van de bres zijn volgens Knoeff & Verheij (2003):

- kruinbreedte
- kruinhoogte
- helling en hoogte binnentalud
- helling en hoogte buitentalud
- peilen terrein en bedding
- peilen en dimensies bermen

Wat betreft grondkarakteristieken, zijn de meest relevante parameters voor de verschillende grondlagen in kader van bresgroei als volgt in te delen (Van Hoestenbergh et al., 2010):

- volumegewicht (ook als belasting te beschouwen)
- schuifweerstandkarakteristieken
- vervormingsgedrag
- doorlatendheid
- cohesie
- hoek van inwendige wrijving

Voor bresgroei zijn enerzijds de processen van erosie van het landtalud (van het restprofiel) en anderzijds 'piping'-processen relevant (Van Hoestenbergh et al., 2010). Weerstandsparementers voor bresgroei door erosieprocessen zijn:

- materiaaltype kernlichaam van de dijk
- het type van de bekleding: gras, betonplaat, schanskorven, steenbestorting
- de dimensies van de bekleding
- de aanwezigheid en de dikte van een afdekkende kleilaag
- helling van het talud
- kruinbreedte en voetbreedte van de dijk

Weerstandsparementers voor bresgroei door 'piping'-processen zijn:

- de breedte van de dijk ter hoogte van de teen
- de aanwezigheid van grof zand net onder de dijk
- de dikte van de afdekkende kleilaag op het maaiveld

Tot slot kan ook de onderhoudstoestand van het dijksegment een rol spelen.

4.2.2.3 Erosiegevoeligheid

In verschillende recente bresgroeistudies (Morris & Hassan, 2005; Hanson & Hunt, 2007; Zhu, 2006) wordt de beschrijving van de erosiesnelheid van het dijkmetaal door het water als één van de cruciale factoren in bresgroeimodellering omschreven. De erodeerbaarheid van de bodem reflecteert immers verschillende belangrijke structuurkenmerken van de dijk zoals het bodemtype en de bodemtoestand. De analyse van de IMPACT-testdata in het kader van het FLOODsite-project heeft geleid tot een aantal conclusies met betrekking tot de erosiviteit van het dijklichaam (Hassan & Morris, 2008):

- Er zijn 2 types erosieprocessen: kliferosie ('headcut erosion') en oppervlakte-erosie ('surface erosion')
- Welke factoren bepalen of kliferosie dan wel oppervlakte-erosie voorkomt is onduidelijk, maar deze factoren lijken gecorreleerd met grondtype (cohesief of niet-cohesief), bodemsterkte en erosieweerstand welke op hun beurt afhangen van de compactie (consistentie voor cohesieve bodems en pakkingsdichtheid voor niet-cohesieve bodems), vochtgehalte, ...
- Het type erosie bepaalt eveneens het breshydrogram
- De meeste erosieprocessen gebeuren tegelijkertijd op eender welk moment tijdens bresgroei
- Bodemverlies ('soil wasting') door het eroderen van ganse bodemblokken ('block failure') lijkt een significant fysisch proces te zijn voor bresinitiatie en bresgroei

- Erosie en sedimenttransport gebeuren niet uniform of stationair. Hoogenergetische stromingen kunnen bijvoorbeeld zeer snel bodemblokken verwijderen die in de bres vallen
- De reactie van de dijkstructuur op bresformatie lijkt te bepalen waar 'block failure' zal gebeuren door de vorming van spanningsscheuren ('tension cracks').
- De grootte van de te eroderen bodemblokken lijkt de dijkgeometrie te volgen. Er kunnen blokken in een zeer korte tijdspanne geërodeerd worden die even breed en hoog zijn als de dijkkruin, land- en riviertaluds inbegrepen

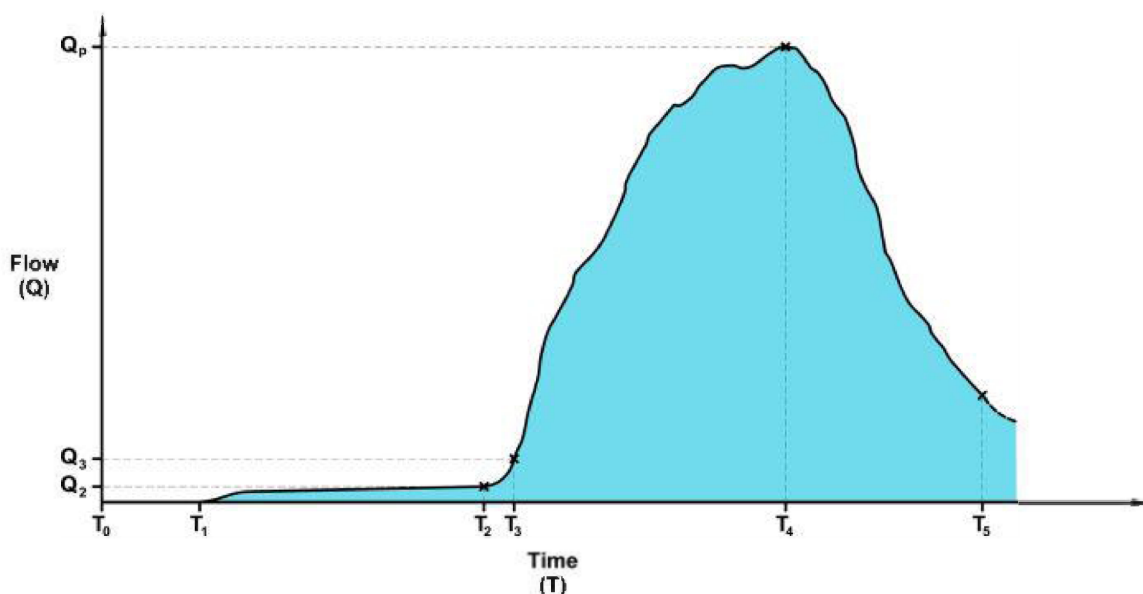
4.2.2.4 Sedimenttransport

De meeste damdoorbraakmodellen simuleren de erosie m.b.v. uitdrukkingen gebaseerd op data m.b.t. sedimenttransport in rivieren. Bij gebrek aan beschikbare fysische proceskennis is aanvankelijk teruggeslagen naar deze gekende transportformules als vertrekbasis. Recent zijn er ook modellen ontwikkeld op basis van de beschrijving van de feitelijke erosieprocessen adhv. bodemerosievergelijkingen. Deze benadering is meer consistent met geobserveerde fysische processen (Van Hoestenbergh et al., 2010).

4.2.3 Fasen bresvorming

4.2.3.1 Aan de hand van het hydrogram

In het FLOODsite-project wordt voorgesteld bresgroei eerst in relatie tot het bresgroei-hydrogram te bekijken, en dan in functie van gedrag (bepaald door materiaaltype). Figuur 4.1 toont een typisch (theoretisch) bresgroei-hydrogram. Het geeft het verloop van de instroom van water door de bres weer in de tijd. In de praktijk zal de vorm en de duur van het hydrogram bepaald worden door het belastingstype, zoals het volume water weerhouden achter de dijk of de variatie in belasting (stormcondities, getijgebonden). Toch kunnen enkele vaste fasen of stadia worden onderscheiden. Deze zijn in Figuur 4.1 aangegeven met T_0 t/m T_5 .



Figuur 4.1

Algemene voorstelling van het hydrogram bij bresgroei

- *T0 – Geen bresinitiatie*

De waterkering vervult zijn functie en keert het water.

- *T1 – Begin van bresinitiatie*

Op het moment T1 kan een bres zich beginnen te vormen, bijvoorbeeld doordat er sprake is van overloop of overslag van water over de dijk of doordat er sprake is van kwel (zandvoerende wellen) door de dijk heen. De bekleding van de dijk (grasmat en afdeklaag) kan beschadigd raken en er kan sprake zijn van geulvorming op locaties waar het water zich meer concentreert. Waar sprake zal zijn van bresinitiatie is niet of nauwelijks voorspelbaar omdat moeilijk vast te stellen factoren zoals de staat van de grasmat een rol spelen.

- *T1-T2 – Progressie van bresinitiatie (reststerkte)*

Het bresdebiet neemt geleidelijke toe door een toegenomen hydraulische belasting (hogere buitenwaterstand of hogere golfoploop) en/of erosie. Er zijn nog 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 een stroomgat en vervolgens relatief snelle bresgroei.

- *T3-T5 – Bresgroei*

Snelle verticale erosie alsook laterale groei van de bres. De snelheid van bresdieptegroei is afhankelijk van de erosiesnelheid van de bresbodem. De laterale erosie neemt versneld toe (samen met een versnelde toename van het debiet). De snelheid van bresbreedtegroei is afhankelijk van de erosiesnelheid aan de (inwendige) bresluts ('side slopes').

- *T4 – Piekdebiet doorheen de bres*

Het maximum debiet door de bres is een functie van de beschikbare hoeveelheid water (bvb. wasregime versus getijcondities), het verhang door de bres en de staat (bresdimensie) van de waterkering.

4.2.3.2 Aan de hand van de bresdimensies

Een alternatieve indeling van fasen in bresgroei is aan de hand van bresdimensies, te weten bresdiepte en bresbreedte. De volgende fasen zijn dan te onderscheiden bij een bres in een dijk (Van Hoestenbergh *et al.*, 2010):

- Nulfase: Het ontstaan van een initiële geul door ofwel de eroderende werking van overstromend water (oppervlakte-erosie) ofwel het afglijden van (meestal) het binnentalud;
- Verdiepings- en/of verbredingsfase: De initiële geul verdiept zich tot een bres met een bodem op een bepaald niveau, maar wordt niet breder. Vervolgens groeit de bres

uitsluitend in de breedte (Knoeff en Verheij, 2003). Maar bresgroei waarbij de breedtetoeename in verhouding staat tot de dieptetoeename is evenzeer mogelijk.

Het tijdstip waarop de verdiepingsfase begint is vooraf moeilijk te bepalen en hangt af van de nulfase. Een initiële bres door afglijden is niet te voorspellen en kan elk moment optreden. Het begin van een initiële geul als gevolg van oppervlakte-erosie kan ontstaan zodra water over de dijk stroomt. Afhankelijk van de sterkte van de toplaag duurt het vervolgens enige tijd voordat een volledige erosiegeul over de hele kruinbreedte is ontstaan. De verdiepingsfase duurt volgens Knoeff en Verheij (2003) slechts kort: in de orde van minuten bij zand tot waarschijnlijk maximaal een uur bij klei. In de nulfase en de verdiepingsfase is het volume water dat een polder instroomt beperkt en daarom wordt in de bresgroeiformules aan deze beide fasen nauwelijks aandacht besteed. Voor overstromingsrisicoberekeningen concluderen Knoeff en Verheij (2003) dat de breedte van de bres belangrijker is dan de diepte.

4.3 Faaltraject: van bresinitiatie (reststerkte) tot bresgroei

Het optreden van een bezwijkmechanisme (een breuk, vormverandering, verlies van samenhang of schade aan (onderdelen van) de dijk) kan de capaciteit van een dijk om water te keren negatief beïnvloeden. Het optreden van een (primair) faalmechanisme wil echter nog niet zeggen dat de dijk zijn waterkerende functie niet langer kan vervullen. De dijk heeft namelijk nog een reststerkte. Een opeenvolging van verschillende mechanismen en processen (bresinitiatie) treedt op voordat een waterkering daadwerkelijk faalt. Bresgroei vangt aan wanneer zich een initiële verlaging van de kruin heeft voorgedaan met de vorming van een stroomgat. Een dijkdoorbraak volgt na erosie van (het restprofiel van) de dijk (Calle, 2002; Peeters *et al.*, 2010).

Bresinitiatie en –groei zijn niet altijd duidelijk te onderscheiden. Vaak wordt ook het ganse (erosie)proces vanaf een initiële kruinverlaging met de vorming van een stroomgat tot aan een dijkdoorbraak beschreven door één en hetzelfde model.

4.4 Bres(groei)modellen

De bres(groei)modellen kunnen onderscheiden worden in verschillende type modellen, nl. empirische regressiemodellen, tijdsafhankelijke parametrische modellen en fysisch-gebaseerde modellen (Van Hoestenbergh *et al.*, 2010).

Regressiemodellen zijn vereenvoudigde bresgroeivergelijkingen die meestal opgesteld werden aan de hand van data verzameld tijdens een aantal gedocumenteerde dijkbreuk-gebeurtenissen of schaalexperimenten. Bresparameters zoals piekdebiet, bresbreedte of tijd tot piekdebiet door de bres worden geschat door middel van voorspellende vergelijkingen, die afgeleid zijn als de best passende regressievergelijking van de beschikbare data. De bekendste voorbeelden van deze modellen zijn de vergelijkingen van Froehlich en de vergelijkingen van Von Thun en Gillette, telkens gebaseerd op ongeveer 60 dijkdoorbraken.

Parametrische modellen zijn gebaseerd op de achterliggende fysische processen, maar met vereenvoudigde aannames om de faalmechanismen van dijken te modelleren. Het doel van deze modellen is het verhogen van de voorspellingscapaciteit en –nauwkeurigheid door in beperkte mate sommige fysische processen toe te voegen die de dijkbreuk bepalen, echter

zonder dat deze berekeningen de ganse berekeningsprocedure compliceren. Soms vereisen deze modellen van de modelgebruiker een erosiesnelheid voor de bresgroei ofwel de uiteindelijke afmetingen en vorm van de bres en/of de tijd die nodig is vooraleer de volledige bres gevormd is en de effectieve dijkbreuk optreedt. Het model voorspelt dan een groeipatroon dat deze parameters beschrijft en produceert daarmee een stroomhydrogram. Een voorbeeld van een parametrisch model is de formule van Verheij-van der Knaap. Deze vergelijking geeft het verloop van bresdimensies in functie van de tijd, en bevat twee parameters (c_1 , c_2) die bij het opstellen van de vergelijking gekalibreerd werden op basis van laboratoriumexperimenten en gegevens van historische dijkdoorbraken. Andere modellen maken gebruik van sedimenttransportformules afgeleid voor sedimenttransport in rivieren (bvb. Engelund-Hansen) en vergen omwille van hun toepassing op bressen, evenzeer calibratie.

Fysisch-gebaseerde modellen simuleren de faling van dijken op basis van de processen die tijdens een dergelijke faling geobserveerd kunnen worden. Dit omvat de stromingspatronen van het water, erosieprocessen en instabiliteitsprocessen. Fysisch-gebaseerde modellen kunnen verder onderverdeeld worden in empirische en theoretische modellen, gebaseerd op het aandeel van empirische relaties in het model versus theoretische processen. Fysisch-gebaseerde, empirische modellen worden beschouwd als de meest beloftevolle modellen voor de toekomst (vb. SIMBA). Voorbeelden van fysisch-gebaseerde, theoretische modellen zijn FIREBIRD en HR BREACH.

De recent afgeronde FLOODsite-studie geeft een aantal belangrijke aanbevelingen met betrekking tot het selecteren van het type model:

- Pas het juiste type model toe voor het juiste type dijk, toestand dijk en verwacht faalmechanisme.
- Voor het schatten van overstromingsrisico's naar aanleiding van bresvorming is het belangrijk de waterstandsverlopen op- en afwaarts de bres in rekening te brengen. De piekafvoer van een breshydrogram hoeft immers niet steeds noodzakelijk gecorreleerd te zijn met de ergste (diepste) stromingscondities afwaarts. De stromingscondities afwaarts ontstaan als een functie van het volume en de snelheid van waterverplaatsing in combinatie met de lokale topografie. De voorspelling van het volledige breshydrogram is daarom vereist om een nauwkeurige overstromingsrisico-inschatting te kunnen opstellen.
- De huidige mate van kennis geeft aan dat het vandaag doenbaar is om een fysisch gebaseerd model toe te passen voor de voorspelling van bresontwikkeling. Zeer vereenvoudigde modellen zouden daarom enkel gebruikt mogen worden als indicatie voor de meest waarschijnlijke gebeurtenissen en niet wanneer potentieel verlies van mensenlevens of een significante schade in het vooruitzicht gesteld wordt. Daarenboven zal het gebruik van een fysisch gebaseerd voorspellingsmodel een meer verfijnde inschatting van het stroomhydrogram opleveren, zelfs wanneer de vereiste data (bodemparemeters etc.) gebaseerd zijn op expertise, eerder dan rechtstreekse metingen.

Bij de laatste aanbeveling dient de kanttekening gemaakt te worden dat in afwezigheid van gedetailleerde inputdata meer parametrische modellen nog niet zo gek zijn, zeker wanneer deze laatste afgeleid werden voor vergelijkbare omstandigheden.

4.5 Hydrodynamische simulaties met bresvorming in Nederland

4.5.1 Bepaling (potentiële) breslocatie(s)

In veel studies waarbij gerekend wordt met bresgroei, is sprake van zogenaamde '*what if*' scenario's. In dat geval is men niet zo zeer geïnteresseerd in de kans op een bres op een bepaalde locatie, maar meer in de gevolgen van een overstroming wanneer op een bepaalde plaats en onder gegeven omstandigheden een bres op zou treden. Vaststelling van potentiële breslocaties en bijbehorende faalkans speelt wel een rol bij studies naar actuele overstromingsrisico's, zoals Veiligheid Nederland in Kaart, ofwel VNK (Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2005).

Voor de bepaling van de overstromingskans en de potentiële breslocaties wordt binnen VNK de dijkkring opgevat als een keten bestaande uit schakels. De dijkkring wordt daartoe opgedeeld in drie typen waterkeringen: dijken, duinen en kunstwerken. De dijken en de duinen worden opgedeeld in vakken. Binnen een vak heeft de waterkering min of meer gelijke sterkte eigenschappen en belasting. Per vak is met behulp van het programma PCRing (Steenbergen & Vrouwenvelder, 2003) bepaald onder welke belasting sprake zal zijn van falen. De volgende mechanismen worden onderscheiden: overloop of golfoverslag, opbarsten of piping, beschadiging van de bekleding gevolgd door erosie van het dijklichaam en afschuiven of opdrijven van het binnentalud. In het geval van kunstwerken is gekeken naar overloop en golfoverslag, niet sluiten en constructief falen. Het pakket PCRing wordt dus gebruikt om per dijkvak de faalkans te bepalen en de bijbehorende hydraulische belasting. Het grootste probleem van toepassing van PCRing hangt samen met de grote hoeveelheid benodigde data om de kenmerken van de waterkeringen goed te kunnen karakteriseren. Vaak zijn niet alle benodigde gegevens beschikbaar en moeten aannamen worden gedaan.

4.5.2 Bepaling startmoment van bresvorming

Nadat met behulp van PC-Ring de faalkans en bijbehorende belasting zijn vastgesteld kan een willekeurige stormvloed worden doorgerekend. Aangenomen wordt dat de bres in de waterkering zich begint te vormen op het moment dat de kritieke hydraulische belasting (zoals bepaald met PC-Ring) wordt overschreden. Dit moment kan samenvallen met het bereiken van de maximale waterstand, maar kan ook eerder optreden wanneer de maximum belasting tijdens de door te rekenen stormvloed extremer is dan de kritieke belasting voor het specifieke dijkvak zoals berekend met PC-Ring.

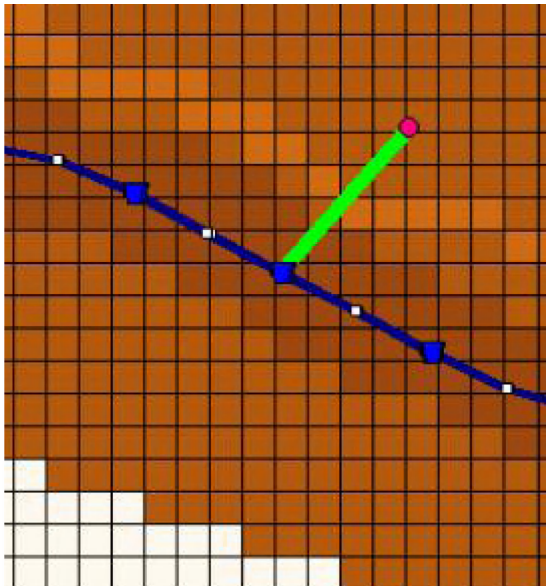
4.5.3 Simulatie van bressen

In de verschillende studies die in Nederland zijn uitgevoerd is op verschillende wijze omgegaan met bresgroei. In de meeste gevallen is gebruik gemaakt van de bresgroei formule van Verheij en van der Knaap die in SOBEK is ingebouwd (zie de volgende paragraaf en Verheij, 2003). De initiële bresbreedte wordt veelal gelijk gesteld aan 10 m, waarna wordt aangenomen dat de bres binnen 10 tot 20 minuten uitschuurt tot een diepte die gelijk is aan het achterliggende maaiveld. Vervolgens berekent SOBEK op basis van het verhang over de bres, de berekende stroomsnelheden en de opgegeven materiaaleigenschappen hoe de bresgroei verloopt in de tijd. Bij studies waar sprake is van een gevoeligheidsanalyse worden meerdere simulaties uitgevoerd waarbij gebruik kan worden gemaakt van dezelfde bresgroei formulering, maar met variaties in de materiaaleigenschappen, of van een vaste opgegeven bresbreedte. Het verloop van de bresgroei in de tijd kan eveneens door de gebruiker worden opgegeven, maar kan ook door SOBEK worden bepaald.

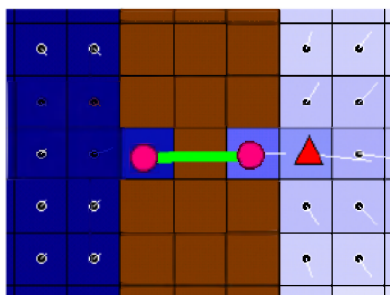
4.5.4 Implementatie binnen SOBEK (Deltares)

In SOBEK gebeurt het modelleren van bresgroei meestal via het modelleren van een volkomen overlaat. In SOBEK wordt een speciale tak gemodelleerd, met daarin een volkomen overlaat die de bres schematiseert (*"dike breach branch"*), aangestuurd door bresgroeiformules. De bresgroeivergelijking 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 4.2 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 4.3 toont het zelfde principe, maar dan vanuit een 2D gemodelleerde rivier of meer naar het achterliggende gebied. De streepjes geven de stromingsrichtingen weer.

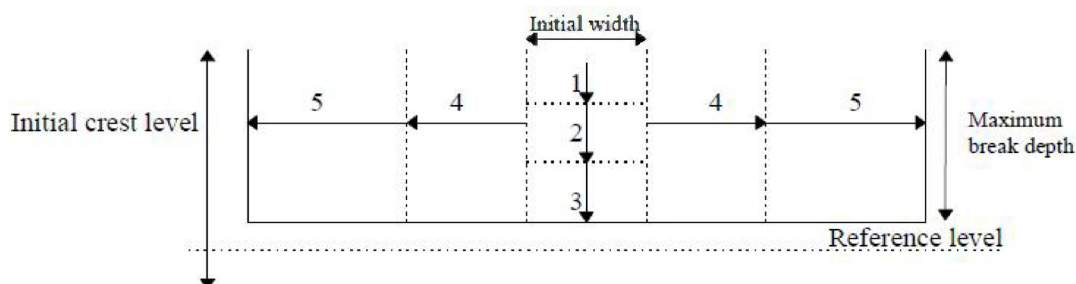


Figuur 4.2 Dijkdoorbraak vanuit 1D gemodelleerde rivier



Figuur 4.3 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 (bresinitiatie). Dit gat wordt uitgeschuurd tot op het maaiveld of een andere door de gebruiker op te geven hoogte (stap 1 t/m 3, Figuur 4.4). De tijd hiervoor nodig dient eveneens opgegeven te worden door de gebruiker. Meestal wordt hiervoor een beperkte duur aangenomen in de orde van 10 tot enkele tientallen minuten.

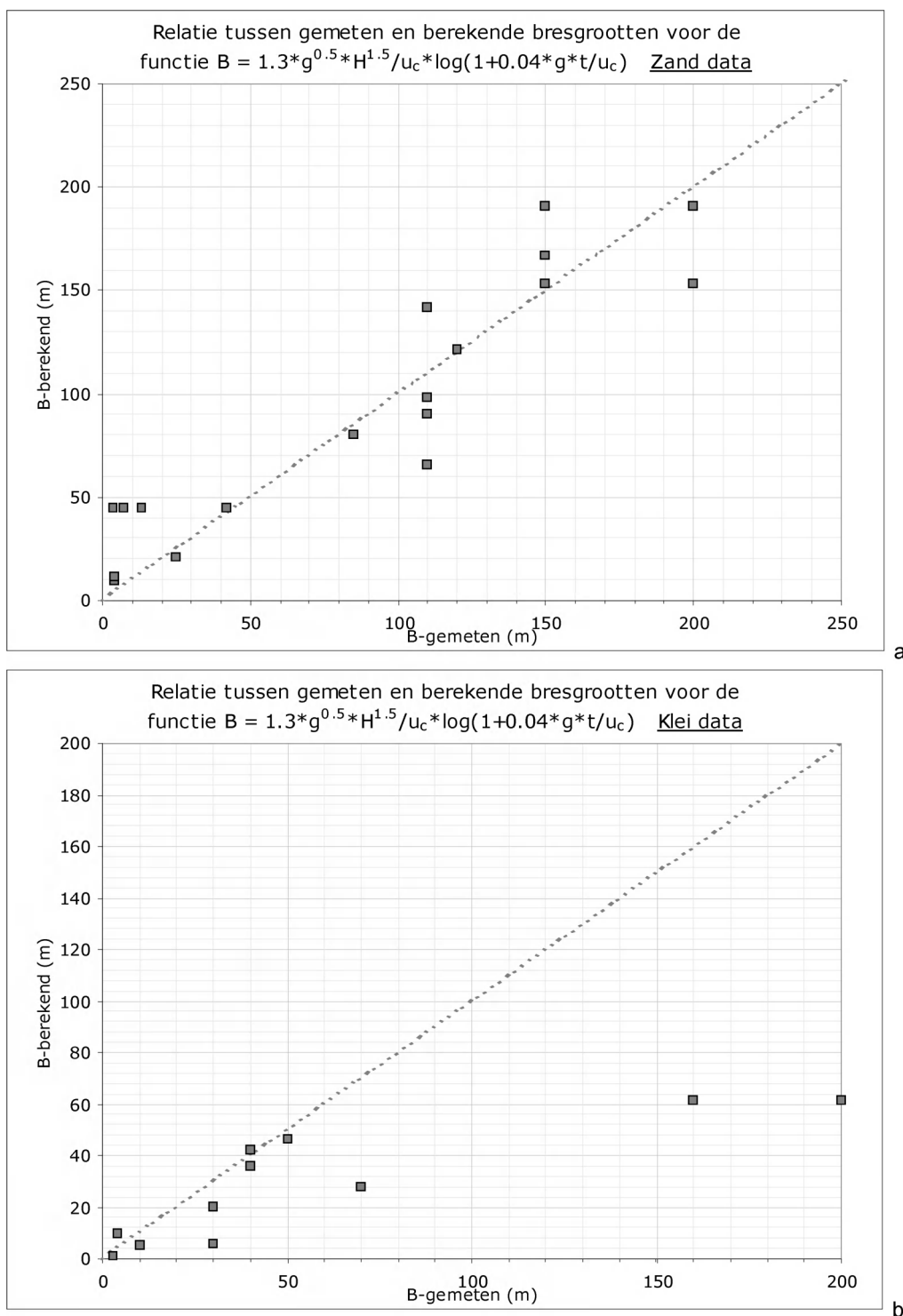


Figuur 4.4 Bresgroei modellering in SOBEK

Daarna groeit de bres in de breedte tot de maximum breedte wordt bereikt (stap 4 en 5) (bresgroei). 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 dijkeringen 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 hoeveel 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) door de bres hoe snel de bres groeit. Bresgroei stopt wanneer de stroomsnelheid tot beneden de kritieke waarde voor erosie is afgenomen.

Figuur 4.5 toont een vergelijking tussen gemeten en met SOBEK gemodelleerde bresbreedtes. De in SOBEK geïmplementeerde methode laat goede resultaten zien voor zanddijken. Voor kleidijken wijken met name de waargenomen bressen in de Wieringermeer (uitschieters naar rechts) erg af.



Figuur 4.5 Vergelijking gemeten en met SOBEK gemodelleerde bresgroei voor zanddijken (a) en kleidijken (b) (bron: Verheij, 2003)

In 2006 werd een nieuwe optie in SOBEK ingebouwd, autonome bresvorming, die het mogelijk maakt 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.

4.6 Hydrodynamische simulaties met bresinitiatie en –groei in Vlaanderen

4.6.1 Bepaling (potentiële) breslocatie(s)

Falen van een waterkering treedt op als de belasting groter wordt dan de sterkte van de waterkering. Voor het bepalen van de breslocatie(s) wordt de waterkering onderverdeeld in compartimenten. Voor elk compartiment wordt een score bepaald die de (relatieve) bresgevoeligheid weergeeft. De beschouwde faalmechanismen zijn:

- Erosie riviortalud
- Erosie landtalud (tgv. overloop en/of overslag)
- Afglijding riviortalud
- Afglijding landtalud
- Micro(in)stabiliteit
- Piping

In het kader van Actualisatie Sigmaplan werd de zogenaamde 'comparatieve faalindexmethode (Maeghe, 2004)' gehanteerd om te bepalen welke dijken waar en wanneer konden falen. Hiervoor werden een aantal karakteristieken van alle dijken binnen het studiegebied geïnterpreteerd en aan elk dijksegment scores toegekend op basis van een vijftal criteria:

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

Op basis van de samengetelde score voor de 5 criteria (faalindex) werden alle locaties geselecteerd boven een bepaalde drempelwaarde (≥ 15), die arbitrair gekozen werd. Op deze locaties werd in het hydrodynamische model een modelelement ingebouwd dat bresvorming kan simuleren (zie §4.6.4). Hiernaast kan aangenomen worden dat bij overloop over de dijkruin, elke dijk die hier niet op ontworpen is uiteindelijk een bres zal beginnen te ontwikkelen. Dit houdt in dat op alle plaatsen waar overloop kan optreden, een bresvormingsmodule in het model moet ingebouwd worden (IMDC, 2005).

Anno 2010 staat een verbeterde en uitgebreide conceptuele methode op punt waarmee per (initieel) faalmechanisme een inschatting kan gemaakt worden van de bresgevoeligheid van de dijken. Centraal staat de afweging van de (maatgevende) belasting en de (geotechnische) sterkte van de dijk (IMDC *et al.*, 2010).

4.6.2 Bepaling startmoment van bresvorming

Bressen kunnen ontstaan als de belasting (in casu de waterstand) hoger is dan de ontwerpconditie. Een logische aanname is daarom om steeds bressen te laten ontstaan op

de bresgevoelige plaatsen zodat de afstand waterpeil-kruin minder is dan de aangenomen waakhogte (IMDC, 2005).

4.6.3 Simulatie van bressen

In de Vlaamse aanpak wordt de tijdsduur voor bresinitiatie (vorming van een stroomgat) verwaarloosd. De beginhoogte van de bres (initiële kruinverlaging) is altijd 5 cm onder het peil van het startmoment. De beginbreedte van de bres bedraagt 1 m. Er wordt verondersteld dat bressen maar kunnen gevormd worden tot aan de hoogte van het maaiveld ter hoogte van de bres (IMDC, 2005).

4.6.4 Implementatie binnen MIKE11 (DHI)

MIKE heeft een 'dam break module', waarmee het bezwijken van structuren, zoals een falende waterkering of bresvorming, gesimuleerd kan worden. De 'dam break module' heeft een samengestelde vorm, waarbij er zowel stroming door de bres als stroming over de naastgelegen waterkering plaats kan vinden. Hierbij kunnen de stroomsnelheden en waterdieptes per locatie sterk verschillen. Als bresvorm wordt een trapezium voorgesteld, gedefinieerd door:

- de hoogte van de 'onderzijde' van de bres (HB)
- de breedte van de 'onderzijde' van de bres (WB)
- de gelijke helling van de bres aan de linker- en rechterzijde (S)

De verandering in geometrie van de bres en de naastgelegen dijk kan binnen MIKE11 op twee manieren berekend worden. Als eerste met behulp van tijdreeksen van geometrie verandering, gedefinieerd door de gebruiker zelf (gebaseerd op literatuuronderzoek en onderzoek van historische dijkdoorbraken). Een (beter) alternatief is het gebruik van de sedimenttransportformule van Engelund-Hansen, toegepast in MIKE. Het gebruik van één sedimenttransportformulering voor bresvorming is een belangrijke aanname, gezien een dijklichaam een complex geheel is dat bestaat uit verschillende materialen (stenen dijkbekleding, grasmat, klei/zand) met bijbehorende cohesie.

Er kan een onderscheid gemaakt worden tussen een '*erosion based breach development*' of een '*piping failure*'. Bij '*erosion based breach development*' ontstaat een bres door erosie van een dijk kruin gepaard gaande met het overstromen van de dijk. Terwijl een bres die is ontstaan door het inzakken van de waterkering als gevolg van een holte die door erosie steeds groter wordt, gemodelleerd wordt als een '*piping failure*'. De laterale erosie wordt sterk vereenvoudigd berekend met een index (Side Erosion Index, SEI) die in vaste (lineair) relatie staat met de dieptegroei. Diepte- en breedtegroei treden bijgevolg gelijktijdig op.

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

- Het ogenblik waarop de dijk kern begint te eroderen hangt in belangrijke mate af van het dijkverstevigingsmateriaal.

- De formule van Engelund-Hansen is strikt genomen uitsluitend geldig voor de beschrijving van zandtransport.

Voor de eerste mogelijkheid die Mike11 biedt, namelijk het ingeven van geometrie van de bres en de wijziging hiervan in functie van de tijd door de gebruiker zelf (relatief t.o.v. de start van de bresvorming), kunnen de parameters worden bepaald op basis van literatuuronderzoek en onderzoek van historische dijkdoorbraken (IMDC, 2005). Voor de tweede mogelijkheid is het mogelijk (noodzakelijk) om de parameters van het erosiegebaseerde bresgroeimodel te kalibreren aan de hand van andere (meer fysisch gebaseerde of beter geijkte) bresgroeiformules.

In de MKBA studie voor de actualisatie van het Sigmaplan werden voor de materiaalparameters de standaardwaarden gebruikt. Voor begingeometrie van de bres werd gekozen voor "lokale verlaging" (boven "piping"); voor SEI de waarde 1 (redenering: de maximale schade laten ontstaan niet later dan de eerste HW piek na het maximum storm HW dat de bres heeft doen ontstaan) (IMDC, 2005). In het kader van het Geïntegreerde Kustveiligheidsplan (GKVP) werd het erosiegebaseerde bresgroeimodel van MIKE11 voor een zanddijk gekalibreerd zodanig dat de berekende bresgroei (bodempeil en breedte) goed overeenstemt met de bresgroei volgens de Verheij-van der Knaap vergelijking (Vanderkimpen & Peeters, 2008).

4.7 Sterkte/zwakte-analyse

Eigenschap/parameter	MIKE11/Engelund-Hansen	SOBEK/Verheij-Van der Knaap
Hydrodynamica	Overlaat met brede kruin	Overlaat met brede kruin
	1D	1D
	Niet-verdronken en verdronken stroming	Niet-verdronken en verdronken stroming
Bresinitiatie	Initiatiefase niet expliciet in model. Ingeven geometrie stroomgat (bresinitiatie) door gebruiker.	Idem als Mike11/EH. Eventueel te omzeilen door langere duur verticale bresgroei te voorzien. (In SOBEK autonome bresvorm mogelijk via RTC-module).
Volgorde groeirichtingen	Groei tegelijkertijd in diepte en breedte.	Eerst groei in diepte, dan in breedte.
Vertikale bresgroei	Berekend met sedimenttransportvergelijking van Engelund-Hansen. Maximale diepte op te geven door gebruiker.	Groei in diepte (snelheid en maximale diepte) op te geven door gebruiker.
Horizontale bresgroei	Staat in lineair relatie met verticale bresgroei, in te geven door gebruiker.	Groei in breedte afhankelijk van dijkkenmerken en hydraulische condities volgens sedimenttransportvergelijking van Verheij- Van der Knaap.
Bresvorm	Trapezoidaal	Rechthoekig
Type model	Semi-fysisch	Conceptueel/parametrisch

Verschillende dijktypen in te geven	Geen parametersets voor diverse dijktypen beschikbaar, steeds calibratie nodig. Korreldiameter, porositeit en kritische sleepspanning dienen te worden ingegeven	Parametersets voor cohesief en niet-cohesief materiaal beschikbaar
Algemeen verloop groei	Gelijktijdig verticale en laterale bresgroei, opeenvolging van periodes met quasi-lineaire snelheden	Snelheid van laterale breedtegroei neemt af ifv. de tijd (logaritmische functie), en is afhankelijk van stroomsnelheid door bres
Faalmechanismen	Overloop en piping	Overloop
Voornaamste beperkingen	Sedimenttransportformule geldig tot snelheden van 2 m/s en strikt genomen uitsluitend voor de beschrijving van zandtransport	Empirische formule op basis van enkele cases
Meest gevoelige parameters	Side Erosion Index (SEI) en initiële afmetingen bres	Kritieke stroomsnelheid voor erosie (u_c) en verval over bres (H)

4.8 Richtlijnen bij overstromingsmodellering ingeval van bresvorming

Bresvoorspelling blijft nog steeds een belangrijke bron van onzekerheid binnen het algemene overstromingsrisicoproces. De nauwkeurigheid van voorspellende bresgroeimodellen is immers niet zo hoog als bijvoorbeeld bij stromingsmodellen. De moeilijkheid ontstaat bij het trachten te voorspellen van de complexe interacties tussen bodem, water en structuur (Van Hoestenbergh *et al.*, 2010).

Hierna volgen enkele handvaten bij de implementatie van bresgroei ingeval van overstromingsrisicoberekeningen:

- Er is geen eenvoudig beschikbare vergelijking voor de simulatie van de bodemerodeerbaarheid
- Er is de laatste 10 jaar een sterke evolutie geweest in de beschrijving en modellering van bresinitiatie en bresgroei. Er zijn echter nog belangrijke kennishiaten, zowel op onderzoeksniveau als op niveau van modelontwikkeling en –implementatie. Bij het IMPACT project werd er geopperd dat de modelnauwkeurigheid voor de voorspelling van de piekafvoer misschien $\pm 30\%$ was. Volgens FLOODsite kan dit cijfer ondertussen bijgesteld worden tot $\pm 20\text{--}25\%$. Voor alle andere aspecten van bresvoorspelling blijven de onzekerheden groot met kleinere nauwkeurigheden tot gevolg. Bestaande bresmodellen dienen bijgevolg met de nodige voorzichtigheid te worden gebruikt en enkel als indicatief te worden beschouwd. Voorlopig blijven we dan ook vastzitten aan scenarioanalyses.
- De accuraatheid van bres(groei)modellen zal verbeteren naargelang de kennis omtrent de rol van vegetatie, bodemcondities en erodeerbaarheid toeneemt.
- Vooraleer over te gaan tot de modellering van bresgroei, moet het belang van reststerkte en hiermee samenhangend bresinitiatie geanalyseerd worden:
 - Per faalmechanisme

- Per dijktype (geometrie, opbouw, ...)
 - Afhankelijk van de (duur van de) belasting
 - Afhankelijk van de bekleding en afdeklaag
 - Mogelijkheden van menselijk ingrijpen
- De verticale groei van de bres is vaak eerder kort (minder dan een uur) en functie van het faalmechanisme. De laterale bresgroei daarentegen is min of meer onafhankelijk van het (initieel) faalmechanisme en kent een grote spreiding aan groeisnelheden, veelal in de orde van 2,5 m/uur tot 25 m/uur).
- Erosiegebaseerde bresgroeimodellering biedt het voordeel dat bij droogvallen van de bressen, of bij het afnemen van de stroomsnelheid tot beneden een kritische waarde, de bresgroei stopt; dit in tegenstelling tot de tijdreeksgebaseerde groei. Ook ligt de finale bresbreedte niet op voorhand vast. Het meepakken van het waterstandsverloop en zo de start, groei en stop van de bresvorming aan de hand van de waterstanden binnen- en buitendijks (ofwel langs rivier- en landszijde) is van uiterst belang. De Nederlandse en Vlaamse modellen maken dit ook mogelijk.
- Het probleem met vereenvoudigde vergelijkingen (bvb. Verheij-van der Knaap) is dat zij slechts toepasbaar zijn voor gelijkaardige testdata en bijgevolg dijktypes en faalmechanismes. Daarom kan dit type sterk vereenvoudigde vergelijkingen enkel gebruikt worden voor dijken waarvan men zeker is dat deze gelijkaardig zijn aan de testdijken. Anderzijds vergt het gebruik van erosie-gebaseerde formuleringen (bvb. Englund-Hansen) steeds calibratie, in het bijzonder van de Side Erosion Index (SEI).
- Er moet onderscheid gemaakt worden tussen bresgroei in grond die zich cohesief (eerder klif-erosie) dan wel niet-cohesief (veeleer oppervlakte-erosie) gedraagt.
- Het al dan niet aanwezig zijn van een constructie (damplanken, oude kloosterdijk, ...) in de dijk en/of beschermd schor/voorland op het riviertalud is van groot belang voor de uiteindelijk maximale bresdiepte en zo de instromende debieten. Dat zelfde geldt naar verwachting voor de aanwezigheid van een stormberm.
- Bij het schatten van de modelparameters verhoogt ervaring (op het terrein) met bres(groei)processen de voorspellingskracht van de bres(groei)modellen.

De metingen in kader van het IMPACT-project hebben geleid tot belangrijke vaststellingen omtrent bresgroeiprocessen. De belangrijkste worden hierna opgesomd (Morris, 2006):

- De zijkanen van bressen zijn typisch verticaal in plaats van trapezoïdaal, ook voor dijken bestaand uit niet-cohesief materiaal
- 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.
- Tijdens de eerste fasen van bresvorming wordt het debiet eerder bepaald door een "boogvormige" drempel dan door de bresopening (Figuur 4.6).



Figuur 4.6 Vorming van een 'boogvormige' drempel voor de bresopening, voorgesteld door streepjeslijn (bron: FLOODsite)

- Cohesief materiaal wordt meestal geërodeerd door middel van klif-erosieprocessen (vorming van 'trappen') in plaats van door uniforme erosie van het talud.
- Onderzoek in situ en in laboratoria hebben duidelijk het belang aangetoond van de kennis en de invloed van de grondkarakteristieken en de toestand van de grond bij het voorspellen van de bresvorming. (vb. cohesie; volumegewicht; watergehalte etc.).
- Wanneer breedtegroei van de bres in 1 richting onmogelijk is (bijvoorbeeld door de aanwezigheid van een rots), wordt dit niet gecompenseerd door een grotere erosiesnelheid in de andere richting
- Vastgesteld kon worden dat sommige variaties in dijkgeometrie (zoals hellingshoek) weinig invloed hebben op het bresgroeiproces.

5 Conclusies

5.1 Maatgevende waterstandsverlopen

Het waterstandsverloop onder maatgevende omstandigheden wordt in Nederland bepaald door een trapeziumvormige stormopzet te superponeren op het gemiddelde getij. De volgende stappen worden doorlopen:

- bepaal het gemiddelde getijverloop voor de onderzoekslocatie;
- plaats een stormopzet bovenop dit gemiddelde getijverloop (de stormopzet is trapeziumvormig en heeft in de Westerschelde een standaardduur van 35 uur);
- tel de stormopzet op bij het gemiddelde getij met een faseverschil van +4,5 uur (de top van de stormopzet valt 4,5 uur na het hoogwater van het gemiddeld getij).

Bij toepassing van deze methode wordt een aantal aannames gedaan:

- De stormopzetduur in de Zuidwestelijke delta bedraagt altijd 35 uur
- Het faseverschil tussen maximum stormopzet en hoogwater is 4,5 uur
- Het verloop van de opzet kan worden beschreven met een trapeziumvorm.

Op basis van de bestudeerde literatuur wordt geconcludeerd:

- De stormopzetduur wordt mogelijk onderschat. In de literatuur zijn aanwijzingen te vinden voor een stormduur van meer dan 35 uur.
- Er zijn 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, waarbij de waterstand in het estuarium lang hoog blijft. Dit resulteert in een grotere instroom van water door de bres tijdens vloed en een geringere leegloop van de polders tijdens eb.
- Het verloop van stormopzet kan mogelijk niet altijd goed 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.

De Algemene methodologie voor het schatten en voorspellen van extreme waterloop-toestanden in bevaarbare waterlopen in Vlaanderen maakt gebruik van zogenaamde composietrandvoorwaarden, waarvoor zogenaamde waterhoogte-duur-frequentie-relaties (HDF) worden opgesteld. Aan de hand van deze relaties kan de hoogte van opeenvolgende vloedperioden worden bepaald. Door achteraf van de op deze wijze verkregen composietstorm de gemiddelde tijkromme af te trekken kan de opzet tijdens de storm worden bepaald.

Hoewel geen duidelijke trapeziumvorm in het composietopzetverloop kan worden teruggevonden, volgt na het maatgevende hoogwater een periode met sterk verhoogd laag- en hoogwater met een duur van bijna 30 uur. In het totaal is in de Vlaamse methode sprake

van een totale periode van bijna 60 uur waarover (enige) opzet merkbaar is. Deze periode is daarmee langer dan de Nederlandse periode, waarbij de totale opzetduur beperkt is tot 35 uur.

In de Vlaamse methode is formeel geen sprake van een faseverschil. Echter, doordat het hoogwater volgend op het maximum hoogwater altijd hoger is dan het hoogwater voorafgaand aan de maximum waterstand, is sprake van een asymmetrische vorm van de opzet. Dit heeft hetzelfde effect als het toegepaste faseverschil in Nederland.

De Nederlandse en de Vlaamse methode zijn beide gebruikt om het waterstandsverloop tijdens een tiental stormen te reproduceren. De bevindingen zijn samengevat in onderstaande tabel.

Tabel 5.1 Overzicht onderzochte stormperiodes

datum	max. opzet (m)	duur opzet (uur)	max. wind snelheid en - kracht (m/s en Bf)	Storm- duur* (uur)	Toepasbaarheid Nederlandse methode	toepasbaarheid Vlaamse methode
14/02/89	1.9	19	19.3 / 8	6	duur enigszins overschat, onderschatting eerste LW met enkele dm	duur fors overschat, onderschatting eerste LW met meerdere dm
15/02/89	1.7	13	17.3 / 8	<0.5	staart van stormopzet duurt langer dan methode aangeeft, onderschatting volgende LW	Duur staart van stormopzet goed voorspeld, wel overschatting waterstanden met meerdere dm
08/02/90	1.9	37	22.8 / 9	10	duur klopt, WS tijdens afgaand tij met 1 m overschat, correct tijdens opgaand tij	duur overschat, daardoor WS zowel tijdens hoog- als laagwater overschat (decimeter tot meer dan 1 m)
27/02/90	1.8	54	27.6 / 10	46	duur wordt fors onderschat, opgetreden opzet tijdens LW en opkomend tij is hoger dan verwacht	duur onderschat, opgetreden opzet tijdens LW en opkomend tij is hoger dan verwacht
01/03/90	2.0	24	26.1 / 10	13	opzetduur overschat	opzetduur overschat
12/12/90	2.1	31			duur correct, WS tijdens opkomend tij met 0,3 m onderschat, tijdens HW 0,3 m overschat	opzetduur zwaar overschat, onderschatting (0,7m) voorafgaand aan en overschatting (tot > 1m) volgend op maximum opzet
21/02/93	2.7	30	21.8 / 9	8	duur correct, onderschatting opzet tijdens HW	duur overschat, WS na maximum opzet met 1 m overschat
14/11/93	2.1	31	24.0 / 9	22	duur en waterstanden kloppen beide vrij goed	duur overschat, onderschatting (1m) voorafgaand aan en overschatting (1m) volgend op maximum opzet
28/01/94	2.0	40	23.8 / 9	29	duur iets onderschat, opzet tijdens LW ongeveer 0,5 m	waterstanden tijdens stormvloed correct, overschatting

					onderschat	stormduur leidt tot overschatting WS na afloop van storm met 0,5 tot 1,5 m
04/04/'94	1.7	22	23.5 / 9	2	duur fors overschat, opzet overschat met 1 m voor het moment van max. opzet en 0,5 m daarna	waterstanden tijdens stormvloed correct, overschatting stormduur leidt tot overschatting WS na afloop van storm met 0,5 tot 1,0 m

* stormduur is gedefinieerd als de periode waarbij sprake was van windkracht 8 of meer

Het toetsen van beide methoden aan de hand van tien waargenomen stormen leidt tot de volgende conclusies:

- De opgetreden stormopzetduren variëren sterk. De Nederlandse methode onderschat de stormopzetduur 4 maal. Een overschatting van de duur is 2 maal waargenomen. In 4 gevallen was de duur correct voorspeld. De periode waarbinnen sprake is van sterke opzet is bij de Vlaamse methode ongeveer even lang als bij de Nederlandse. Echter, omdat de Vlaamse methode uitgaat van een langer duur, is het aantal stormopzetduren dat is onderschat geringer: slechts 1 maal. De duur wordt echter in de meeste gevallen overschat. In 2 gevallen is de duur correct weergegeven.
- Omdat zowel de totale stormduur als de duur van de maximale opzet in de Vlaamse methode langer zijn dan in de Nederlandse methode neemt de kans op overschatting van de waterstanden (vooral na maximum opzet) toe. Bij de onderzochte stormen was dit 5 maal het geval. De Nederlandse methode leidde slechts in 1 geval tot een forse overschatting van de waterstanden. De Nederlandse methode heeft eerder de neiging om de waterstand, vooral bij laagwater, te onderschatten. Dit gebeurde 6 maal. Bij de Vlaamse methode was slechts in 3 gevallen sprake van een onderschatting van het waterstandsverloop.

Overschatting van de duur en de hoogte van de opzet (vooral volgend op maximum opzet) zoals dat bij de Vlaamse methode veel is waargenomen leiden in het geval van overstromingsmodellering door bresvorming tot een overschatting van de instroming van water en een onderschatting van de uitstroming tijdens laagwater. Het overstroomde gebied zal omvangrijker zijn en de waterdiepten zullen eveneens zijn overschat.

De Nederlandse methode onderschat in veel gevallen de stormopzet. Dit leidt tot een onderschatting van het overstroomd gebied en optredende waterdiepten. De onderschatting van de opzet tijdens laagwater leidt tot een grotere uitstroom van water uit de overstroomde polders terug naar de Westerschelde. Ook dit leidt tot een onderschatting van het overstroomd gebied en de te verwachte waterdieptes.

De onderzochte stormen hoeven niet noodzakelijkerwijs representatief te zijn voor de maatgevende stormvloed. Omdat dergelijke zeer extreme stormvloed (gelukkig) niet zijn waargenomen valt niet te zeggen of de in Nederland en Vlaanderen gebruikte methoden in staat zijn het verloop van de waterstand onder dergelijke omstandigheden correct weer te geven.

Hoewel de Vlaamse en Nederlandse waterstandsverlopen gebaseerd zijn op uiteenlopende uitgangspunten, blijkt de (centrale) stormopzet enigszins gelijk te lopen zowel wat de duur (circa 35 u) als wat het moment van (sterk) verhoogde opzet (resultierend in een hoog LW na MHW) betreft. Wel wordt opgemerkt dat beide methoden impliciet uitgaan van een positief

asymmetrisch verloop van de opzet rond het eigenlijke hoogwater, waardoor het hoogwater volgend op de maximum waterstand hoger is dan het hoogwater voorafgaand aan de maximum waterstand. Ook houdt geen van beide methoden rekening met de interactie tussen stormopzet en getij, wat in werkelijkheid resulteert in een relatief grote opzet tijdens eb en opgaand tij en een relatief lage opzet tijdens vloed en afgaand tij. Dit is waarschijnlijk een belangrijke reden waarom de Nederlandse methode de waterstand tijdens laagwater relatief vaak onderschat. Doordat de Vlaamse methode uitgaat van een langere stormopzetduur is dit effect hier minder groot (de langere duur leidt eerder tot een overschatting van de waterstanden volgend op het maximum hoogwater). Indien de duur gelijk wordt gesteld aan de in Nederland gebruikte stormopzetduur zouden de waterstanden tijdens eb bij de Vlaamse methode nog lager uitvallen dan bij de Nederlandse. Dit komt doordat bij de Vlaamse methode gebruik wordt gemaakt van een relatie tussen hoogwaterstand en getijverschil, waarbij het getijverschil toeneemt naarmate de hoogwaterstand hoger is (bij de Nederlandse methode wordt het getijverschil constant verondersteld).

Samengevat kan worden gesteld dat het verloop van de waterstand tijdens een stormvloed afhankelijk is van:

- de maximum opzet;
- het faseverschil tussen de maximum opzet en het getij;
- de duur van de stormopzet;
- het verloop (de vorm) van de opzet.

Bij zowel de Nederlandse als de Vlaamse methode is de maximum opzet een gegeven.

In de Nederlandse methode gaat men uit van een vast faseverschil van +4,5 uur, waarbij de maximum stormopzet 4,5 uur na hoogwater valt. Bij de Vlaamse methode is geen sprake van een faseverschil tussen maatgevend hoogwater en maximum opzet. Echter, doordat de methode aanneemt dat het hoogwater volgend op de maximum waterstand altijd hoger is dan het hoogwater voorafgaand aan de maximum waterstand is impliciet toch sprake van een positieve scheefheid (of asymmetrische opzet). De in beide methoden aangenomen asymmetrie in de opzet, blijkt niet uit waargenomen stormen en kon ook niet worden onderbouwd aan de hand van de bestudeerde literatuur.

Uit de vergelijking met enkele waargenomen stormen blijkt de enorme variatie in waargenomen stormopzet, waarbij kan afgevraagd worden wat de relevantie is van het gebruik van 1 (synthetisch) waterstandsverloop.

5.2 Bresvorming

Uit berekeningsresultaten is vast te stellen dat de impact van bresvorming op de schade enorm is. De voorspelling van bresvorming blijft echter een belangrijke bron van onzekerheid binnen het algemene overstromingsrisicoproces. Eerst dienen (potentiële) breslocaties geïdentificeerd, vervolgens het moment van falen alsook de aanwezige reststerkte ingeschat en tot slot het eigenlijke bresgroeiproces beschreven te worden.

Er is de laatste 10 jaar een sterke evolutie geweest in de beschrijving en modellering van bresinitiatie en bresgroei. Er zijn echter nog belangrijke kennishiaten, zowel op onderzoeksniveau als op niveau van modelontwikkeling en -implementatie. Bestaande

bresmodellen dienen bijgevolg met de nodige voorzichtigheid te worden gebruikt en enkel als indicatief te worden beschouwd.

De accuraatheid van bres(groei)modellen zal verbeteren naargelang de kennis omtrent de rol van vegetatie, bodemcondities en erodeerbaarheid toeneemt. Onderzoek in situ en in laboratorium hebben duidelijk het belang aangetoond van de kennis en de invloed van de grondkarakteristieken en de toestand van de grond bij het voorspellen van de bresvorming. Monitoring van (actuele toestand van) dijken dmv. niet-destructieve methoden (innovatieve sensortechnologie, geofysische technieken, satellietradartechnologie, ...) biedt inzicht in de veranderende omstandigheden waarin dijken zich bevinden en draagt zo bij tot het correct(er) inschatten van bresparameters.

Het meepakken van het waterstandsverloop (als aandrijvende kracht voor bresvorming, -initiatie en -groei) en zo de start, groei en stop van de bresvorming aan de hand van de waterstanden binnen- en buitendijks (ofwel langs rivier- en landszijde) is van uiterst belang. De Nederlandse en Vlaamse modellen maken dit mogelijk.

Eenvoudige vergelijkingen zoals Verheij-van der Knaap maar zeker ook erosie-gebaseerde formuleringen zoals Engelund-Hansen vergen calibratie aan de hand van testdata en/of andere (meer fysisch gebaseerde of beter geijkte) bresgroeiformules. Fysisch gebaseerde bresgroei modellen noodzaken evenzeer data ter validatie van de aannames en achterliggende procesbeschrijvingen. Een lans wordt gebroken voor enerzijds het organiseren van bresproeven (op reële schaal) en anderzijds het opstarten van grootschalige meetcampagnes naar de actuele toestand van dijken om zo faaltrajecten meer gedetailleerd te kunnen inrekenen.

6 Referenties

- Alkyon (1999). Parameterisatie en gevoeligheidsonderzoek Durosta Model. Rapport A116.
- Argoss (1997). Modelling statistics of storm duration to assess the reliability of dunes as flood protection - preliminary investigation. Argoss report RP_A69.
- Asselman, N, Coen, L., Diermanse, F., Groeneweg, J., Jeuken, C., Peeters, P., Pereira, F., Sperna Weiland, F., Vanlede, J., Viaene, P. (2007) Koploperproject LTV-O&M- Thema Veiligheid - deelproject 2: Sterkte-zwakte analyse van de methoden waarmee de maatgevende condities en de fysische gevolgen van overstromingen langs het Schelde estuarium worden bepaald in Nederland en in Vlaanderen. WL|delft hydraulics rapport Z4384.
- Asselman, N., Coen, L., Peeters, P., Vatvani, D., Verhoeven, G. (2009). LTV-O&M thema Veiligheid, deelproject 2: Vergelijking Nederlandse en Vlaamse (maatgevende) waterstandsverlopen en modelleringswijzen voor de bepaling van de overstromingskarakteristieken bij een doorbraak langs het Schelde-estuarium. Deltares rapport 1200251-000-ZKS-0004.
- Berlamont, J., Willems, P., Qvick, A., Vaes, G., Feyen, J., Christiaens, K. (2000). Algemene methodologie voor het modelleren van de waterafvoer in bevaarbare waterlopen in Vlaanderen. Studie in opdracht van de Administratie Waterwegen en Zeewezen – afdeling Waterbouwkundig Laboratorium en Hydrologisch Onderzoek.
- Bijlsma, A.C. (1989). Investigation of surge-tide interaction in the storm surge model CSM-16. WL report Z0311.
- Calle, E.O.F. (2002). Dijkdoorbraakprocessen definitief. Geodelft.
- Deltacommissie (1961). Eindverslag en interimadviezen.
- Den Heijer, F. (1996). Globale indicatie van het waterstandverloop onder maatgevende omstandigheden.
- De Reus, J.H. (1981). Waterstandsverloop gedurende een superstormvloed. RWS notitie WWKZ-81.H242.
- De Ronde, J.G. (1985). Wisselwerking tussen opzet en vertikaal getij. RWS nota GWIO 85.003.
- De Valk, C.F., Steezel, H.J. (1997). Modelling statistics of storm duration to assess the reliability of dunes as flood protection - preliminary investigation. Argoss report RP_A69.
- Hanson, G.J., Hunt, S.L. (2007). Lessons learned using laboratory jet testing method to measure soil erodibility of compacted soils. Journal of applied engineering in agriculture (ASABE), Vol. 23 (No. 3), pp. pp. 305-312.

- Hassan, M.A.A.M., Morris, M.W. (2008). IMPACT Project field tests data analysis, FLOODsite Report T04-08-04.
- IMDC (2004). Opstellen van alle randvoorwaarden voor de toepassing van de compositiethydrogrammethode in het IJzerbekken. I/RA/11235/03.020/JBL.
- IMDC (2005). MKBA voor de actualisatie van het Sigmaplan, Deelopdracht 1: Faserapport 1. Compositietrandvoorwaarden. IMDC rapport RA14082/03.055.
- IMDC (2010). Toegepaste methodologieën voor de generatie van maatgevende randvoorwaarden voor de Zeeschelde. iov. Waterbouwkundig Laboratorium: Borgerhout, België.
- IMDC ism. TDE ism. Jan Maertens (2010). Onderzoek naar de bresgevoeligheid van de Vlaamse winterdijken. iov. Waterbouwkundig Laboratorium: Borgerhout, België.
- Jacobse (2007). Analyse stormtermen Deel 1: achtergronden, verschillen en synthese termen stormseizoen, stormduur en opzetduur. Rapport Royal Haskoning 9S8601.A01.
- Janssen, H. (1990). Optimalisatie verdelingen voor max. opzet als functie van de faseverdeling (memo met kenmerk SVKW-TOC-90.016).
- Knoeff J.G., Verheij H.J. (2003). Residual strength after initial failure by overflow/overtopping (Delft Cluster).
- Maeghe, K. (2004). Het gebruik van numerieke modellen bij de bepaling van overstromingsgebieden. Interne WL-nota. Waterbouwkundig Laboratorium: Borgerhout, België.
- Meyvis, L., Claessens, J. (1994). Overzicht van de tijwaarnemingen in het Zeescheldebekken gedurende het decennium 1981-1990. Antwerpse Zeehavendiensten, Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat (2005). Veiligheid Nederland in Kaart – hoofdrapport onderzoek overstromingsrisico's.
- Morris, M.W., Hassan, M.A.A.M. (2005). IMPACT: Breach formation technical report (WP2). IMPACT. www.impact-project.net.
- Morris, M.W., Hanson, G.J., Vaskinn, K.A. (2006). 'Recent advances in predicting breach formation through embankment dams', 22nd International Congress on Large Dams (ICOLD), Barcelona, Spain, June 2006.
- Peeters, P.; Van Hoestenbergh, T.; Vincke, L., Mostaert, F. (2010). Faaltrajecten per dijktipe: Van primaire faalmechanismen tot aan dijkdoorbraak. (in voorbereiding). WL Rapporten, 706_08c. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen, België.
- RWS RIZA (2007). Achtergrondrapport HR2006 voor de Benedenrivieren. Thermometer-randvoorwaarden 2006. RWS RIZA rapport 2007.023.

- Sas, M. (1979). Gebruik van de simulatietechniek ter bepaling van overschrijdingsfrequenties van de extreme hoogwaterstanden op de Schelde. KULeuven 06-HY-03.
- 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.
- Tijssen, A., Diermanse, F. (2009). Stormopzetduur en stormduur bij Hoek van Holland - SBW-Belastingen. Deltares rapport 1200264-001-HYE-0008.
- 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.
- Van Weerden, J.J., Janssen, J.P.F.M., Vrijling, J.K. (1987). Effect variatie opzetduren op de hoogwaterstanden in het noordelijk deltabekken. DBW/RIZA nota 87.054.
- Vanderkimpfen, P., Peeters, P. (2008). Geïntegreerd kustveiligheidsplan: Kalibratie bresgroeimodel (revisie). WL Interne nota, 718_02a. Waterbouwkundig Laboratorium: Antwerpen, België.
- Verheij, H. (2003). Aanpassen van het bresgroeimodel binnen HIS-OM. Rapport WL|Delft Hydraulics Q3299.
- Willems, P. (2007). Waterloopmodellering. Aangepaste versie 2007 van de "Algemene Methodologie voor de Administratie Waterwegen en Zeewezen – afdeling Waterbouwkundig Laboratorium en Hydrologisch Onderzoek". Laboratorium voor Hydraulica, K.U.Leuven.
- Wolf, J. (1978), Interaction of tide and surge in a semi-infinite uniform channel, with application to surge propagation down the east coast of Britain. Appl. Math. Modelling, 2, 245-253.
- Zhu, Y. (2006). Breach growth in clay dikes. Delft University of Technology, Delft, The Netherlands. PhD.