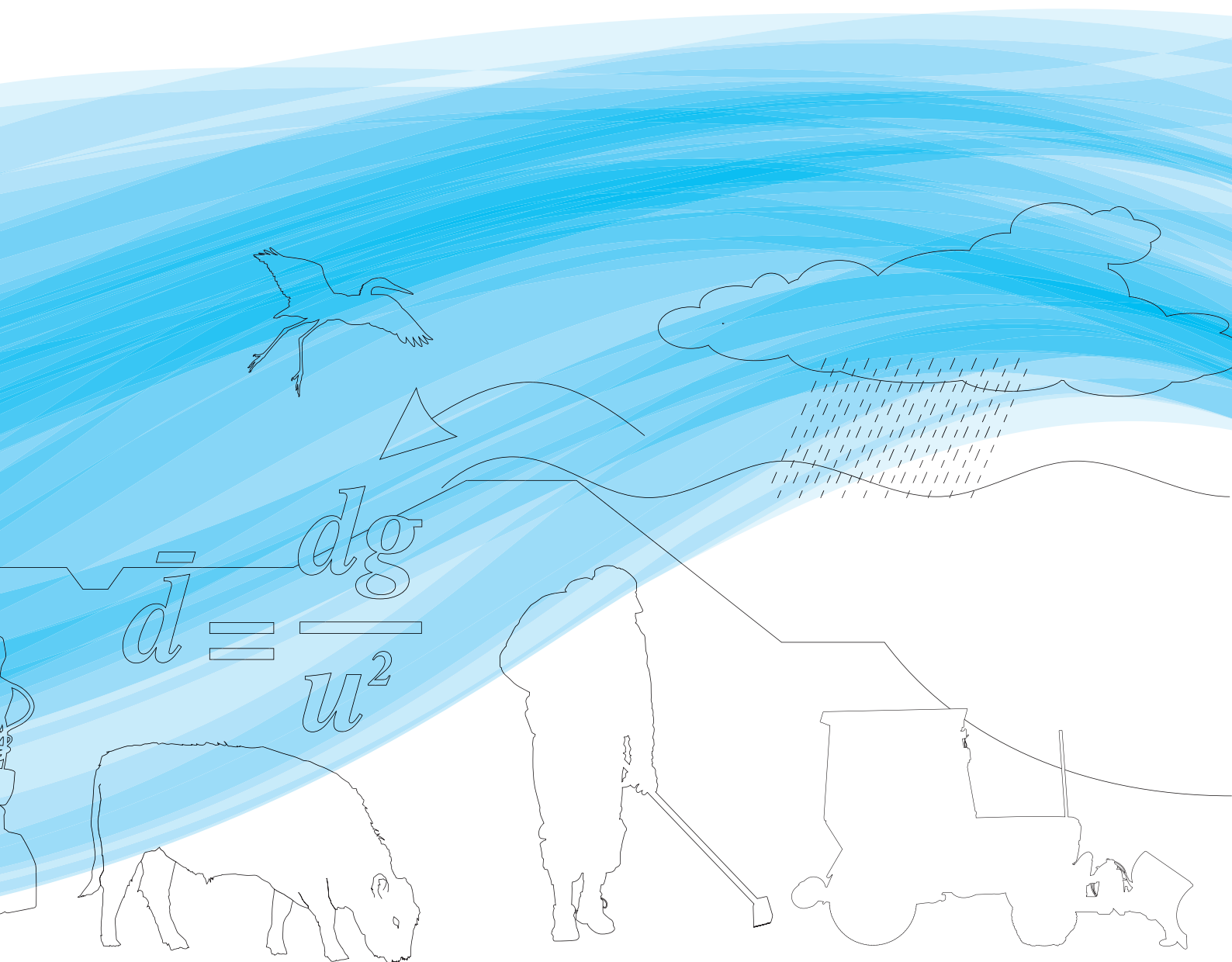


TECHNISCH RAPPORT ONTWERPBELASTINGEN VOOR HET RIVIERENGEBIED



TECHNISCH RAPPORT
ONTWERPBELASTINGEN
VOOR HET
RIVIERENGEBIED



INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	9
1.1	Doel en kader	10
1.2	Doelgroep en toepassingsgebied	10
1.3	Relevante publicaties	11
1.4	Totstandkoming van het technisch rapport	11
1.5	Leeswijzer	12
1.6	Definities	12
1.7	Wijzigingen en aanvullingen	14
2	Beschrijving van het rivierengebied t.b.v. ontwerpbelastingen	15
2.1	Inleiding	16
2.1.1	Bovenrivierengebied	16
2.1.2	Benedenrivierengebied	17
2.1.3	IJssel- en Vechtdelta	19
3	Historie van de ontwerpbelastingen	21
3.1	Geschiedenis van de veiligheidsnormen	22
3.2	Omgaan met onzekerheden voor de Rijntakken, een terugblik	24
3.3	Waterstanden en kruinhoogten	25
4	Drijvende krachten achter de hydraulische belastingen	27
4.1	Inleiding	28
4.2	Rivierafvoer	28
4.2.1	Boven-Rijn (Lobith)	29
4.2.2	Maas (Borgharen)	29
4.2.3	Overijsselse Vecht (Dalfsen)	29
4.3	Zijdelingse toestroming	29
4.4	IJsselmeerpeil	30
4.5	Zeewaterstand	30
4.6	Wind	31
4.7	IJs	33

5	Uitgangspunten	35
5.1	Veiligheidsbenadering	36
5.2	Ontwerpwindnelheden bovenrivieren	37
5.3	Robuust ontwerpen	37
5.4	Instrumenten	38
6	Faalmechanismen en de hydraulische belastingen	39
7	Hydraulische belastingen	45
7.1	Algemeen	46
7.2	Maatgevende Hoogwaterstand (MHW)	46
7.2.1	Bovenrivieren	47
7.2.2	Benedenrivieren	48
7.2.3	IJssel- en Vechtdelta	49
7.3	Bepaling maatgevend hydraulisch belastingniveau voor golfoverslag	51
7.3.1	Algemeen	51
7.3.2	Golfoverslag	51
7.3.3	Maatgevend hydraulisch belastingniveau bovenrivieren	52
7.3.4	Maatgevend hydraulisch belastingniveau benedenrivieren	54
7.3.5	Maatgevend hydraulisch belastingniveau IJssel- en Vechtdelta	54
7.4	Waterstandsverloop	54
7.5	Waterstand bij snelle val	55
7.6	Binnenwaterstand	55
7.7	Lage buitenwaterstanden	56
7.8	Buistoten, bui-oscillaties en seiches	57
7.9	Golven	57
7.9.1	Algemeen	57
7.9.2	Golfberekeningsmethoden	58
7.9.3	Toepassing golfmodellen voor rivieren	59
7.10	Golfbelasting voor bekledingen	59
7.10.1	Bovenrivieren	59
7.10.2	Benedenrivieren	60
7.10.3	IJssel- en Vechtdelta	60
7.11	Stroming langs de waterkering	60
7.11.1	Algemeen	60
7.11.2	Steenbekledingen	60
7.11.3	Grasbekleding	61
7.11.4	Wijze van bepalen	61
7.12	Extreme neerslag	61
8	Overige belastingen	63
8.1	Algemeen	64
8.2	Eigen gewicht	65
8.3	Verkeer	65
8.4	Scheepsgolven	66
8.5	Aardbevingen	66

9	Ontwerpbelastingen	69
9.1	Algemeen	70
9.2	Veranderingen van het klimaat	71
9.2.1	Temperatuur	71
9.2.2	Neerslag	72
9.2.3	Zeespiegel	72
9.2.4	Wind	73
9.3	Afvoer	74
9.3.1	Maatgevende afvoer	74
9.3.2	Afvoerstatistiek	76
9.3.3	Zijdelingse toestroming Rijn, Maas en Vecht	78
9.4	Zeewaterstand	78
9.4.1	Wind-waterstandstatistiek	78
9.4.2	Stormopzetduur en stormverloop benedenrivieren	79
9.5	IJsselmeerpeil	80
9.5.1	Gevolgen zeespiegelrijzing voor het IJsselmeer	80
9.5.2	Meerpeilstatistiek	80
9.5.3	Stormduur IJsselmeer	81
9.6	Binnenwaterstand	81
9.7	Lage buitenwaterstanden	81
9.8	Beheer stormvloedkeringen	81
9.9	Inrichting en geometrie	82
9.9.1	Algemeen	82
9.9.2	PKB Ruimte voor de Rivier en de langetermijnvisie	82
9.9.3	Integrale Verkenning Maas 2	84
9.9.4	Vechtdelta	85
9.10	Gevolgen voor het berekenen van de hydraulische belastingen	85
10	Instrumenten voor de bepaling van de ontwerpbelasting	89
10.1	De Hydra-familie	90
10.2	Hydra-structuur	91
10.3	Rolverdeling	92
10.4	Hydra-berekeningen voor ontwerpstudies	93
11	Beperkingen huidige inzichten	95
11.1	Algemeen	96
11.2	Wind	96
11.2.1	Windstatistiek	96
11.2.2	Ontwerpwindnelheden bovenrivieren	96
11.2.3	Open water wind versus potentiële wind	97
11.3	Golven	97
11.3.1	Waarnemingen van golven op de rivieren	97
11.3.2	Betrouwbaarheid golfgroei-kromme Bretschneider	98
11.3.3	Interactie met stroming	98
11.3.4	2D golfmodel	99
11.4	Toelaatbaar golfoverslagdebiet	99
11.5	Dwarsopwaaiing	99
	Literatuur	100

Bijlagen	105
Bijlage A Dijkkringgebieden	106
Bijlage B Veiligheidsnormen dijkkringgebieden	108
Bijlage C Probabilistisch model van het benedenrivierengebied	110
C.1 Algemeen	110
C.2 Het probabilistisch model van het benedenrivierengebied in hoofdlijnen	110
C.2.1 Algemeen	110
C.2.2 Berekening van de getijkans	111
C.3 Schematisatie stochasten afvoer	116
C.4 Schematisatie stochast zeewaterstand	117
C.5 Schematisatie stochast wind	119
C.6 Schematisatie stochast stormvloedkeringen Maeslant- en Hartelkering	120
C.7 Kansverdeling afvoer	120
C.8 Wind-waterstandstatistiek	121
C.9 Kansen gedrag stormvloedkeringen	124
C.10 Referenties	126
Bijlage D Probabilistisch model van de IJssel- en Vechtdelta	128
D.1 Algemeen	128
D.2 Waqua-berekeningen	129
D.3 Hydraulische belasting	130
D.4 Afvoer- en meerpeiltrapezia	130
D.5 Basisformules probabilistisch model	131
D.6 Benodigde trapeziumparameters en statistische gegevens	133
D.7 Referenties	134
Bijlage E Golfberekeningen volgens eenvoudige benadering	136
E.1 Algemeen	136
E.2 Golfgroei	136
E.3 Invloed van vegetatie	139
E.4 Vertaling naar de waterkering	140
E.5 Complexe situaties	142
E.6 Omrekening golfparameters	142
E.7 Referenties	143
Bijlage F Werklijnen Lobith en Borgharen	144
Colofon	148

Figuren

Figuur 1.1	Definitieschets basisbegrippen bij de bepaling van de aanleghoogte	12
Figuur 1.2	Definitieschets aanvullende begrippen bij de bepaling van de aanleghoogte	13
Figuur 2.1	Benedenrivierengebied: Zeegebied (Z), overgangsgebied (O) en rivierengebied (R)	18
Figuur 2.2	IJssel- en Vechtdelta	19
Figuur 6.1	Faalmechanismen van dijken	40
Figuur 7.1	Dwarsdoorsnede door een dijk	51
Figuur 7.2	Ontwerpwaarden voor de windsnelheid volgens de stations Deelen en Herwijnen	53
Figuur 7.3	Voorbeeld vereenvoudigd golfspectrum	58
Figuur 8.1	Diepe scheuren in de grond langs de Maas bij Roermond na de aardbeving van 13 april 1992	67
Figuur 9.1	Zeespiegelstijging 1900-2005	73
Figuur 10.1	Basisopzet Hydra modellen	91
Figuur A.1	Dijkringgebieden	106
Figuur A.2	Dijkringgebieden Maas	107
Figuur C.1	Schema berekening getijkans	112
Figuur C.2	Onderverdeling standaardafvoergolf, van de afvoeren in de golf die groter zijn dan q_g	114
Figuur C.3	Schematisatie stormopzet	118
Figuur C.4	Stormopzetverloop, gecombineerd met het getij	118
Figuur C.5	Schematisatie windverloop	119
Figuur C.6	Principe correlatie	123
Figuur C.7	Kans op geopende sv keringen	125
Figuur D.1	Afvoer- en meerpeiltrapezia	131
Figuur D.2	Afvoer- en meerpeiltrapezium met 12-uursperiode i	133
Figuur E.1	Principeschets effectieve strijklengte	138
Figuur E.2	Schema voor de bepaling van de effectieve strijklengte	138
Figuur E.3	Damtypes in de Hydramodellen	140

Tabellen

Tabel 2.1	Verbindende waterkeringen	20
Tabel 6.1	Relatie faalmechanismen en belastingen	42
Tabel 7.1	Schema belastingcombinaties benedenrivierengebied	48
Tabel 7.2	Schema belastingcombinaties IJssel- en Vechtdelta	50
Tabel 9.1	WB21 Klimaatscenario's	71
Tabel 9.2	Klimaatscenario's KNMI 2006	72
Tabel 9.3	Toename 10 daagse neerslagsom WB21 en KNMI 2006	72
Tabel 9.4	Zeespiegelstijging WB21 en KNMI 2006	73
Tabel 9.5	Extreme afvoeren WB21 scenario's: 1/1250 rivierafvoer in het jaar 2100	74
Tabel 9.6	Extreme afvoeren KNMI 2006 scenario's: 1/1250 rivierafvoer in het jaar 2050 en 2100	75
Tabel 9.7	Aanbevolen 1/1250 rivierafvoeren 2050 en 2100	75
Tabel 9.8	Globale toename afvoer Overijsselse Vecht	76
Tabel 9.9	Coëfficiënten werklijnen Rijn en Maas	77
Tabel 9.10	Stijging gemiddelde IJsselmeerpeilen (winter) in 2050 en 2100 bij de WB21 scenario's	80
Tabel 9.11	Afvoerverdeling lange termijn Rijntakken (m^3/s)	83
Tabel 9.12	Indicatie verhoging maatgevende waterstanden ten opzichte van HR 1996 (m)	84
Tabel 9.13	Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in het Benedenrivierengebied (gebruik Hydra-B/SOBEK)	86

Tabel 9.14	Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in het Bovenrivierengebied (gebruik Hydra-R/WAQUA)	86
Tabel 9.15	Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in de IJssel- en Vechtdelta (gebruik Hydra-VIJ/WAQUA)	87
Tabel 10.1	De Hydra familie	90
Tabel B.1	Dijkringgebieden in het bovenrivierengebied	108
Tabel B.2	Dijkringgebieden in het benedenrivierengebied	109
Tabel B.3	Dijkringgebieden in de IJssel- en Vechtdelta	109
Tabel C.1	Mediane afvoeren van de Maas	117
Tabel C.2	Mediane afvoeren van de Rijn	117
Tabel C.3	Momentane windrichting	122
Tabel D.1	Combinaties van met WAQUA doorgerekende waarden	129
Tabel D.2	Trapeziumparameters uit Hydra-VIJ	134

01 / INLEIDING



Grensmaas: Luchtfoto hoogwater 1995, Itteren vanuit westelijke richting gezien

01 /

INLEIDING

1.1 Doel en kader

De Leidraad Rivieren (ENW¹, 2007) vervangt de voormalige TAW² leidraden voor het ontwerpen van rivierdijken van 1985 (deel 1, bovenrivieren) en van 1989 (deel 2, benedenrivieren). Deze twee leidraden zijn in de afgelopen twintig jaar de basis geweest voor versterking van bijna alle rivierdijken in Nederland. Sinds het uitbrengen van de twee leidraden zijn er op tal van terreinen nieuwe inzichten ontstaan die maakten dat de oude leidraden aan vervanging toe waren.

De technische onderbouwing van de leidraad is beschreven in zogenaamde technische rapporten (TR). Tegelijk met de Leidraad Rivieren zijn twee nieuwe technische rapporten geschreven: het onderhavige TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied en het TR Ruimtelijke Kwaliteit. Deze twee technische rapporten zijn onlosmakelijk verbonden met de Leidraad Rivieren. Bovendien is tegelijkertijd met de Leidraad Rivieren een addendum op het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG; TAW, 2001) uitgebracht. Het Technisch Rapport Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied is een hulpmiddel bij het vaststellen van de belastingen waarmee rekening dient te worden gehouden in een technisch ontwerp van een waterkering of rivierverruiming. De kern wordt gevormd door de hydraulische belastingen maar er is ook aandacht voor belastingen die niet direct door water worden veroorzaakt, bijvoorbeeld belastingen ten gevolge van verkeer. Van al deze belastingen wordt beschreven hoe met deze belastingen in het ontwerpen van rivierdijken moet worden omgegaan. Een deel van de hydraulische belastingen kan ook gebruikt worden voor het ontwerpen van een rivierverruimingsmaatregel.

1.2 Doelgroep en toepassingsgebied

Het TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied is geschreven voor iedereen die beroepsmatig betrokken is bij het maken, volgen of begeleiden van het technisch ontwerp van een waterkering of een rivierverruimingsmaatregel.

Dit technisch rapport is van toepassing op de Nederlandse rivieren die in de *Wet op de waterkering* tot het buitenwater worden gerekend (boven- en benedenrivierengebied alsmede de IJssel- en Vechtdelta). Zie ook hoofdstuk 3.

¹ Het Expertise Netwerk Waterkeren (ENW).

² Het ENW heeft een aantal taken van de opgeheven Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW) overgenomen en kan beschouwd worden als de opvolger van de TAW.

1.3 Relevante publicaties

Het TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied is onderdeel van de ENW/TAW publicaties die gebruikt worden bij het ontwerpen van waterkeringen of rivierverruimingsmaatregelen. In het technisch rapport wordt veelvuldig verwezen naar ENW/TAW publicaties en publicaties van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat. Een overzicht van gerelateerde publicaties is gegeven in Tabel 1.1.

Tabel 1.1 Relevante publicaties

Algemene leidraden en voorschriften	Jaar
Handreiking Constructief Ontwerpen	1994
Grondslagen voor waterkeren	1998
Voorschrift Toetsen op Veiligheid	2007
Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor het toetsen van primaire waterkeringen	2007
Leidraden (LD)	Jaar
LD Bodemonderzoek in en nabij waterkeringen	1988
LD Zee- en meerdijken	1999
LD Zandige Kust	2002
LD Kunstwerken	2003
LD Rivieren	2007
Technische Rapporten (TR)	Jaar
Algemeen	2001
- TR Waterkerende Grondconstructies (TRWG)	
Bekleding	
- TR Erosiebestendigheid van Grasland als dijkbekleding (TREG)	1998
- TR Asfalt voor Waterkeren (TRAW)	2002
- TR Steenzettingen (TRS)	2003
Belastingen	
- TR Golfploop en Golfoverslag bij dijken (TRGG)	2002
- TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied (TROB)	2007
Grondmechanische aspecten	
- TR Zandmeevoerende Wellen (TRZW)	1999
- TR Waterspanningen bij Dijken (TRWD)	2004
- Addendum bij het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (AWG)	2007

Soms wordt nog geciteerd uit de oude Leidraden voor het Ontwerpen van Rivierdijken deel 1 en deel 2. In het vervolg worden deze aangeduid met respectievelijk LOR1 en LOR2.

1.4 Totstandkoming van het technisch rapport

Dit TR Ontwerpbelastingen voor het rivierengebied is opgesteld in opdracht van Ministerie van Verkeer en Waterstaat, DG Water onder auspiciën van het ENW. Het project was onderdeel van het project 'Leidraad Rivieren' waarvan Alex Hooijer, namens Rijkswaterstaat RIZA projectleider was in de periode dat het technisch rapport werd gerealiseerd. De opstellers Emiel van Velzen en Dénes Beyer (beiden Rijkswaterstaat RIZA) hebben dankbaar gebruik gemaakt van de bijdragen van andere auteurs: Herbert Berger (Rijkswaterstaat, RIZA), Chris Geerse (HKV Lijn in Water) en Harry Schelfhout (GeoDelft).

De review van het technisch rapport is gedaan door een reviewteam van de ENW en door de Klankbordgroep van het project Leidraad Rivieren.

Namens Rijkswaterstaat RIZA hebben Herbert Berger en Robert Slomp kritisch meegelezen. Alex Hooijer heeft het eindresultaat redactioneel van commentaar voorzien.

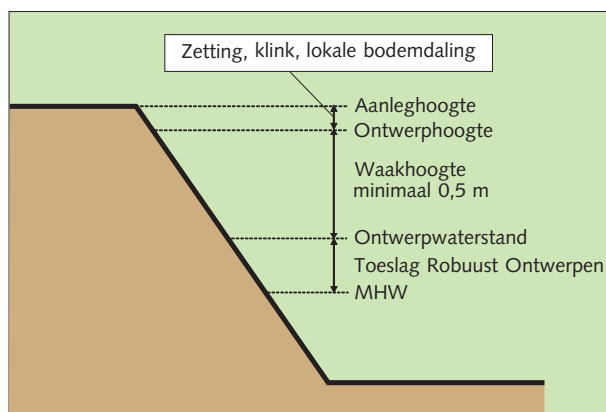
1.5 Leeswijzer

Het rapport is als volgt opgebouwd. Hoofdstuk 2 beschrijft het rivierengebied waarbij de onderverdeling wordt gemaakt in de bovenrivieren, de benedenrivieren en de IJssel- en Vechtdelta. In hoofdstuk 3 wordt de historie beschreven in het bijzonder van de veiligheidsnormen en de verschillende manieren waarop in het verleden met onzekerheden werd omgegaan. De drijvende krachten, de basis van de belastingen op een waterkering, staan beschreven in hoofdstuk 4. De belangrijkste uitgangspunten voor de ontwerpbelastingen worden toegelicht in hoofdstuk 5. Belangrijke uitgangspunten zijn de gehanteerde veiligheidsbenadering en robuust ontwerpen. Hoofdstuk 6 behandelt de relatie tussen de faalmechanismen en de belastingen. In hoofdstuk 7 zijn de hydraulische belastingen beschreven. Hierbij wordt zoveel mogelijk aangesloten op de relatie tussen de faalmechanismen en de belastingen zoals beschreven in hoofdstuk 6. Indien nodig wordt hier per gebied op ingegaan. Hoofdstuk 8 beschrijft de belastingen die niet direct gerelateerd zijn aan de waterstanden of windgolven op de rivier, zoals bijvoorbeeld verkeersbelasting en scheepsgolven. In hoofdstuk 9 wordt de stap gemaakt naar de hydraulische belastingen aan het eind van de planperiode, de ontwerpbelastingen. Hierin worden de hydraulische belastingen uit hoofdstuk 7 ingevuld voor het einde van de planperiode. Belangrijk onderwerp daarbij is klimaatverandering en hoe daar bij de inrichting op wordt ingespeeld. Hoofdstuk 10 beschrijft het ontwerpinstrumentarium (Hydra's). Tenslotte komen in hoofdstuk 11 de belangrijkste beperkingen van de huidige inzichten aan de orde.

1.6 Definities

In onderstaande schetsen Figuur 1.1 en Figuur 1.2 is een aantal belangrijke begrippen gedefinieerd die in de rest van het rapport regelmatig terugkomen. De begrippen worden ook omschreven.

Figuur 1.1 Definitie schets basisbegrippen bij de bepaling van de aanleghoogte



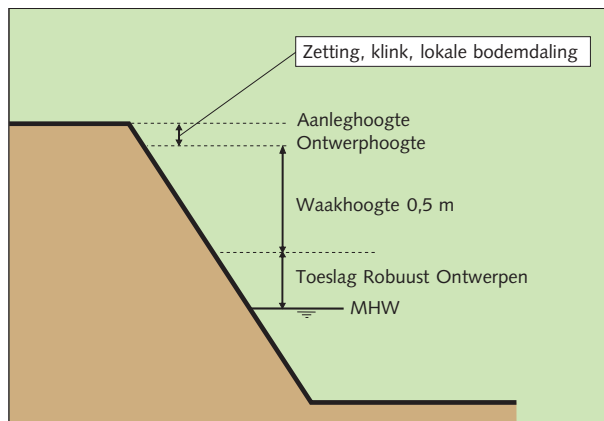
- MHW

De berekende waterstand aan het einde van de planperiode met een gemiddelde overschrijdingskans per jaar waarop de waterkering moet zijn berekend. Afhankelijk of het ontwerp een dijk of een rivierverruimingsmaatregel betreft, wordt de maatgevende waterstand berekend aan de teen van de dijk of in de as van de rivier;

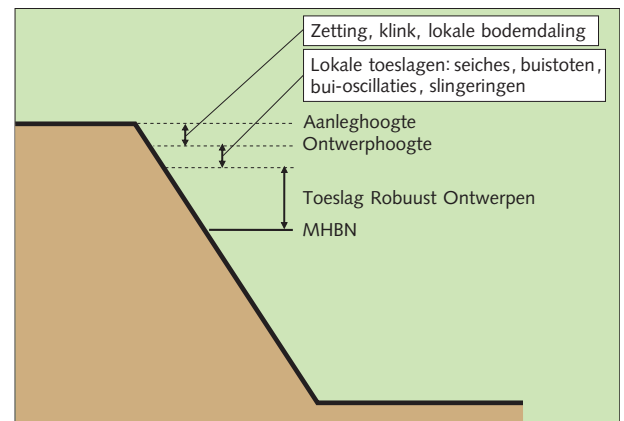
- *Toeslag robuust ontwerpen*
 Robuust ontwerpen betekent, dat de onzekerheid in de waterstand, in zowel het boven- als benedenrivierengebied, wordt opgenomen als een robuustheidstoeslag van 0,3 m (zie paragraaf 5.3). Deze toeslag kan natuurlijk ook andere onzekerheden opvangen, zoals onzekerheden in de golfloop. De beheerder kan van deze toeslag afwijken als uit een probabilistische analyse, waarin alle relevante onzekerheden zijn meegenomen, blijkt dat de toeslag niet passend is;
- *Ontwerpwaterstand*
 Stilwaterstand waarop de dijk wordt ontworpen;
- *Ontwerphoogte*
 Uit de ontwerpberoeeningen volgende kruinhoogte exclusief de lokale toeslag voor zetting, klink en bodemdaling;
- *Waakhoogte*
 Marge tussen ontwerpwaterstand en ontwerphoogte. De waakhoogte is voor de waterkeringen van het rivierengebied minimaal 0,5 m. Voor de Maaskades geldt dit niet (zie paragraaf 7.3.3);
- *Aanleghoogte*
 Uit de ontwerpberoeeningen volgende kruinhoogte inclusief lokale toeslag voor zetting, klink en bodemdaling.

Figuur 1.2 Definitieschets aanvullende begrippen bij de bepaling van de aanleghoogte

a. Minimale aanleghoogte



b. De golfbelasting is bepalend



Bij de bepaling van de aanleghoogte zijn nog enkele aanvullende begrippen van belang (zie Figuur 1.2):

- *Maatgevend Hydraulisch Belastingniveau (MHBN)*
 Het MHBN is de hoogte waarop de kruin van de dijk zou moeten worden aangelegd om aan het einde van de planperiode te voldoen aan het criterium voor golfoverslag. In het bovenrivierengebied wordt het MHBN anders bepaald dan in het benedenrivierengebied en de IJssel- en Vechtdelta (zie paragraaf 7.3);
- *Toeslagen voor buistoten, buioscillaties en seiches*
 Toeslag op het MHBN voor speciale lange golfverschijnselen in het benedenrivierengebied, (zie paragraaf 7.8).

Figuur 1.2 bestaat uit twee delen. In de linker figuur is de situatie aangegeven van de minimale aanleghoogte. In de rechterfiguur is de golfbelasting maatgevend. De keuze tussen beiden is als volgt te maken.

Indien het verschil tussen de ontwerphoogte volgens Figuur 1.2b en de ontwerpwaterstand kleiner is dan 0,5 m, dient bij de bepaling van de kruinhoogte de minimale waakhoogte in acht te worden genomen (zie Figuur 1.2a).

Overige van belang zijnde definities

- *Veiligheidsnorm (uit Wet op de waterkering)*
Gemiddelde overschrijdingskans – per jaar – van de hoogste hoogwaterstand waarop de tot directe kering van het buitenwater bestemde primaire waterkering moet zijn berekend, mede gelet op overige het waterkerend vermogen bepalende factoren;
- *Buitenwater (uit Wet op de waterkering)*
Het oppervlaktewater waarvan de waterstand direct invloed ondergaat bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water van het IJsselmeer, bij hoog water van het Markermeer of bij een combinatie daarvan;
- *Primaire waterkering (uit Wet op de waterkering)*
Een waterkering, die beveiliging biedt tegen overstroming doordat deze ofwel behoort tot het stelsel dat een dijkkringgebied – al dan niet met hoge gronden omsluit, ofwel vóór een dijkkringgebied is gelegen;
- *Dijkkringgebied (uit Wet op de waterkering)*
Een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van een van de grote rivieren, bij hoog water van het IJsselmeer, bij hoog water van het Markermeer of bij een combinatie daarvan;
- *Hydraulische Randvoorwaarden (HR)*
De Wet verplicht een waterkeringbeheerder elke vijf jaar over de veiligheidstoestand van de waterkering te rapporteren. Voor deze toetsing dient de Minister van Verkeer en Waterstaat eveneens elke vijf jaar Hydraulische Randvoorwaarden vast te stellen;
- *Thermometerrandvoorwaarden (TMR)*
De thermometerrandvoorwaarden zijn de waterstanden met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de veiligheidsnorm, in de as van de rivier, bij de actuele riviergeometrie en inrichting in het betreffende thermometerjaar.

1.7 Wijzigingen en aanvullingen

Errata, wijzigingen en aanvullingen worden bekend gemaakt in de Nieuwsbrief Waterkeren en op de internetpagina van de Helpdesk Water.

De Helpdesk Water is als volgt bereikbaar:

Postadres: Postbus 17
8200 AA Lelystad
Telefoon: 0800-NLWATER
0800-659 28 37
E-mail: contact@helpdeskwater.nl
Internet: www.helpdeskwater.nl

Via de periodiek van de ENW, de ENW Infostroom, en de internetpagina van de ENW (www.enwinfo.nl) worden ontwikkelingen ten aanzien van TAW/ENW-publicaties, zoals leidraden en technische rapporten, bekend gemaakt.

02 / BESCHRIJVING VAN HET RIVIERENGEBIED T.B.V. ONTWERP- BELASTINGEN



Het veer over de IJssel tussen Dieren en Olburgen

02 /

BESCHRIJVING VAN HET RIVIERENGEBIED T.B.V. ONTWERP- BELASTINGEN

2.1 Inleiding

In het kader van de Leidraad Rivieren worden de ontwerpbelastingen beschreven voor de dijkkringgebieden die liggen langs de Nederlandse rivieren. Een dijkkringgebied is in de Wet gedefinieerd als 'een gebied dat door een stelsel van waterkeringen beveiligd moet zijn tegen overstroming, in het bijzonder bij hoge stormvloed, bij hoog opperwater van één van de grote rivieren, bij hoog water van het IJsselmeer, bij hoog water van het Markermeer of bij een combinatie daarvan. Onder 'grote rivieren' worden hier verstaan de Rijn, de Maas en de takken van deze rivieren. De genoemde watersystemen worden samengevat onder de term buitenwater. Ook de Vechtdelta wordt als buitenwater opgevat vanwege de bedreiging die gevormd wordt door het IJsselmeer.

Het 'stelsel van waterkeringen' waarvan sprake is in de definitie van een dijkkringgebied kan bestaan uit primaire waterkeringen (door de mens aangelegd) en natuurlijk aanwezige hoog gelegen delen in het landschap (hoge gronden).

De ligging van de dijkkringgebieden is aangegeven in Bijlage A. Bijlage B is een tabel waarin de veiligheidsnorm van alle dijkringen langs de rivieren is opgenomen. Het rivierengebied is in te delen op basis van de processen die spelen bij de extreme waterstanden. Deze hoofdindeling is:

- Bovenrivierengebied;
- Benedenrivierengebied;
- IJssel- en Vechtdelta.

2.1.1 Bovenrivierengebied

Het bovenrivierengebied bestaat uit die riviertakken van de Maas en de Rijn waarvoor geldt dat waterstanden tijdens hoge afvoergolven niet meer beïnvloed worden door stormen op de Noordzee en op het IJsselmeer. De grens waar het benedenrivierengebied over gaat in het bovenrivierengebied is tamelijk arbitrair en afhankelijk van het gebruikte criterium. Wordt het bovenrivierengebied gedefinieerd als het gebied waar stormvloed en wind niet meer dan 10 cm bijdragen ontwerpbelastingen aan de berekende waterstanden onder maatgevende omstandigheden (Lodder, 2003) dan ligt de grens bij:

- Lek km 968
- Boven-Merwede km 959
- Bergsche Maas km 240

In de praktijk wordt als grens gehanteerd de overgang van de 1/1250 naar de 1/2000 dijkringen. In dat geval liggen de grenzen bij:

- Waal rechtoever km 955 (Gorinchem)
linkeroever km 951 (Slot Loevestein)
- Lek rechtoever km 949 (Lekkanaal)
linkeroever km 943 (Diefdijk)
- IJssel rechtoever km 981 (Spooldersluis)
linkeroever km 972 (Wapenveld)
- Maas rechtoever km 229 (Andelse Maas)
linkeroever km 235 (Waalwijk)

Om de ontwerpbelastingen te berekenen wordt bovenstrooms van deze grenzen de bovenrivierenmethode gebruikt (paragraaf 7.2.1 en 7.3.3), benedenstrooms de benedenrivierenmethode (paragraaf 7.2.2 en 7.3.4) of de methode voor de IJssel- en Vechtdelta (paragraaf 7.2.3 en 7.3.5).

De dijkkringgebieden die onderdeel uitmaken van het bovenrivierengebied zijn de dijkringen 36 t/m 45, 47 t/m 53 en 54 t/m 95 (zie Bijlage B). In de *Wet op de waterkering* zijn aan de dijkringen langs het bovenrivierengebied een wettelijke veiligheidsnorm toegekend van 1/1250. Dit is de zogenaamde veiligheidsnorm, weergegeven als gemiddelde overschrijdingsfrequentie per jaar. Hierop zijn echter twee uitzonderingen:

- Voor de dijkkringgebieden langs de onbedijkte Maas (54 t/m 95) geldt een veiligheidsnorm van 1/250;
- Voor dijkkring 40 Heerewaarden geldt een veiligheidsnorm van 1/500. De verbindende waterkering met de dijkringen Bommelerwaard en het Land van Maas en Waal (38 en 41) heeft een veiligheidsnorm 1/2000 jaar (zie ook paragraaf 2.1.4.).

2.1.2 Benedenrivierengebied

In het benedenrivierengebied worden extreme waterstanden veroorzaakt door een combinatie van een stormvloed op zee en een rivierafvoer. Anders dan in het bovenrivierengebied zijn in het benedenrivierengebied wind en waterstand sterk gecorreleerd. Het benedenrivierengebied bestaat uit het benedenstroomse deel van de Maas, de Lek en de Waal (inclusief Haringvliet en Hollandsch Diep). In het gebied zijn vier keringen aanwezig:

- de Haringvlietsluizen in de monding van het Haringvliet;
- de stormvloedkering in de Hollandse IJssel;
- de Maeslantkering in de Nieuwe Waterweg;
- de Hartelkering in het Hartelkanaal.

Om de ontwerpbelastingen te berekenen is, zoals al in paragraaf 2.1.1 is vermeld, de grens gelegd op de overgang van de 1/1250 dijkringen naar de 1/2000 dijkringen. Benedenstrooms daarvan wordt de methode gebruikt die in hoofdstuk 7 is beschreven voor de benedenrivieren.

De grenzen liggen bij:

- Waal rechtoever km 955 (Gorinchem)
linkeroever km 951 (Slot Loevestein)
- Lek rechtoever km 949 (Lekkanaal)
linkeroever km 943 (Diefdijk)
- Maas rechtoever km 229 (Andelse Maas)
linkeroever km 235 (Waalwijk)

De dijkkringgebieden die tot het benedenrivierengebied worden gerekend zijn dijkkringgebieden 14 t/m 25, 34, 34a en 35 (zie Bijlage B).

De invloed van de stormvloeden neemt van de kust landinwaarts af waarbij de invloed van de rivierafvoer toeneemt. Daarom wordt, geredeneerd vanuit de bedreigingen, in het benedenrivierengebied nog onderscheid gemaakt tussen het zeegebied, het overgangsgebied en het rivierengebied (Lodder, 2003). Dit onderscheid dient vooral om inzicht te geven in de processen die een rol spelen in de ontwerpbelastingen.

Figuur 2.1 Benedenrivierengebied: Zeegebied (Z), overgangsgebied (O) en rivierengebied (R)



Zeegebied

Het zeegebied wordt nog onderscheiden in het gebied buiten de keringen en het gebied binnen de keringen.

Het zeegebied buiten de keringen

Hier worden de dijken bedreigd door stormvloeden. Daarbij komen dan hoge windsnelheden voor, die lokale windgolven op de rivier veroorzaken. Tevens is sprake van seiches (opgewekt bij gesloten keringen) en deiningsgolfdoordringing vanuit zee. In dit gebied is niet de Leidraad Rivieren maar de Leidraad Zee- en Meerdijken van toepassing.

Het zeegebied binnen de keringen

Ook hier worden de dijken voornamelijk bedreigd door stormvloeden. De hoogste stormvloeden dienen in principe te worden tegengehouden door de stormvloedkeringen in de Nieuwe Waterweg en het Hartelkanaal. Omdat die keringen kunnen falen, of omdat ze mogelijk te laat worden gesloten, is er in dit gebied een kans dat tijdens een hoge stormvloed de keringen niet gesloten zijn. Tijdens stormvloeden komen hoge windsnelheden voor, die windgolven op de rivier veroorzaken. Bij (ten onrechte) niet gesloten keringen kunnen deze golven deels buiten de keringen zijn opgewekt. Verder kan er bij niet gesloten keringen sprake zijn van deiningsgolfdoordringing vanuit zee.

Het overgangsgebied

In dit gebied worden de dijken voornamelijk bedreigd door stormvloeden, die samen gaan met hoge windsnelheden, in combinatie met hoge afvoeren. Niet alleen bij open keringen, maar ook bij gesloten keringen kunnen hoge waterstanden ontstaan, omdat de door de keringen 'afgesneden' afvoer het gebied binnen de keringen geleidelijk doet vollopen. Tot dit gebied horen ook de brede wateren het Haringvliet en het Hollandsch Diep. Op die wateren zijn de strijklengtes relatief groot, waardoor naast de waterstand ook windgolven bedreigend zijn voor de dijken.

Het rivierengebied

De zee heeft weinig invloed meer op dit gebied. De waterstanden worden voornamelijk bepaald door extreme afvoeren, tijdens welke niet al te hoge windsnelheden voorkomen. De windgolven op de rivieren hebben, mede door de vrij korte strijklengtes, daardoor een relatief beperkte invloed. In dit gebied is het effect van de keringen verwaarloosbaar geworden.

2.1.3 IJssel- en Vechtdelta

De IJsseldelta en de Vechtdelta vormen beide een overgang van een riviersituatie naar een meersituatie. De waterstanden van beide systemen zijn gecorreleerd (via het Ketelmeer); als de IJsseldelta hoge waterstanden kent geldt dat naar alle waarschijnlijkheid ook voor de Vechtdelta.

Figuur 2.2 IJssel- en Vechtdelta



IJsseldelta

De IJsseldelta is het benedenstroomse gedeelte van de IJssel dat de schakel vormt tussen het bovenrivierengebied en het IJsselmeer. In de IJsseldelta worden de extreme waterstanden bepaald door een combinatie van een hoge afvoer op de IJssel en een storm op het IJsselmeer. De invloed van het IJsselmeer op de waterstanden neemt in stroomopwaartse richting af en is bovenstrooms van km 990 (De Zande) op de IJssel nauwelijks meer waarneembaar.

Voor de waterstanden in de IJsseldelta spelen het IJsselmeerpeil, de windsnelheid, de windrichting en de afvoer van de IJssel een belangrijke rol. Voor de berekening van de ontwerpbelastingen wordt de grens tussen IJsseldelta en de bovenrivieren gelegd bij de overgang van de 1/1250 dijkringen en de 1/2000 dijkringen. Dit zijn respectievelijk:

- IJssel rechteroever km 981 (Spoldersluis)
- linkeroever km 972 (Wapenveld)

Benedenstrooms van genoemde grenzen worden de ontwerpbelastingen probabilistisch berekend volgens de methode beschreven in hoofdstuk 7 voor de IJssel- en Vechtdelta.

De dijkkringgebieden van de IJsseldelta hebben een veiligheidsnorm van 1/2000, het betreft hier de dijkkringen Mastenbroek (10) en IJsseldelta (11).

De Vechtdelta

De Vechtdelta bestaat uit het benedenstroomse deel van de Overijsselse Vecht, het Zwarte Water en het Zwarte Meer. De bovenstroomse grens van de Vechtdelta ligt bij Ommen (kmr 36). De Vecht mondt uit in het Zwarte Water dat weer in directe verbinding staat met het Zwarte Meer. In het systeem komen twee keersluizen voor:

- De Ramspolkering, die ligt tussen het Ketelmeer en het Zwarte Meer, moet voorkomen dat hoge stormvloeden in het Ketelmeer doordringen in de Vechtdelta;
- De keersluis Zwolle, die de stad Zwolle en het Sallandse achterland beschermd tegen hoge waterstanden in het Zwarte Water.

De waterstand op de Overijsselse Vecht is voornamelijk afvoerbepaald. In benedenstroomse richting gaat de wind een steeds grotere rol spelen op de waterstand. Het Zwarte Water en het Zwarte Meer zijn windgedomineerde systemen. Bij een gesloten Ramspolkering wordt de invloed van de wind echter beperkt en speelt op het Zwarte Water en het Zwarte Meer de afvoer een belangrijke rol in de hoogwaterstanden. De dijkkringgebieden die grenzen aan de Vechtdelta zijn de Noordoostpolder (7), Vollenhove (9), Mastenbroek (10) en Salland (53) met respectievelijke veiligheidsnormen 1/4000, 1/1250, 1/2000 en 1/1250.

Om de ontwerpbelastingen te berekenen wordt de probabilistische methode gebruikt zoals beschreven in Bijlage D; daarin speelt de faalkans van de Ramspolkering ook een rol.

2.1.4 Verbindende waterkeringen

Naast de dijkkringgebieden wordt een deel van de primaire keringen gevormd door verbindende waterkeringen. Deze waterkeringen verbinden twee dijkkringgebieden met elkaar. In Tabel 2.1 zijn de verbindende waterkeringen in het riviereengebied opgenomen.

Tabel 2.1 Verbindende waterkeringen

Naam	Verbindt dijkkring	Met dijkkring	Frequentie	Opmerkingen
Kadoelersluis	7	9	1/4000	
Spooldersluis	10	53	1/2000	
Stormvloedkering Hollandsche IJssel	14	15	1/10.000	
Biesboschsluis	23	24	1/2000	
Wilhelminasluis en Afsluitdijk Andel	24	38	1/2000	
Hellegatsdam en Volkeraksluizen	25	34	1/4000	
Heerenwaardense Afsluitdijk en Schutsluis St Andries	38	41	1/2000	deels parallel met dijkkring 40
Keersluis te Ramspol+verbindende waterkering Ramspol-IJsselmuiden	7	10	1/4000	hoogte waterkering Genemuiden-Ramspol 1/500
Keersluis Heusdensch kanaal	24	37	1/2000	
Bergse Maasdijk	37	38	1/2000	

03 / HISTORIE VAN DE ONTWERP- BELASTINGEN



De molens van Kinderdijk, gelegen in de Alblasserwaard langs de rivieren de Noord en de Lek

03 /

HISTORIE VAN DE ONTWERP- BELASTINGEN

3.1 Geschiedenis van de veiligheidsnormen

Bovenrivierengebied

Bij het ontwerp van dijken in het bovenrivierengebied werd, voor de maatgevende afvoer, lange tijd de op dat moment hoogst bekende rivierafvoer met bijbehorende waterstanden als uitgangspunt gehanteerd. Voor het laatst was dat het geval na het hoogwater van 1926. De basis van de huidige veiligheidsnormen is gelegd door de Deltacommissie (1956-1960) die voor Centraal Holland kwam tot een veiligheidsnorm van 1/10.000. Voor Friesland, Groningen en Zeeland werd een norm van 1/4000 vastgesteld omdat de belangen lager werden ingeschat. Op basis daarvan kwamen in 1956 de Gedeputeerde Staten van Gelderland en de Minister van Verkeer en Waterstaat overeen de dijken te dimensioneren op een afvoer van de Rijn bij Lobith van 18.000 m³/s. Deze afvoer had een overschrijdingsfrequentie van 1/3000 per jaar. De redenering hierbij was dat de gebieden in economische zin vergelijkbaar waren met de gebieden met een veiligheidsnorm van 1/4000, maar dat de gevolgen van een overstroming door zoet water minder groot zouden zijn dan een overstroming door zout water. Deze afvoer, gecombineerd met de traditionele robuuste aanpak, leidde tot een aanzienlijke verzwaaring van de bestaande dijkprofielen. Dit had dan ook consequenties voor de landschappelijke, de cultuurhistorische en de natuur waarden van het rivierenland. Vanuit een toenemende bezorgdheid hierover heeft de Minister van Verkeer en Waterstaat in mei 1975 de Commissie Rivierdijken (ook wel Commissie Becht genoemd) ingesteld, met o.a. als opdracht na te gaan of er aanleiding was de tot dan toe gehanteerde maatstaf voor het ontwerp van maatregelen ter verbetering van de bescherming tegen hoge rivierwaterstanden te herzien, en zo ja, welke maatstaven dan zouden moeten worden gebruikt.

In haar eindrapport van maart 1977 concludeerde de Commissie Rivierdijken onder meer, dat de maatgevende Rijnafvoer kon worden verlaagd tot 16.500 m³/s, met een veiligheidsnorm van 1/1250. Op basis van die bevindingen werden in 1980 voorlopige maatgevende waterstanden vastgesteld. Pas in 1985 is voor de bedijkte Maas officieel de maatgevende afvoer vastgesteld op 3.650 m³/s (Rijkswaterstaat, 1986), met een bijbehorende veiligheidsnorm van 1/1250.

In 1986 werden de definitieve maatgevende waterstanden voor de Rijn bij de maatgevende afvoer van 16.500 m³/s gepresenteerd. Deze waterstanden waren voor het eerst volledig op berekeningen met een hydraulisch computermodel (WAQUA) gebaseerd. Belangrijke invoergegevens betroffen de bodemligging en stromingsweerstand van het zomerbed

en de uiterwaarden, de ligging en de hoogte van kades en de zijdelingse toestroming. Het model berekende vervolgens 'automatisch' de (stationaire) afvoerverdeling over de Rijntakken en de waterstanden. Topvervlakking werd met een apart model in rekening gebracht. De definitieve maatgevende waterstanden lagen aardig in de buurt van de eerdere 'voorlopige' maatgevende waterstanden. De waterstanden langs de Waal kwamen aanzienlijk hoger uit door een grotere ruwheid van het zomerbed, zelfs hoger dan de waterstanden die destijds bij 18.000 m³/s waren berekend. De definitieve waterstanden leidden tot verdergaande dijkversterking.

De weerstand tegen dijkversterkingen in de Nederlandse samenleving was in 1992 voor de Minister van Verkeer en Waterstaat de reden om de Commissie Boertien in het leven te roepen. Deze commissie concludeerde in 1993 dat, door een verbetering in de berekeningsmethode, voor de Rijn de maatgevende afvoer verder naar beneden kon tot 15.000 m³/s, terwijl voor de Maas 3.650 m³/s gehandhaafd werd. De veiligheidsnorm (1/1250) is door commissie Boertien gehandhaafd omdat het economische niet verantwoord werd geacht de norm naar beneden bij te stellen omdat de te verwachten schade bij overstroming onevenredig groot zou zijn.

De hoogwaters van 1993 en 1995 hebben geleid tot de invoering van de *Deltawet Grote Rivieren*. Door gebruikmaking van deze wet werden in een versnelde procedure de dijken op het gewenste veiligheidsniveau gebracht (maatgevende afvoer 15.000 m³/s bij Lobith en 3.650 m³/s bij Borgharen). Ook werd voor de Maas, na het hoogwater van 1993, de Commissie Boertien II ingesteld (1994); deze stelde de maatgevende afvoer voor de bedijkte Maas vast op 3.800 m³/s. Deze afvoer bleek ook na de analyse ten behoeve van de HR2001 (van de Langemheen en Berger, 2002), waarin ook het hoogwater van 1995 was betrokken, nog steeds te voldoen. De hoogwaters 1993 en 1995 zorgden er echter wel voor dat de maatgevende afvoer van de Rijn werd verhoogd van 15.000 m³/s naar 16.000 m³/s. Rond 2015 dient het bedijkte rivierengebied hoogwatergolven met een piek van 16.000 m³/s voor de Rijn en 3.800 m³/s voor de Maas veilig te kunnen verwerken. In tegenstelling tot hetgeen in het verleden gangbaar was, wordt voor de opvang van hogere Rijn- en Maasafvoeren de oplossing niet eerst gezocht in versterking van de dijken, maar in verruiming van het rivierbed. Het waterstandsverschil tussen 15.000 en 16.000 m³/s voor de Rijn wordt zoveel mogelijk door middel van rivierverruimingsmaatregelen gecompenseerd.

Voor de onbedijkte Maas heeft Boertien II geadviseerd om met rivierverruiming de waterstand te verlagen en waar dat niet voldoende is gebieden te omkaden. Direct na het hoogwater van 1995 is het omkaden van gebieden in uitvoering genomen door de aanleg van de DGR-kades. Na wijziging van de *Wet op de waterkering* zijn de omkade gebieden officieel als dijkkringgebieden aangemerkt met primaire waterkeringen en een veiligheidsnorm van 1/250 per jaar (zie Bijlage A).

Benedenrivierengebied

In het verleden werden nieuwe waterkeringen in het benedenrivierengebied na doorbraak of na kritieke situaties doorgaans ontworpen met een kruinhoogte van een halve meter tot één meter boven de hoogst bekende waterstand. De basis van de huidige veiligheidsnormen is gelegd door de Deltacommissie (1956-1960) die voor Centraal Holland kwam tot een veiligheidsnorm van 1/10.000 per jaar. Deze veiligheidsnormen zijn gebruikt tot de bouw van de stormvloedkeringen in de Maasmond. De normen waren gebaseerd op het werk van de Deltacommissie en zijn nogmaals vastgelegd in een notitie van de minister van Verkeer en Waterstaat aan de Tweede Kamer (Vergaderjaar 1983-1984).

Zo dienden de primaire waterkeringen voor het vasteland van Zuid-Holland en het eiland IJsselmonde stormvloedstanden te kunnen weerstaan met een veiligheidsnorm van 1/10.000. Voor de overige gebieden in Zuid-Holland was de veiligheidsnorm vastgesteld op 1/4000 en voor Alm en Biesbosch, Donge en West Brabant op 1/3000.

In verband met de aanleg van de Maeslant- en Hartelkering zijn de veiligheidsniveaus aangepast en in de *Wet op de waterkering* van 1996 opgenomen (zie Bijlage B).

IJssel- en Vechtdelta

Bij de voorbereiding van de *Wet op de waterkering* is voor de dijkkringgebieden rond het IJsselmeer, die nog geen norm hadden een veiligheidsnorm bepaald van 1/4000. De IJsseldelta werd als overgangsgebied aangeduid met een veiligheidsnorm van 1/2000. De normen voor de dijkkringgebieden rond het Zwarte Water en het Zwarte Meer zijn pas bepaald toen besloten was de keersluis te Ramspol aan te leggen. De vastgestelde veiligheidsnormen varieert per gebied en ligt tussen de 1/1250 en 1/4000 (zie Bijlage B).

3.2 Omgaan met onzekerheden voor de Rijntakken, een terugblik

Silva (2001) heeft een overzicht gegeven hoe in het verleden werd omgegaan met onzekerheden bij de bepaling van de maatgevende waterstanden voor de Rijntakken. Navolgende is samengesteld uit citaten uit dat overzicht.

In 1956 is voor het eerst de maatgevende afvoer van de Rijn vastgesteld: 18.000 m³/s bij Lobith. In 1963 werd het eindrapport door Rijkswaterstaat gepubliceerd waarin de bijbehorende waterstanden waren opgenomen. Daarin werd rekening gehouden met onzekerheden over de afvoerverdeling op de splitsingspunten. Verondersteld werd dat door uitschuringen en aanzandingen op de Rijntakken rondom de splitsingspunten de variatie in de bodemligging van het zomerbed maximaal 1 m kon bedragen tijdens de passage van een extreem hoge afvoergolf. Vervolgens is onderzocht welke combinatie van mogelijke uitschuringen en aanzandingen tot de ongunstigste uitkomst voor wat betreft de afvoer zou leiden. Dit resulteerde in de volgende maatgevende afvoeren van de Rijntakken met tussen haakjes de afvoer wanneer geen rekening met deze morfologische processen zou worden gehouden: 11.400 (11.250) m³/s voor de Waal, 7.100 (6.750) m³/s voor het Pannerdensch Kanaal, 4.200 (3.950) m³/s voor de Neder-Rijn/Lek en 3.050 (2.800) m³/s voor de IJssel.

In 1969 werd door Rijkswaterstaat verslag gedaan van nieuwe inzichten bij de bepaling van de maatgevende hoogwaterstanden. Allereerst werd geconcludeerd dat een extreem hoogwater als een golfverschijnsel moet worden opgevat en dat dus bij de berekening van de waterstanden met topvervlakking rekening moest worden gehouden. Om de ontwikkelingsmogelijkheden voor stadsuitbreiding en industrievestiging in de uiterwaarden niet bij voorbaat te blokkeren en om onzekerheden in de berekening van de topvervlakking op te vangen, werd een reductie van 10% op de bergende breedte van het rivierbed toegepast. Verder ontstond het inzicht dat het proces van aanzandingen en uitschuringen op de Rijntakken rondom de splitsingspunten minder dramatisch was dan eerder verondersteld. Ook werd men zich bewust van de onzekerheden over de mate van zijdelingse toestroming via kanalen en beken naar de IJssel en over de stromingsweerstand die tijdens hoogwater voor het zomerbed en de uiterwaarden moest worden aangehouden. Uiteindelijk kwam men tot de slotsom dat het gezien die onzekerheden verstandig was om de in 1963 gehanteerde maatgevende afvoeren over de Rijntakken te handhaven. Wel werd met de genoemde topvervlakking en reductie in bergende breedte rekening gehouden.

Nadat in 1977 de Commissie Rivierdijken had geadviseerd de maatgevende afvoer te verlagen naar 16.500 m³/s werden in 1980 de nieuwe 'voorlopige' maatgevende waterstanden gerapporteerd. De berekening was in grote lijnen op dezelfde gedachtegang gebaseerd als de berekeningen bij 18.000 m³/s. Wel werden de verschillende factoren die op de hoogte van de waterstanden van invloed zijn afzonderlijk aan een nader onderzoek onderworpen. Zo werd bij de bepaling van de maatgevende afvoeren van de Rijntakken rekening gehouden met het inzicht dat tijdens een hoogwatergolf de bodemveranderingen rondom de splitsingspunten van beperkte omvang zijn. Dit resulteerde in een aanzienlijk geringere afvoerreserve: 0 m³/s voor de Waal, 50 m³/s voor de Neder-Rijn/Lek en 25 m³/s voor de IJssel. Verder bleken de topvervlakkingberekeningen bij 18.000 m³/s onjuistheden te bevatten wat in te lage hoogwaterstanden resulteerde. De 10% reductie van de bergende breedte bleef gehandhaafd. In verband met onzekerheden werd voor de Neder-Rijn, de Lek en de IJssel een afvoerreserve van respectievelijk 50 en 75 m³/s ingebouwd rond de

berekende topvervlakking. Voor de IJssel werd een zijdelingse toestroming van 75 m³/s in rekening gebracht. Onzekerheden in de stromingsweerstand van het zomerbed en de uiterwaarden werden buiten beschouwing gelaten.

In 1992 werden de waterstanden gepubliceerd die horen bij de maatgevende afvoer van 15.000 m³/s. Onzekerheden werden niet meer in beeld gebracht, laat staan in de maatgevende waterstanden verdisconteerd. Wel werd enige reserve in de maatgevende waterstanden aangehouden voor natuurontwikkeling in de uiterwaarden.

Vanaf dat moment is bij de vaststellingen van de Hydraulische Randvoorwaarden (1996, 2001) geen rekening meer gehouden met onzekerheden en werd net als bij de Benedenrivieren en IJssel- en Vechtdelta verondersteld dat de waakhogte voldoende was om de onzekerheden op te vangen.

Silva 2001:

Alles overziend, kan worden geconcludeerd dat onzekerheden ook in het verleden een rol bij de bepaling van de maatgevende hoogwaterstanden hebben gespeeld. Opmerkelijk is echter dat naarmate het technisch-wetenschappelijk inzicht in de (gevolgen van de) verschillende onzekerheidsbronnen toenam, de doorvertaling hiervan naar de maatgevende waterstanden steeds meer achterwege bleef. De weerstand in de Nederlandse samenleving en politieke druk tegen dijkversterking waren hier debet aan.

3.3 Waterstanden en kruinhoogten

Bovenrivieren

Eeuwen lang is de dijkhoogte bepaald geweest op basis van de hoogst opgetreden waterstand plus aangenomen veiligheidsmarge. De ontwikkeling van de frequentie-analyse leidde ertoe dat de hoogte van de dijken op een meer onderbouwde wijze kon worden bepaald. Vanuit een frequentieanalyse en een aangenomen veiligheidsnorm wordt de maatgevende afvoer bepaald. De maatgevende afvoer was uitgangspunt voor de berekening van de zogenaamde Maatgevende Hoogwaterstanden (MHW). Vanaf 1956 werden de MHW-standen door RWS met de hand berekend met behulp van stroombaan berekeningen. In 1974 zijn de stroombaanberekeningen geautomatiseerd. Met de opkomst van de computer werden ook 1- en 2 dimensionale rekenmodellen ontwikkeld waarmee de MHW-standen bepaald konden worden. In 1986 is het eerste rapport verschenen waarin de MHW-standen waren berekend met behulp van het 2-dimensionale waterbewegingsmodel WAQUA (Ubels, 1986).

In 1985 is met het uitbrengen van de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 1 (LOR1) de wel aanwezige maar verspreid voorkomende kennis om naast de MHW de overige ontwerpbelastingen te berekenen gebundeld en operationeel gemaakt.

In 1996 is de *Wet op de waterkering* in werking getreden. De Wet verplicht een waterkeringbeheerder elke vijf jaar over de veiligheidstoestand van zijn waterkering te rapporteren. Voor deze toetsing dient de Minister van Verkeer en Waterstaat eveneens elke vijf jaar Hydraulische Randvoorwaarden vast te stellen.

Ten behoeve van het vaststellen van deze Hydraulische Randvoorwaarden (ook wel toetspeilen genoemd) is in 2007 voor het bovenrivierengebied Hydra-R ontwikkeld. Hydra-R volgt in grote lijnen de (niet probabilistische) methode die in LOR1 is beschreven. De ontwikkeling van het Hydra instrumentarium is vooral ingegeven door de wens om over een instrument te beschikken om de toetspeilen weer te geven en de hoogtetoets van het VTV (Voorschrift Toetsen Veiligheid) uit te voeren. De instrumenten lenen zich echter ook goed om de maatgevende waterstand en benodigde kruinhoogte voor het ontwerp te berekenen (zie verder hoofdstuk 10).

Benedenrivieren

De basis voor de methode om de ontwerpbelastingen in het benedenrivierengebied te berekenen is gelegd door de Deltacommissie (1960). In 1989 is voor het benedenrivierengebied, door de toenmalige TAW, de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 2 (LOR2) verschenen. Deze leidraad onderscheidde zich van LOR1 door het invoeren van de (semi)probabilistische dijkringbenadering voor de bepaling van de kruinhoogte en de overstap naar een benadering die gebruik maakt van de kritieke golfoverslag in plaats van het tot dan toe gehanteerde 2% golfploopcriterium.

De tijd heeft intussen niet stil gestaan. Wellicht is de belangrijkste wijziging sinds die tijd dat de rekensnelheid van de computers zo enorm is toegenomen. In LOR2 werden nog de belastingsgevallenmethode en het frequentiemodel als vereenvoudigingen van het rekenintensieve 'toetsingsmodel' gepresenteerd. De ontwerpbelastingen van nu kunnen (semi) probabilistisch worden doorgerekend met de opvolger van het in de LOR2 genoemde toetsingsmodel Dijkring. De opvolger van Dijkring is het programma Hydra-B. In hoofdlijnen is de opzet van Hydra-B gelijk aan die van Dijkring, echter op een groot aantal punten zijn er onderlinge verschillen. Genoemd worden de windmodellering, de windstatistiek, de golvenmodellering, de waterstandsmodellen, de probabilistische modellering en de modellering van het voorland en het talud. Hydra-B is inmiddels uitgebreid met een bekledingenmodule, die de maatgevende golven voor geselecteerde bekledingen bepaald.

IJssel- en Vechtdelta

Een methode om voor de IJssel- en Vechtdelta de MHW-standen en de benodigde kruinhoogte te bepalen waarbij rekening gehouden wordt met de meerpeil- wind- en afvoerstatistiek, is niet in de oude ontwerpleidraden LOR1 en LOR2 opgenomen. Verwezen wordt naar de Hydraulische Randvoorwaarden 1996 en 2001 voor inzicht in de tot nu toe gebruikte methodes.

Intussen is voor het toetsen van de waterkeringen in de IJssel- en Vechtdelta het programma Hydra-VIJ ontwikkeld. Dit programma leent zich ook goed voor het ontwerpen van waterkeringen (zie verder paragraaf 10.1).

04 / **DRIJVENDE KRACHTEN ACHTER DE HYDRAULISCHE BELASTINGEN**



IJs op de Nederrijn tussen Rijswijk (Gld) en Wijk bij Duurstede

04 /

DRIJVENDE KRACHTEN ACHTER DE HYDRAULISCHE BELASTINGEN

4.1 Inleiding

De belastingen op de waterkeringen worden veroorzaakt door (combinaties van) een aantal natuurgrootheden. Dit zijn de rivierafvoer, de zijdelingse toestromingen van water uit het aan de rivier grenzende gebied, het IJsselmeerpeil, de zeewaterstand, de wind en ijs. In dit hoofdstuk worden deze kwalitatief beschreven. De beschrijving behelst vooral de aspecten die van belang zijn voor de berekening van de hydraulische belastingen.

4.2 Rivierafvoer

De rivierafvoer beïnvloedt de belasting op de waterkering in het gehele rivierengebied via de lokale waterstand. In het bovenrivierengebied is dit de belangrijkste bijdrage aan de lokale waterstand, verder benedenstrooms richting Noordzee en IJsselmeer neemt de bijdrage van andere grootheden toe.

Voor de berekening van de belastingen wordt de rivierafvoer beschreven door twee onderdelen:

1 De werklijn

De werklijn geeft het verband tussen de topafvoer en de terugkeertijd in jaren. De werklijn geldt voor terugkeertijden groter dan 1 jaar. De methodiek voor de bepaling van de werklijn is gebaseerd op een frequentie-analyse van historische afvoergegevens. De gemeten afvoeren zijn hiervoor zoveel mogelijk gehomogeniseerd voor uitgevoerde rivierwerken om een zo consistent mogelijke reeks te verkrijgen. Er wordt gebruik gemaakt van zowel jaarmaxima als afvoerpieken. Bij de selectie van afvoertoppen wordt een drempel en een zichtduur toegepast. De maatgevende afvoer is gedefinieerd als de afvoer die met een gemiddelde jaarlijkse kans van 1/1250 wordt overschreden.

2 De golfvorm

De golfvorm geeft het gemiddelde verloop van de afvoergolf, behorend bij een vooraf gekozen topafvoerniveau. De vorm wordt afgeleid uit een selectie van gemeten afvoergolven. Voor lage afvoeren is deze methode niet geschikt; het is mogelijk om via een andere methode synthetische afvoergolven af te leiden (voor uitleg wordt verwezen naar paragraaf C.2 van Bijlage C).

4.2.1 Boven-Rijn (Lobith)

De basis voor de werklijn bij Lobith wordt gevormd door de door Commissie Boertien I gebruikte meetreeks van afvoeren vanaf 1901. In de gekozen variant is de reeks gehomogeniseerd voor de kanalisatiewerken (afgerond in 1977).

Voor de bepaling van de maatgevende afvoergolfvorm bij Lobith is gebruik gemaakt van een opschalingsmethode (Klopstra en Duits, 1999). Deze is in 2004 verbeterd door Wijbenga en Stijnen (2004) en van der Veen (2005 a,b). In het kort komt het er op neer dat uit de beschikbare tijdreeks afvoergolven geselecteerd worden die voldoen aan een aantal voorwaarden. Deze voorwaarden betreffen een ondergrens voor de grootte van de afvoerpiek, en een minimale tussentijd tussen twee afvoerpieken. Alle geselecteerde afvoergolven worden met een vermenigvuldigingsfactor opgeschaald naar het gekozen maximale afvoerniveau. Vervolgens wordt per gekozen afvoerniveau de duur van de was, de totale duur en het volume vastgesteld. De aldus vastgestelde kenmerken van de golf blijken lognormaal verdeeld te zijn. Hiermee kan de verwachtingswaarde (gemiddelde) en het betrouwbaarheidsinterval worden bepaald. De duur van de val wordt berekend uit de totale duur en de duur van de was. Ook wordt een topduur bepaald. De breedte van de afvoergolf is een stochast met een lognormale verdeling. Voor de maatgevende golfvorm worden verwachtingswaardes gebruikt.

4.2.2 Maas (Borgharen)

De Maas stroomt bij Eijsden Nederland binnen. Belangrijke zijrivieren zijn de Roer en de Niers. Hoogwater wordt vooral veroorzaakt door regenval in het stroomgebied. Naast de piekafvoer wordt ook de golfvorm bepaald door de hoeveelheid neerslag, de locaties waar het valt en daarmee ook de bijdragen van diverse zijrivieren bovenstrooms van Eijsden.

De Maas wordt gekenmerkt door een snelle reactietijd van de afvoer op neerslag.

De basis voor de werklijn wordt gevormd door de voor rivierwerken langs de Waalse Maas gehomogeniseerde meetreeks van afvoeren vanaf 1911.

De methode om te komen tot een maatgevende golfvorm voor de Maas bij Borgharen is vergelijkbaar met die voor de Rijn. Er worden echter andere waarden voor de criteria gehanteerd. Afvoergolven op andere locaties langs de Maas worden bepaald door berekeningen met een waterbewegingsmodel uitgaande van de afvoergolven bij Borgharen.

De waterstanden op de Zandmaas zijn gevoelig voor de golfvorm. Een spitsere golfvorm dempt meer uit hetgeen leidt tot lagere waterstanden dan een bredere golfvorm met dezelfde piekafvoer bij Borgharen.

4.2.3 Overijsselse Vecht (Dalfsen)

De Overijsselse Vecht komt bij Emlichheim Nederland binnen en mondt uit in het Zwarte Water. Belangrijke toestromingen tot aan Dalfsen zijn de Regge en het Ommerkanaal.

De basis voor de werklijn bij Dalfsen wordt gevormd door een niet-complete reeks afvoeren vanaf 1960.

De methode om te komen tot een maatgevende golfvorm voor de Vecht bij Dalfsen is vergelijkbaar met die voor de Rijn en Maas.

4.3 Zijdelingse toestroming

Door zijdelingse toestroming van water uit het aan de rivier grenzende gebied kan de waterstand toenemen wat een extra belasting betekent voor de waterkering. Significante bijdrage aan de afvoer door zijdelingse toestroming komt maar in een deel van het rivierengebied voor. Dit geldt vooral voor de Maas vanaf Roermond, de IJssel en de Vecht.

Voor de Rijn en Maas is voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006 een methodiek ontwikkeld (van Velzen et al., 2006a en van Velzen et al., 2006b). Voor de belangrijkste zijrivieren is een relatie gelegd tussen de afvoer van de hoofdrivier en die van de zijrivier. Het betreft hierbij informatie over de topafvoer, de looptijd van het afvoermeetpunt tot aan de rivier en de golfvorm. Er is gebruik gemaakt van meetgegevens over afvoeren over een zo lang mogelijke periode. Indien nodig is rekening gehouden met het afwaterend oppervlak van het stroomgebied benedenstrooms van het meetpunt.

In sommige gevallen is met een hydraulisch model de zo gevonden afvoergolf 'vertaald' naar de monding van de zijrivier.

Kleinere stroomgebieden zoals van beken en gemalen zijn gerelateerd aan een representatieve zijrivier. Met behulp van verhoudingen tussen de oppervlakten van de stroomgebieden is de afvoer van de beek of gemaal bepaald. Voor een gemaal zijn daarbij aannamen gedaan over de beperking van de lozingscapaciteit bij toenemende buitenwaterstand.

Voor de benedenrivieren wordt alleen rekening gehouden met toestroming op de Maas en de Bergse Maas. De toestroming is afhankelijk van de topafvoer op de Maas, en wordt eventueel beperkt door een belemmering in de lozingscapaciteit door hoge buitenwaterstanden.

Voor de Vecht en het Zwarte Water zijn relaties gelegd tussen de afvoer bij Emlichheim en de topafvoer van de toestroming. Een belangrijke bijdrage op het Zwarte Water betreft het gemaal Zedemuden met een maximale capaciteit van 117 m³/s (Beijk, 2006).

4.4 IJsselmeerpeil

In de benedenloop van de IJssel en de Overijsselse Vecht levert het IJsselmeerpeil een belangrijke bijdrage aan de belasting op de waterkering. Samen met de windopzet en de rivierafvoeren bepaalt dit de lokale waterstand.

Het IJsselmeerpeil is de gemiddelde waterstand over het gehele IJsselmeer en wordt berekend uit een gewogen gemiddelde van enkele meetstations. Het wordt enerzijds bepaald door de aanvoer van water. De belangrijkste bijdragen hiervoor zijn de afvoer van de IJssel en de Overijsselse Vecht. Daarnaast wordt er water op het IJsselmeer geloosd, bijvoorbeeld vanaf de Friese boezem. Anderzijds is de afvoer van water van belang. De afvoer van water vanaf het IJsselmeer vindt plaats via de spuisluizen in de Afsluitdijk. Bij Den Oever en Kornwerderzand zijn spuisluizen waar onder natuurlijk verval water wordt geloosd op de Waddenzee. Stremming van de lozing kan optreden bij verhoogde waterstanden op de Waddenzee. Het streefpeil van het IJsselmeer in het winterhalfjaar is NAP -0,40 m.

Voor de bepaling van de belastingen in de IJssel- en Vechtdelta zijn een werklijn en een gemiddelde golfvorm nodig.

De werklijn van het meerpeil is afgeleid op basis van een meetreeks van dagelijkse meerpeilen in het winterhalfjaar van de periode 1932-2005. Voor de periode 1932-1976 zijn geen gemeten meerpeilen bekend, aangezien de Houtribdijk tussen Lelystad en Enkhuizen in 1976 is aangelegd. Daarom zijn de IJsselmeerpeilen voor deze periode berekend met een waterbalansmodel.

Een meerpeilgolf heeft een duur van enkele dagen tot weken. De gemiddelde vorm van de meerpeilgolf is op een vergelijkbare manier bepaald als die van de rivierafvoer.

4.5 Zeewaterstand

In het benedenrivierengebied levert de zeewaterstand een belangrijke bijdrage aan de belasting op de waterkering. Samen met de wind en de rivierafvoeren van Maas en Rijn en de stormvloedkeringen bepaalt dit de lokale waterstand. Voor het benedenrivierengebied zijn de zeewaterstand bij Maasmond (de uitmonding van de Nieuwe Waterweg) en het

Haringvliet van belang. Het waterstandsverloop op zee wordt primair bepaald door de getijbeweging op de Noordzee en door wind. Wind op de Noordzee zorgt langs de kust voor op- of afwaaiing van het zeewater. Een verhoging van de waterstand door de wind wordt stormopzet genoemd. De volgende karakteristieken zijn bepalend voor het verloop van de zeewaterstand in de tijd:

- *astronomisch getij*
 - de gemiddelde zeestand
 - de vorm van het getij

Deze verschilt per locatie langs de kust. Door de vorm van het Noordzeebekken neemt de getijamplitude richting noorden af om langs de Waddenkust weer toe te nemen. Door de draaiing van de maan om de aarde varieert de grootte van de getijamplitude gedurende een maand, van springtij via gemiddeld tij naar doottij en terug.
 - *stormopzet*
 - de stormopzethoogte

Dit is de hoogte van de waterstandsverhoging ten opzichte van het astronomisch getij.
 - de stormopzetduur
 - het faseverschil tussen de stormopzettoptop en de top van het astronomisch getij
- Dit is de duur dat de waterstand verhoogd is ten opzichte van het astronomisch getij;
- Het tijdstip van het hoogwater door stormopzet kan afwijken van het tijdstip van het astronomisch hoogwater.

De stormopzet is afhankelijk van de wind, en wel van de windrichting en de windsnelheid. Stormopzet kan alleen optreden bij westelijke tot noordelijke windrichtingen als het water van de Noordzee door de wind wordt opgestuwd. Hoe hoger de windsnelheid hoe hoger de stormopzet. Ook is de duur van de storm belangrijk. Hoe langer een storm aanhoudt, hoe meer water er opgestuwd wordt, uiteraard met een bepaald maximum. Door de invloed van de wind op de zeewaterstand zijn wind en zeewaterstand sterk gecorreleerd.

4.6 Wind

Door wind ontstaan windgolven en wind beïnvloedt de waterstand. Deze zorgen voor een belasting van de waterkering door:

- de verhoging van de waterstand door opstuwing en opwaaiing;
- de aanval op de waterkering door golven.

In de eenvoudigste vorm kan de wind worden gekarakteriseerd door een snelheid en een richting. De werkelijkheid is een stuk ingewikkelder.

Potentiële wind

De potentiële windsnelheid is een fictieve uurgemiddelde windsnelheid in een gestandaardiseerde situatie, namelijk op een meethoogte van 10 m boven een terrein met een ruwheid die overeen komt met een open en vlakke omgeving met gras (de Waal, 2003). De potentiële windsnelheid wordt vooral gebruikt om ruimtelijke verschillen in windsnelheid als gevolg van verschillen in locale ruwheden te elimineren. Het omrekenen van gemeten windsnelheid naar potentiële windsnelheid gebeurt door rekening te houden met de lokale ruwheid rondom het meetstation.

Open water wind

Voor hydraulische berekeningen is feitelijk de windsnelheid op 10 meter hoogte boven het open water nodig, en niet de windsnelheid boven een standaardruwheid. Aangezien

de ruwheid van het wateroppervlak lager is dan de standaardruwheid, is de windsnelheid boven open water hoger dan de potentiële windsnelheid. Er is nog veel onduidelijk over de omrekening van potentiële naar open water windsnelheid voor het rivierengebied. In paragraaf 11.2.3 wordt hier kort op ingegaan.

Stormverloop

Zowel de windsnelheid als de windrichting kan van uur tot uur aanzienlijk variëren. Er is geen vast patroon in de variatie van de wind tijdens een storm: 'iedere storm is anders'. Maar over het algemeen kunnen drie tijdsintervallen worden onderscheiden in de variatie van de windsnelheid tijdens een storm (de Waal, 2003):

- 1 *de voorflank*
de periode van toename van de windsnelheid;
- 2 *de top*
de periode waarbinnen de windsnelheid (ongeveer) constant blijft rond haar maximale waarde;
- 3 *de achterflank*
de periode van afname van de windsnelheid.

De totale duur van bovenstaande drie periodes wordt de stormduur genoemd.

Tijdens de storm kan ook de windrichting veranderen. Bij de schematisatie van het stormverloop dient hierover een keuze gemaakt te worden, waarbij in veel gevallen wordt aangenomen dat de windrichting gedurende de storm constant is.

Windstatistiek

Voor extreme windsnelheden wordt door Rijkswaterstaat gebruik gemaakt van het zogenaamde Rijkkoort-Weibullmodel (RW-model). Dit is in 1983 door het KNMI ontwikkeld (Wierenga en Rijkkoort, 1983). Het model is gebaseerd op potentiële windsnelheden. Er is gebruik gemaakt van 12 meetstations verdeeld over het land over een meetperiode van 15 jaar (1962-1976). Bij de opzet van het RW-model zijn de windmetingen (uurgemiddelden) voor afzonderlijke meetlocaties verdeeld in groepen op basis van:

- de windrichtingssector (12 sectoren van 30 graden);
- het deel van het etmaal (dag en nacht);
- het seizoen (6 seizoenen van 2 maanden).

Binnen deze groepen blijkt de statistiek van de potentiële windsnelheid goed benaderd te kunnen worden met een Weibull verdeling. De constanten van deze verdeling zijn voor iedere groep afzonderlijk bepaald. In principe levert dit een zeer groot aantal constanten op die plaatsafhankelijk zijn. Het is echter mogelijk gebleken om het aantal constanten sterk te reduceren. Na uitvoering van dergelijke stappen blijven slechts 6 constanten over die in principe plaatsafhankelijk zijn.

In het RW-model wordt gebruik gemaakt van zogenaamde persistenties om diverse vormen van afhankelijkheid te modelleren. Een van deze afhankelijkheden bestaat uit het feit dat opeenvolgende uurwaarden gecorreleerd zijn. Daarom zijn in het RW-model ten behoeve van deze correlaties persistenties gefit aan de data. Deze fits gelden pas vanaf ongeveer 15 m/s, aangezien voor de fits gelet is op het correct weergeven van de kansen voor hoge windsnelheden. Een andere persistentie waarmee rekening is gehouden, is de afhankelijkheid tussen richtingssectoren. Door rekening te houden met persistenties is het mogelijk uitspraken te doen over extreme windsnelheden.

De statistiek van het RW-model is ook als basis gebruikt in Hydra-B en Hydra-VIJ; voor meer informatie hierover wordt verwezen naar paragraaf C.8 van Bijlage C.

In paragraaf 11.2.1 wordt ingegaan op de beperkingen van de kennis over de statistiek.

4.7 Ijs

Het Nederlandse riviersysteem heeft als primaire functie de veilige afvoer van water, sediment en ijs. Dat ook de afvoer van ijs tot de primaire functies gerekend wordt is te begrijpen omdat in het verleden overstromingen vaak geïnitieerd werden door de vorming van ijsdammen. De temperatuur en het zoutgehalte van het water van de Noordzee aan de kust geven geen aanleiding tot het ontstaan van ijsvorming van enige betekenis. In de zeearmen, en zeker in de meren, zijn wel gevallen bekend van significante ijsvorming (TAW, 2001).

Ijsdammen ontstaan uit drijfijis aan het begin of eind van een vorstperiode als er nog geen, resp. niet langer een vast ijsdek is. Ijsdammen ontstaan op locaties waar het water minder goed in staat is het drijfijis af te voeren zoals plaatsen waar de stroomsnelheid afneemt of waar de stroming geblokkeerd wordt. Dit treedt op bij profielvernauwingen, constructies, splitsingspunten, rivierbochten, rivierverwijdingen, een vast ijsdek benedenstrooms of bij uitstroming in een meer of estuarium. Een voorbeeld van het laatste is de ijsdam die ook nu nog met enige regelmaat bij Kampen voorkomt, doordat drijfijis van de IJssel niet naar het Ketelmeer afgevoerd kan worden.

Op de rivieren kan ijsvorming leiden tot beïnvloeding van de waterstand. Een ijsdam leidt tot hogere waterstanden als gevolg van profielvernauwing en de hydraulische ruwheid van het ijsdek zelf. In het bovenrivierengebied kan de opstuwing in het zomerbed door een ijsdam enkele meters bedragen, in het benedenrivierengebied is de opstuwing minder (Schropp, 2007).

De veiligheid tegen overstromen is uitsluitend in het geding bij een combinatie van relatief hoge afvoeren en afvoerbelemmering door een vaste ijsbezetting. Het meest gevaarlijke is een volledige ijsdam waarbij vrijwel geen water wordt doorgelaten.

Door warmtelozingen en het intensievere scheepvaartverkeer komt een vast ijsdek, en dus een ijsdam, tegenwoordig minder vaak voor en houden ijsdammen die wel ontstaan minder lang stand. Dit betekent dat een groot gedeelte van het ijs al verdwenen is als smeltwater uit het stroomgebied in Nederland arriveert. De kans op gevaarlijke situaties door het samenvallen van hoge rivierafvoer en ijsdammen is daardoor steeds kleiner geworden.

Er hebben zich sinds het einde van de 19e eeuw in het rivierengebied geen ijsgerelateerde overstromingen meer voorgedaan. Dit is te danken aan de normalisatiewerken, de toegenomen warmtelozingen op de rivieren en aan de hogere dijken.

05 / UITGANGSPUNTEN



Oever langs de Waal bij Beneden-Leeuwen

05 / UITGANGSPUNTEN

5.1 Veiligheidsbenadering

De vigerende veiligheidsbenadering is de 'overschrijdingskansbenadering per dijkvak'. Op termijn wordt een overgang voorzien naar een 'overstromingskansbenadering per dijkkringgebied'. In een brief aan DG Water van december 2005 (ENW, 2005), heeft het ENW geadviseerd om voor de ontwikkeling van de Leidraad Rivieren een groeimodel te hanteren.

- De eerste generatie Leidraad Rivieren wordt gebaseerd op de 'overschrijdingskansbenadering per dijkvak'. Voor het benedenrivierengebied wordt hierin echter ruimte gegeven om de 'overschrijdingskansbenadering per dijkkringgebied' te blijven hanteren. Dit om te voorkomen dat er in het benedenrivierengebied relatief zwakke schakels worden geïntroduceerd;
- De tweede generatie Leidraad Rivieren wordt gebaseerd op een 'overstromingskansbenadering per dijkkringgebied'.

De volgende veiligheidseisen zijn van toepassing (bron: Grondslagen voor Waterkeren, TAW 1998):

Overschrijdingskansbenadering per dijkvak

- De kans dat het overslagdebiet het toelaatbare overslagdebiet overschrijdt mag voor elk dijkvak maximaal gelijk zijn aan de norm die in de *Wet op de waterkering* voor het betreffende dijkkringgebied is genoemd;
- Bij waterstanden gelijk aan of lager dan MHW mag de kans op falen door andere oorzaken dan overloop/overslag, maximaal gelijk zijn aan 10% van de bij punt 1 genoemde norm.

Deze veiligheidseisen vormen de interpretatie van het begrip: 'de ontwerpwaterstand volledig veilig keren', zoals gehanteerd door de Deltacommissie.

Overschrijdingskansbenadering per dijkringgebied

- De kans dat ergens langs het dijkringgebied het overslagdebiet het toelaatbare overslagdebiet overschrijdt mag maximaal gelijk zijn aan een toelaatbare kans;
- Bij overslagdebieten gelijk aan of lager dan het toelaatbare overslagdebiet mag de kans op falen ergens langs het dijkringgebied door andere oorzaken dan overlopen/overslag, maximaal gelijk zijn aan 10% van de bij punt 1 genoemde toelaatbare kans.

De eerste eis is bedoeld ter verificatie van de kruinhoogte in combinatie met andere geometrische kenmerken en de kwaliteit van het binnentalud; de tweede eis dient ter verificatie van alle faalmechanismen bij niet-overbelasten.

Het toelaatbaar golfoverslagdebiet kan worden bepaald met behulp van bijlage 2.F van de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994). Er bestaat behoefte aan meer duidelijkheid over de grootte van het toelaatbaar golfoverslagdebiet (zie ook paragraaf 11.4).

5.2 Ontwerpwindnelheden bovenrivieren

In de ontwerpbenadering in de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken, deel 1 Bovenrivierengebied (LOR1) wordt, om de golfoverslag te berekenen, gebruik gemaakt van de zogenaamde ontwerpwindnelheden. De windstatistiek die hieraan ten grondslag ligt is verouderd (zie paragraaf 11.2.2). De verwachting is dat gebruik van de verbeterde windstatistiek zou leiden tot hogere ontwerpwindnelheden. Desondanks is gekozen om geen nieuwe ontwerpwindnelheden af te leiden. Hieraan ligt de overweging ten grondslag dat aanpassingen in samenhang moeten worden bekeken:

- Er wordt in SBW-kader gewerkt aan de afleiding van een nieuwe windstatistiek voor Nederland;
- De bestaande ontwerpwindnelheden zijn gebaseerd op een dijkringbenadering, terwijl een dijkvakbenadering de vigerende veiligheidsbenadering vormt;
- Verbetering van de methode om ontwerpwindnelheden te bepalen. De methode die bij LOR1 is gebruikt heeft een aantal tekortkomingen;
- Er is nog weinig bekend over de golfgroei en golfvoortplanting bij sterke stroming. Dit is juist de situatie die zich voordoet bij hoogwater (zie ook paragraaf 11.3);
- Uitkomsten van het lopende onderzoek naar de sterkte van binnentaluds van dijken bij golfoverslag en daarmee de grootte van het kritieke en het toelaatbare overslagdebiet.

De bovenstaande aanpassingen kunnen zowel positief als negatief werken op de grootte van de ontwerpwindnelheden. Omdat de kennis op een aantal onderdelen nog in ontwikkeling is, is het nog niet mogelijk nieuwe en goed onderbouwde ontwerpwindnelheden te bepalen.

5.3 Robuust ontwerpen

In Deel 1 van de Leidraad Rivieren staat een beschrijving van het begrip robuust ontwerpen (hoofdstuk 5). Robuust ontwerpen betekent dat rekening wordt gehouden met:

- toekomstgerichte ontwerpbelastingen;
- onzekerheden;
- uitbreidbaarheid.

Toekomstgerichte ontwerpbelastingen

In hoofdstuk 9 wordt hier uitgebreid op ingegaan.

Rekening houden met onzekerheid

Een robuust ontwerp is een ontwerp waarin rekening gehouden is met onzekerheid. Hier gaat het om onzekerheden met betrekking tot de belasting van de dijk. De waakhoogte is bedoeld om de bereikbaarheid van de dijk tijdens hoogwater te garanderen en de golf-overslag te beperken. De waakhoogte is niet gedimensioneerd om waterstanden te kunnen keren. Op die manier biedt de waakhoogte geen oplossing voor onzekerheden in hoogwaterstanden, die wél gekeerd moeten worden. De onzekerheid in de hoogwaterstanden, ofwel de spreiding, is orde van grootte 0,2 à 0,3 m.

Robuust ontwerpen is ingevuld door de onzekerheid in de waterstand, in zowel het boven- als benedenrivierengebied, op te nemen als een robuustheidstoets van 0,3 m. De marge van 0,3 m die hierdoor ontstaat kan tegenvallers in de planperiode opvangen. Deze toeslag kan natuurlijk ook andere onzekerheden opvangen, zoals onzekerheden in de golfoploop. De beheerder kan van deze toeslag afwijken als uit een probabilistische analyse, waarin alle relevante onzekerheden zijn meegenomen, blijkt dat de toeslag niet passend is.

Wanneer in het benedenrivierengebied de dijkringbenadering wordt toegepast, wordt aanbevolen om de robuustheidstoets niet in rekening te brengen. Als aanvulling hierop wordt aanbevolen om ook een ontwerp te maken op basis van een dijkvakbenadering, waarbij de robuustheidstoets wel wordt gehanteerd. Aanbevolen wordt om uit deze beide ontwerpbenaderingen de zwaarste ontwerpbelastingen te kiezen.

De robuustheidstoets heeft zowel betrekking op de kerende hoogte als de kruinhoogte. Ten aanzien van de kerende hoogte moet de waterkering daarom de maatgevende hoogwaterstand (MHW) plus de marge van 0,3 m kunnen keren. Ten aanzien van de kruinhoogte wordt de robuustheidstoets opgeteld bij het Maatgevend Hydraulisch Belastingniveau (MHBN), zie ook Figuur 1.1 en Figuur 1.2.

Rekening houden met uitbreidbaarheid

Indien een ontwerp niet uitbreidbaar is verdient het aanbeveling het ontwerp op extremere klimaatscenario's te baseren dan de gemiddelde scenario's die gewoonlijk als uitgangspunt dienen.

5.4 Instrumenten

In de oude leidraden LOR1 en LOR 2 zijn tabellen en grafieken opgenomen die behulpzaam zijn in het ontwerpproces. Als voorbeeld kunnen de Bretschneidergrafieken voor de golfhoogte worden genoemd. In dit technisch rapport zijn deze niet opgenomen. Met de groeiende kennis van de probabilistiek wordt het steeds steeds lastiger deze alleen vast te leggen in grafieken en tabellen. In dit technisch rapport is als uitgangspunt genomen dat gebruik gemaakt kan worden van de instrumenten die voor het toetsen zijn ontwikkeld, de zogenaamde Hydra familie (zie hoofdstuk 10). De Hydra modellen zijn ontwikkeld voor de toetsing van waterkeringen maar zijn in principe ook geschikt voor ontwerpdoeleinden en zullen in de wisselwerking met de ontwerpers verder ontwikkeld moeten worden.

06 / FAALMECHANISMEN EN DE HYDRAULISCHE BELASTINGEN

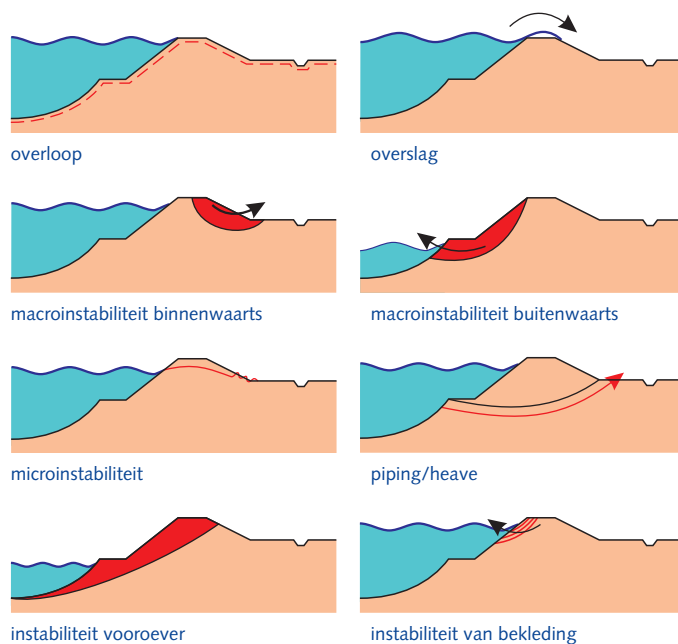


Het overstroom van een zomerdijk in een uiterwaard langs de Lek nabij Schoonhoven

06 / FAALMECHANISMEN EN DE HYDRAULISCHE BELASTINGEN

Een waterkering kan bezwijken als gevolg van verschillende faalmechanismen. In het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TRWG) zijn deze faalmechanismen beschreven (TAW, 2001). Figuur 6.1 toont de belangrijkste faalmechanismen ontleend aan het Voorschrift Toetsen op Veiligheid, (V&W, VTV 2004).

Figuur 6.1 Faalmechanismen van dijken



In Tabel 6.1 wordt de relatie gelegd tussen ieder faalmechanisme en de hiervoor relevante belastingen. De indeling en benoeming van de faalmechanismen is gelijk aan de indeling in hoofdstuk 5 van het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001). Per faalmechanisme worden de relevante belastingen opgesomd. In enkele gevallen zijn combinaties van belastingen relevant. In hoofdstuk 7 worden de hydraulische belastingen zoals genoemd in Tabel 6.1 in meer detail beschreven en wordt aangegeven hoe de belastingen dienen te worden bepaald. Voor de overige belastingen wordt verwezen naar hoofdstuk 8. In Tabel 6.1 staan verder de belasting- en sterktecomponenten die bij het faalmechanisme een rol spelen. Verder wordt in de tabel per faalmechanisme verwezen naar relevante technische rapporten. In hoofdstuk 1, Tabel 1.1 staan de afkortingen van de rapporten toegevoegd, waarnaar in de tabel wordt verwezen.

In en nabij grondconstructies komen allerhande objecten voor die geen bijdrage leveren aan de waterkerende functie, maar wel een invloed daarop kunnen uitoefenen. Te denken valt aan bebouwing, begroeiing, kabels, leidingen, wegen en dergelijke; deze worden niet-waterkerende objecten genoemd. Ze hebben invloed op alle genoemde faalmechanismen en worden daarom niet als apart faalmechanisme in de tabel benoemd.

Toelichting

In Tabel 6.1 zijn de belastingen gegeven per faalmechanisme. Hieronder volgt voor enkele faalmechanismen een nadere toelichting van de indeling van de tabel en de belastingen; voor een uitwerking per belasting wordt verwezen naar hoofdstuk 7 en 8.

Voor de extreem hoge buitenwaterstand dient de ontwerpwaterstand genomen te worden. Deze bestaat uit de Maatgevend Hoogwaterstand (MHW) en een robuustheidstoeslag (zie hiervoor paragraaf 1.6 en 5.3).

Ad 1 Overloop en golfoverslag

Overloop en golfoverslag zijn aparte faalmechanismen met als belangrijkste verschil de voor golfoverslag benodigde golfkarakteristieken en toelaatbaar golfoverslagdebiet. Voor beide mechanismen wordt onderscheid gemaakt in twee fenomenen namelijk infiltratie en afschuiven, en erosie van het binnentalud. Voor beide fenomenen zijn dezelfde hydraulische belastingen benodigd.

Ad 2 Macroinstabiliteit

Er worden twee situaties onderscheiden: één voor de eindsituatie (een gereed zijnde waterkering), en één voor de uitvoeringssituatie.

Ad 2a Macroinstabiliteit binnenwaarts

Binnen dit faalmechanisme wordt onderscheid gemaakt in de situatie zonder opdrijven en met opdrijven. In de situatie met opdrijven is een extra sterktecomponent van belang namelijk het eigen gewicht van slappe lagen.

Ad 2b Macroinstabiliteit buitenwaarts

In de Tabel 6.1 worden drie belastingsituaties onderscheiden:

- 1 Buitenwaterstand na snelle val + verhoogde freatische lijn bij MHW;
- 2 Buitenwaterstand GLW + verhoogde freatische lijn a.g.v. extreme neerslag.
De GLW is de gemiddelde laagwaterstand;
- 3 Buitenwaterstand $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ + normale freatische lijn in de dijk.
De $LW_{1/10 \text{ jaar}}$ is de laagwaterstand die eens per 10 jaar wordt overschreden;

In hoofdstuk 7 worden deze worden nader ingevuld voor de bovenrivieren, de benedenrivieren en de IJssel- en Vechtdelta.

Tabel 6.1 Relatie faalmechanismen en belastingen

Nr	Faalmechanisme	Hydraulische belastingen	Overige belastingen
1a Overloop			
1a1 1a2	infiltratie en afschuiven erosie binnentalud	extreme hoogwaterstand golfrandvoorwaarden	
1b Golfoverslag			
1b1 1b2	infiltratie en afschuiven erosie binnentalud	extreme hoogwaterstand golfrandvoorwaarden	
2 Macro-instabiliteit			
2a	binnenwaarts evt. in combinatie met opdrijven	Eindsituatie: a1) extreme hoogwaterstand bij lage binnenwaterstand evt. waterstandsverloop a2) extreme neerslag bij lage buitenwaterstand Uitvoeringsfase: buitenwaterstand (bij 100 keer de norm) bij normale binnenwaterstand evt. waterstandsverloop	eigen gewicht (actief) verkeer
2b	buitenwaarts	Eindsituatie: b1) buitenwaterstand na snelle val bij hoge binnenwaterstand evt. waterstandsverloop b2) extreme neerslag bij lage buitenwaterstand b3) extreem lage buitenwaterstand Uitvoeringsfase: buitenwaterstand (bij 100 keer de norm) bij normale binnenwaterstand evt. waterstandsverloop	eigen gewicht (actief) verkeer
3 Micro-instabiliteit			
3a 3b	afdrukken bekleding uitspoeling grond	extreem hoge buitenwaterstand	
4 Piping/heave			
		extreem hoge buitenwaterstand bij lage binnenwaterstand evt. waterstandsverloop	
5 Instabiliteit vooroever			
5a	afschuiving	zie 2b	eigen gewicht (actief) verkeer
5b	zettingvloeiing	extreem lage buitenwaterstand	heiwerkzaamheden trillingen aardbevingen
6 Instabiliteit van bekleding			
		buitenwaterstand golfkarakteristieken evt. waterstandsverloop stroomsnelheid	scheepsgolven

Nr	Faalmechanisme	Belastingcomponent	Sterktecomponent	Verwijzingen
1a Overloop				
1a1 1a2	infiltratie en afschuiven erosie binnentalud	buitenwaterstand stroomsnelheid op kruin en binnentalud freatische lijn	kruinhoogte zetting/klink erosiebestendigheid grasmat grondeigenschappen helling/sterkte binnentalud	TRWG TREG
1b Golfverslag				
1b1 1b2	infiltratie en afschuiven erosie binnentalud	buitenwaterstand golfkarakteristieken golfverslagdebiet stroomsnelheid op kruin en binnentalud freatische lijn	kruinhoogte zetting/klink erosiebestendigheid grasmat grondeigenschappen helling/sterkte binnentalud	TRGG TRWG TREG
2 Macro-instabiliteit				
2a	binnenwaarts evt. in combinatie met opdrijven	buitenwaterstand freatische lijn waterspanningen	eigen gewicht (passief) eigen gewicht slappe lagen	TRWG TRWD AWG
2b	buitenwaarts	buitenwaterstand freatische lijn waterspanningen	eigen gewicht (passief) schuifsterkteparameters	TRWG TRWD AWG
3 Micro-instabiliteit				
3a 3b	afdrukken bekleding uitspoeling grond	freatische lijn wateroverdrukken grondwaterstroming	helling binnentalud gewicht bekleding eigenschappen kernmateriaal	TRWG
4 Piping/heave				
		buitenwaterstand	korrelweerstand	TRZW
5 Instabiliteit vooroever				
5a	afschuiving	buitenwaterstand freatische lijn waterspanningen	eigen gewicht (passief) schuifsterkteparameters	TRWG TRWD AWG
5b	zettingsvloeiing	buitenwaterstand waterspanningen	korrelspanningen	TRWG
6 Instabiliteit van bekleding				
		hoge/lage buitenwaterstand bijbehorende golfkarakteristieken	sterkte bekleding	TRS TREG TRAW

De basis voor de drie onderscheiden belastingsituaties is ontwikkeld voor het benedenrivierengebied. Voor de bovenrivieren en IJssel- en Vechtdelta is hier in hoofdstuk 7 een invulling gegeven die betrekking heeft op de te hanteren buitenwaterstanden.

Alleen bij schaaldijken staat bij een lage of gemiddelde afvoer het rivierwater direct tegen de dijk. In alle andere gevallen dient de bijbehorende waterstand te worden vertaald naar een bijbehorende grondwaterstand.

Ad 5 Instabiliteit vooroever

Het onderdeel afschuiving van de vooroever is vergelijkbaar met macroinstabiliteit buitenwaarts. Vandaar dat voor de hydraulische belastingen in de tabel hiernaar wordt verwezen. De hoogteligging van de vooroever is bepalend voor de waterstand die voor het faalmechanisme relevant is. Bij een laag liggende vooroever is een hoge buitenwaterstand niet van belang en dient een lage waterstand gekozen te worden.

Ad 6 Instabiliteit van bekleding

Voor de instabiliteit van bekledingen zijn combinaties van waterstanden en golfkarakteristieken van belang.

07 / HYDRAULISCHE BELASTINGEN



Dijk tussen Kesteren en Opheusden tijdens extreem hoog water van de Neder-Rijn

07 /

HYDRAULISCHE BELASTINGEN

7.1 Algemeen

In hoofdstuk 6 is de relatie aangegeven tussen de verschillende faalmechanismen en belastingen. In dit hoofdstuk wordt nader ingegaan op de hydraulische belastingen. In hoofdstuk 8 worden de overige belastingen beschreven. Bij de beschrijving van de hydraulische belastingen wordt zoveel mogelijk aangesloten bij de beschrijving in Tabel 6.1. Indien van toepassing wordt bij de beschrijving onderscheid gemaakt in de bovenrivieren, de benedenrivieren en de IJssel- en Vechtdelta. Achtereenvolgens wordt ingegaan op de volgende belastingen; tussen haakjes staat de betreffende paragraaf vermeld:

- Maatgevende Hoogwaterstand (MHW) (7.2);
- Bepaling maatgevend hydraulisch belastingniveau voor golfoverslag (7.3);
- Waterstandsverloop (7.4);
- Waterstand bij snelle val (7.5);
- Binnenwaterstand (7.6);
- Lage buitenwaterstanden (7.7);
- Buistoten, bui-oscillaties en seiches (7.8);
- Golven (7.9);
- Golfbelasting voor bekledingen (7.10);
- Stroming langs de waterkering (7.11);
- Extreme neerslag (7.12).

Omdat er wordt ontworpen voor een planperiode moet bij de bepaling van de hydraulische belastingen ook gekeken worden naar toekomstige ontwikkelingen. De beschrijving in dit hoofdstuk is in principe geschikt voor de bepaling van de belastingen in de huidige situatie, maar ook voor de bepaling van de belastingen in de toekomst. Voor de toekomstige ontwikkelingen en hoe deze te verwerken in de hydraulische belastingen, wordt verwezen naar hoofdstuk 9.

7.2 Maatgevende Hoogwaterstand (MHW)

De Maatgevende Hoogwaterstand (MHW) is gedefinieerd als de berekende waterstand aan het einde van de planperiode met een overschrijdingsfrequentie gelijk aan de norm

(zie hoofdstuk 1). Afhankelijk of het ontwerp een dijk of een rivierverruiming betreft, wordt de maatgevende waterstand berekend aan de teen van de dijk of in de as van de rivier.

De beschrijving van de maatgevende hoogwaterstanden vindt plaats per gebied. Eerst wordt ingegaan op de modelberekeningen. Vervolgens wordt de MHW-bepaling in de as van de rivier beschreven, en tot slot de MHW aan de teen van de waterkering.

7.2.1 Bovenrivieren

De waterstanden worden bepaald met een computerrekenmodel voor tweedimensionale waterbeweging. Anders dan in de benedenrivieren is het dwarsverhang als gevolg van de stroming zeer belangrijk. Dit en de diversiteit van de inrichting in de uiterwaarden is de aanleiding geweest de waterbeweging in het bovenrivierengebied met tweedimensionale modellen te berekenen.

Voor de bouw van het model zijn geografische gegevens benodigd over de inrichting van de uiterwaarden. Dit betreft onder andere de hoogteligging, de ligging van zomerkades, de vegetatie, ligging en diepte van plassen. Verder is de diepteligging van het zomerbed vereist. De afregeling vindt plaats op één of meer zo hoog mogelijke hoogwatergolven aangezien het model gebruikt wordt voor de berekening van extreme hoogwaterstanden. Er wordt rekening gehouden met zijdelingse toestroming van water via zijrivieren, beken en gemalen.

De afvoerrand van het model ligt verder bovenstrooms dan de afvoermeetpunten Lobith en Borgharen. Voor de Rijn wordt gerekend vanaf Emmerich, en voor de Maas vanaf Eijsden. In beide gevallen is het afvoerloop vertaald naar deze locatie; voor de Maas wordt hierbij ook rekening gehouden met toestromingen en onttrekkingen op het tussenliggende traject. Voor de berekening van waterstanden is een afvoergolf benodigd en een inschatting van de waterstanden bij de benedenranden van het model. De meest recente modellen zijn ontwikkeld in het kader van de Thermometerrandvoorwaarden 2006 en worden beschreven in van Velzen et al. (2007a) voor de Rijn en van Velzen et al. (2007b) voor de Maas.

MHW in de as van de rivier

De MHW in de as van de rivier is de topwaterstand uit een berekening bij een topafvoer die hoort bij de terugkeertijd van de betreffende dijkkring (vaak 1/1250 of 1/250).

In het geval van de Onbedijkte Maas dient ervoor gezorgd te worden dat de waterstands-berekeningen worden uitgevoerd bij niet-overstroombare kades (zie verder paragraaf 7.3.3). Voor het bovenrivierengebied zijn geen meetgegevens beschikbaar met betrekking tot op- en afwaaiing door de wind op de rivier, zowel in langs- als in dwarsrichting. Schattingen op grond van formules uit de literatuur geven slechts geringe waarden, variërend van enige centimeters tot maximaal een decimeter. Gelet op deze geringe waarden en de onnauwkeurigheid van andere bepalende factoren, behoeft de opwaaiing niet apart in rekening te worden gebracht bij de bepaling van de MHW.

MHW aan de teen van de waterkering

Voor het ontwerp van een waterkering is de waterstand nabij de teen van de waterkering van belang. Door de aanwezigheid van zomerkades, hooggelegen terreinen, dwarsverhang in bochten etc. kan de waterstand nabij de waterkering tot enkele decimeters afwijken van de waterstand in de as van de rivier.

In het verleden zijn verschillende methodes toegepast om waterstanden aan de teen van de waterkering af te leiden. Aangezien er tweedimensionale waterbewegingsmodellen worden gebruikt voor de bepaling van de waterstand in de as van de rivier, is het mogelijk om hieruit ook de topwaterstanden nabij de waterkering te halen. Aanbevolen wordt om deze te gebruiken.

De opwaaiing door wind hoeft niet apart in rekening te worden gebracht.

7.2.2 Benedenrivieren

De waterstand in het benedenrivierengebied wordt bepaald door meerdere stochasten: de afvoer van Rijn en Maas, de wind (snelheid en richting), de zeewaterstand in de Maasmond, en de werking van de stormvloedkeringen. De wind en de zeewaterstand zijn sterk gecorreleerd.

Bij de werking van de stormvloedkeringen zijn ook de onzekerheden van belang, aangezien de stormvloedkeringen sluiten op basis van een voorspelde waterstand. Daarom wordt de voorspelnaauwkeurigheid meegenomen en is de werking van de stormvloedkeringen ook een stochast. Een bepaalde hydraulische belasting in het benedenrivierengebied kan door vele combinaties van genoemde stochasten worden veroorzaakt. Iedere combinatie van stochasten heeft een bepaalde kans van optreden en bij iedere combinatie kan met behulp van een model de bijhorende hydraulische belasting (waterstand, maatgevend hydraulisch belastingniveau) worden bepaald. In Bijlage C wordt het probabilistisch model van de benedenrivieren dat ten grondslag ligt aan Hydra-B beschreven.

Door het grote aantal berekeningen dat nodig is, is het omwille van de rekentijden niet mogelijk een 2-dimensionaal rekenmodel te gebruiken. Met een ééndimensionaal model (Sobek) wordt de waterstand in de as van de rivier berekend, waarna een eenvoudige vertaling plaatsvindt naar de teen van de dijk (zie verder). Het meest recente model is ontwikkeld in het kader van de Thermometerrandvoorwaarden 2006 en wordt beschreven in de Waal (2007).

Omwille van de rekentijd kan er maar een beperkte hoeveelheid combinaties worden doorgerekend. De combinaties moeten daarom 'slim' gekozen worden en dienen het hele domein af te dekken. De genoemde stochasten worden daarom op een verantwoorde manier geschematiseerd en gecombineerd.

Als voorbeeld wordt in Tabel 7.1 een schema van stochastcombinaties gegeven, dat is gebruikt voor de bepaling van de Thermometerrandvoorwaarden 2006 (de Waal, 2007). In dit schema worden 6768 combinaties van stochasten doorgerekend. Voor het ontwerp, waarbij soms meerdere alternatieven moeten worden doorgerekend en waar stochastcombinaties van de toekomst (planperiode) moeten worden gebruikt, maakt dat grote aantal berekeningen het ontwerpproces weinig flexibel. In paragraaf 10.4 wordt aandacht besteed aan dit probleem.

Tabel 7.1 Schema belastingscombinaties benedenrivierengebied

Stochasten		Waarden											Aantallen				
afvoer	tbv Rijn als stochast	Rijnafvoer	m ³ /s	600	2.000	4.000	6.000	8.000	10.000	13.000	16.000	18.000			9	18	
		50%-Maasafvoer	m ³ /s	55	217	687	1.156	1.626	2.095	2.800	3.504	3.974					
	tbv Maas als stochast	Maasafvoer	m ³ /s	10	327	855	1.382	1.909	2.437	3.228	3.700	4.546			9		
		50%-Rijnafvoer	m ³ /s	600	2.000	4.000	6.000	8.000	10.000	13.000	14.700	18.000					
overig	"WEST"	Zeewaterstand		m+NAP	1,11	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00					6	348	6768
		Wind	Windrichting	-		ZW	WZW	W	WNW	NW	NNW	N			7		
			Windsnelheid	m/s	0	10	20	30	42					1+4	29		
		Keringsituatie		-	open	dicht							2				
	"OOST"	Zeewaterstand		m+NAP	1,30									1	28		
		Wind	Windrichting	-		NNO	NO	ONO	O	OZO	ZO	ZZO	Z	ZZW		9	
			Windsnelheid	m/s	0	10	20	30					1+3	28			
		Keringsituatie		-	open							1					

MHW in de as van de rivier

De MHW in de as van de rivier volgt uit een probabilistisch analyse met Hydra-B.

MHW aan de teen van de waterkering

Voor het ontwerp van een waterkering is de waterstand aan de teen van de waterkering van belang. In Hydra-B zijn uitvoerlocaties nabij de teen van de waterkering gedefinieerd.

De MHW nabij de waterkering volgt uit een probabilistisch analyse met Hydra-B.

Voor elke stochastcombinatie volgt de waterstand nabij de teen uit de waterstand in de as van de rivier vermeerderd met de zogenaamde dwarsopwaaiing (met opwaaiing in de lengterichting van de rivier wordt in een 1D model wel rekening gehouden).

De dwarsopwaaiing wordt binnen Hydra-B berekend met een formule uit LOR2 (TAW, 1989). De formule luidt:

$$\Delta h = \frac{\alpha u^2 F \cos(\phi)}{d}$$

waarin:

Δh	= opwaaiing	[m]
α	= coëfficiënt: $0.35 \cdot 10^{-4}$	[s ² /m]
u	= windsnelheid	[m/s]
F	= strijklengte	[m]
ϕ	= hoek tussen de windrichting en de dwarsrichting	[°]
d	= waterdiepte	[m]

De dwarsopwaaiing op het voorland tot aan de waterkering moet nog afzonderlijk worden berekend. Als het voorland laag ligt en de waterdiepte d relatief groot is ten opzichte van de breedte B ($d/B > 0,001$), dan kan eveneens van bovenstaande formule gebruik worden gemaakt.

Ligt daarentegen het voorland hoog en is de diepte klein ten opzichte van de breedte ($d/B < 0,001$), dan wordt aanbevolen over te gaan op de formule:

$$\Delta h = \sqrt{0,7 \cdot 10^{-6} u^2 F \cos(\phi) + d^2} - d$$

De berekende opwaaiing wordt zodanig verticaal verschoven totdat de opwaaiing in de as van de rivier nul is. Voor de strijklengte wordt de werkelijke afstand genomen van de uitvoerlocatie naar de overkant van het water in de richting van de wind. Obstakels worden hierbij verwaarloosd. Voor details wordt verwezen naar bijlage 3 in de Goederen (1999).

De toegepaste formules zijn een benadering. Voor de beperkingen wordt verwezen naar paragraaf 11.5

7.2.3 IJssel- en Vechtdelta

In de Vecht- en IJsseldelta bepalen, net als in het benedenrivierengebied, meerdere stochasten de waterstand in het gebied: de afvoer van de Vecht en de IJssel, het IJsselmeerpeil (kortweg meerpeil), de windrichting en windsnelheid en de werking van de Balgstuw Ramspol. De afvoer en het meerpeil zijn sterk gecorreleerd, in de zin dat hoge afvoeren en hoge meerpeilen relatief vaak gezamenlijk optreden.

Om de terugkeertijden van de hydraulische belastingen te bepalen is het probabilistisch model Hydra-VIJ ontwikkeld.

In Hydra-VIJ zijn waterstanden nodig voor een groot aantal combinaties van (de uitkomsten) van de modelstochasten. Net als in het benedenrivierengebied kan, omwille van de

rekentijd, maar een 'beperkt' aantal combinaties worden doorgerekend. De combinaties moeten daarom 'slim' gekozen worden en dienen het hele domein af te dekken. Tabel 7.2 geeft de combinaties die daarvoor met WAQUA zijn doorgerekend ten behoeve van de Thermometerrandvoorwaarden 2006. Voor de oostelijke windrichtingen is alleen windsnelheid 0 m/s doorgerekend, vanuit de gedachte dat verhoogde waterstanden door opwaaiing voor deze richtingen niet voorkomen. In Hydra-VIJ worden alleen de maximale waterstanden uit de WAQUA-sommen gebruikt.

Tabel 7.2 Schema belastingcombinaties IJssel- en Vechtdelta

Max. windsnelheid (m/s)	Windrichting (graden)	Meerpeil (m+NAP)	Fal en Ramspol (-)	Combinaties afvoeren	
				Vecht (m ³ /s)	IJssel (m ³ /s)
0	225	-0,40	niet	10	100
10	247,5	-0,10	wel	100	500
16	270	0,00		250	950
22	292,5	0,90		400	1.400
27	315	1,30		550	1.850
32	337,5			700	2.300
37	360			850	2.750
42				925	2.975
				1.000	3.200

Het resultaat van een (standaard) Hydra-VIJ berekening is een hydraulische belasting, corresponderend met een door de gebruiker opgegeven terugkeertijd. In Bijlage D is het probabilistisch model van de benedenrivieren dat ten grondslag ligt aan Hydra-VIJ in meer detail beschreven.

Voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006 is een tweedimensionaal waterbewegingsmodel voor de IJssel- en Vechtdelta ontwikkeld (Beijk, 2007). Het modelgebied loopt vanaf Ommen (Vecht), Olst (IJssel) en Zwolle (keersluis) naar de Ketelbrug en omvat de benedenloop van de IJssel en Vecht, het Zwarte Water, het Zwarte Meer, Kampereiland en Ketelmeer.

MHW in de as van de rivier

De MHW in de as van de rivier volgt uit een probabilistische analyse met Hydra-VIJ.

MHW aan de teen van de waterkering

Voor het ontwerp zijn de waterstanden aan de teen van de waterkering van belang. In Hydra-VIJ zijn uitvoerlocaties nabij de teen van de waterkering gedefinieerd. Aangezien er tweedimensionale waterbewegingsmodellen worden gebruikt, is het mogelijk om hieruit ook de waterstanden nabij de waterkering te halen. Aanbevolen wordt om deze te gebruiken. In de modelberekeningen is rekening gehouden met de invloed van de wind op de waterstanden.

De MHW nabij de waterkering volgt uit een probabilistische analyse met Hydra-VIJ.

7.3 Bepaling maatgevend hydraulisch belastingniveau voor golfoverslag

7.3.1 Algemeen

Het maatgevend hydraulisch belastingniveau (MHBN) wordt gedefinieerd als de kruinhoogte waarbij precies wordt voldaan aan het geldende golfoverslagcriterium. Het golfoverslagdebiet voldoet daarbij precies aan het vooraf gekozen toelaatbaar debiet. Hiervoor zijn gegevens nodig over waterstanden en bijbehorende golfkarakteristieken. In deze paragraaf wordt eerst ingegaan op golfoverslag en de bepaling hiervan. Daarna volgt per gebied een beschrijving van de bepaling van het maatgevende hydraulisch belastingniveau. De bepaling van de golfkarakteristieken wordt beschreven in paragraaf 7.9 en Bijlage E.

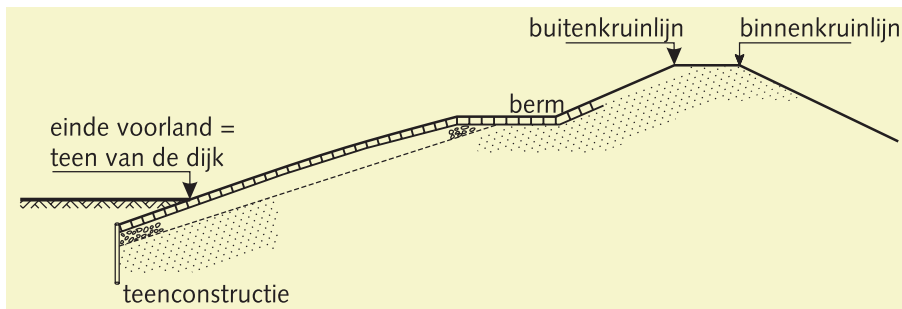
7.3.2 Golfoverslag

Voor de bepaling van de golfoverslag bij dijken en dammen wordt voor alle gebieden aanbevolen het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken toe te passen (TAW, 2002). De formules zijn opgenomen in het rekenmodel PC-Overslag en in de Hydra-modellen. Voor de berekening van golfoverslag bij aanwezigheid van keerwanden of muren op een kade, waarbij veel breken van golven op de ondergelopen kade zelf wordt verwacht, wordt verwezen naar de Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003).

Als invoer zijn nodig: de geometrie van de dijk, en de golfparameters. Voor de golven worden de volgende grootheden gebruikt: H_{m0} voor de golfhoogte, $T_{m-1,0}$ voor de golfperiode en θ voor de golfrichting (zie voor uitleg paragraaf 7.9). Deze laatste wordt verwerkt in de correctiefactor voor de hoek van inval. De hoek van inval is gedefinieerd als de hoek tussen de normaal van de dijk en de golfrichting.

De golfoverslag wordt gegeven als een gemiddeld debiet per strekkende meter breedte, bijvoorbeeld in m^3/s of in l/s per m. De golfoverslag wordt berekend ten opzichte van de hoogte van de buitenkruinlijn (zie Figuur 7.1 uit TAW, 2002) en er wordt van uitgegaan dat deze overslag ook de achterkant van de kruin en het binnentalud bereikt.

Figuur 7.1 Dwarsdoorsnede door een dijk



In werkelijkheid gaat er bij golfoverslag niet een constant debiet over de kruin van een waterkering. De hoogste golven zullen in korte tijd, korter dan een golfperiode, een grote hoeveelheid water over de kruin laten lopen. De stroomsnelheid over het talud varieert dan ook. Lagere golven zullen helemaal geen overslag geven. In het Technisch Rapport Golfoploop en Golfoverslag bij Dijken (TAW, 2002) wordt een methode gegeven, waarbij de verdeling kan worden berekend van overslagvolumes per golf. Zo'n overslagvolume per golf, V , wordt gegeven in m^3 per m per golf.

Aanbevolen formules

Ondanks het probabilistische karakter van de bepaling van ontwerpbelastingen wordt de golfoverslag in de berekeningen deterministisch meegenomen. Dat betekent dat onzekerheden en spreiding in de formules niet expliciet worden meegenomen in de berekeningen. Aanbevolen wordt om daarom de deterministische formules uit TAW (2002) toe te passen.

7.3.3 Maatgevend hydraulisch belastingniveau bovenrivieren

Voor de bepaling van het maatgevend hydraulisch belastingniveau (MHBN) in het bovenrivierengebied wordt onderscheid gemaakt in twee gebieden. Het eerste gebied betreft het bedijkte deel van de Maas en alle Rijntakken. Hierlangs liggen primaire waterkeringen met een normfrequentie van 1/1250.

Het tweede gebied betreft de kadegebieden langs de Onbedijkte Maas. Op 28 april 2005 is de *Wet op de waterkering* gewijzigd. Hiermee zijn de kadegebieden langs de Maas toegevoegd als dijkringen omgeven door primaire waterkeringen met een veiligheidsnorm van 1/250. De kades hebben een bijzondere status en worden daarom apart behandeld.

1/1250 waterkeringen

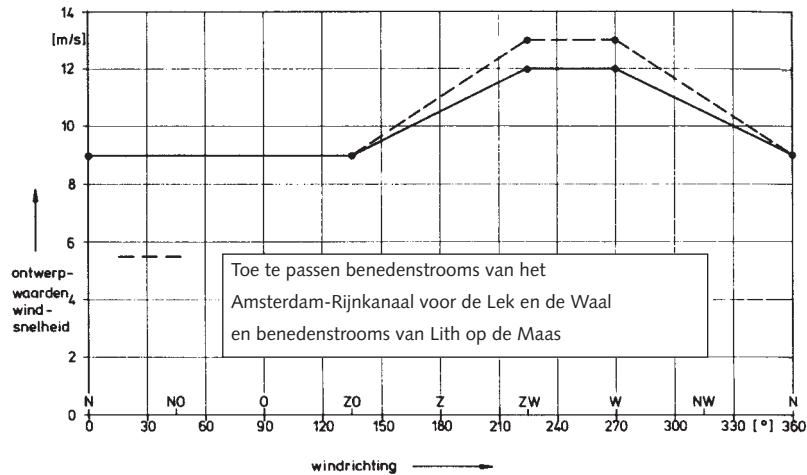
De basis voor de bepaling van het MHBN met betrekking tot golfoverslag voor de 1/1250-waterkeringen wordt gevormd door de maatgevende hoogwaterstand (MHW) aan de teen van de waterkering. Er wordt aanbevolen om ontwerpwindnelheden in rekening te brengen (zie ook paragraaf 5.2), waarmee golven worden berekend. Per windrichting wordt het hydraulisch belastingniveau berekend als de benodigde hoogte om te voldoen aan het vooraf gekozen toelaatbaar golfoverslagdebiet. Het MHBN is dan gelijk aan de hoogste van alle berekende hydraulische belastingniveau's, rekening houdend met de minimale waakhogte

In Figuur 7.2 zijn de ontwerpwaarden voor de windsnelheid volgens de stations Deelen en Herwijnen weergegeven, ontleend aan Bijlage 12 van LOR1 (TAW, 1985). In de figuur is tevens het toepassingsgebied van beide grafieken aangegeven. In het oostelijke deel worden lagere windsnelheden toegepast dan in het westelijke deel van het gebied. Voor de achtergronden van deze ontwerpwindnelheden wordt verwezen naar Dillingh en Cappendijk (1997).

In LOR1 (TAW, 1985) ontbreekt de grens voor toepassing op de Maas. In de praktijk zijn tot nu toe voor de gehele Maas tot Heusden de lage ontwerpwindnelheden toegepast. In verband met consistentie met de andere riviertakken is een grens gekozen bij Lith. Vlakbij ligt de grens tussen de dijkringen 41 (Land van Maas en Waal) en 40 (Heerewaarden).

Strikt genomen zijn de ontwerpwindnelheden afgeleid voor 1/1250-waterkeringen. In het bedijkte deel van het bovenrivierengebied liggen echter ook enkele waterkeringen met een afwijkende veiligheidsnorm zoals bij Heerewaarden (zie ook paragraaf 2.1.1 en 2.1.4). Voor deze waterkeringen kan worden afgeweken van de ontwerpwindnelheden.

Figuur 7.2 Ontwerpwaarden voor de windsnelheid volgens de stations Deelen en Herwijnen (TAW, 1985)



Maaskades

In het kader van het Deltaplan Grote Rivieren zijn in 1995 langs de Onbedijkte Maas kades aangelegd. De aanleg van kades is slechts één van de manieren om het vereiste beschermingsniveau te halen. In het plan waren ook rivierverruimingsmaatregelen opgenomen. Uiteindelijk zullen deze plannen binnen Maaswerken vorm krijgen. Vooruitlopend op de rivierverruiming zijn vanaf 2005 bij Roermond, Venlo en Gennep-Middelaar nieuwe kades aangelegd en zijn bestaande kades verhoogd (deze kades worden kortweg RVG-kades genoemd). De kadeaanpassingen zijn gestart in 2005 en worden eind 2007 afgerond. De overige kades (de zgn. sluitstukkades) worden aangelegd of verhoogd na uitvoering van de geplande rivierverruimingswerken.

Bij het ontwerp van de aanpassingen van de RVG-kades vielen de kades nog niet onder de *Wet op de waterkering*. De aanpassingen van de RVG-kades zijn ontworpen door Rijkswaterstaat Maaswerken en zijn opgenomen in het POL Kadeplan (Maaswerken, 2002), en in de partiële herziening hiervan (Maaswerken, 2004).

De Maaskades hebben een bijzonder karakter. Het beschermingsniveau achter de kades is 1/250, terwijl de kadegebieden bij een 1/1250 niveau dienen in te stromen. Bij het uitwerken van het project Maaswerken is steeds het uitgangspunt gehanteerd dat de aanleg van de Maaskaden niet mocht leiden tot stijging van de toetspeilen benedenstrooms van het projectgebied. Dit betreft dan de dijkringgebieden 36 en 41 en de gebieden benedenstrooms daarvan. Een onderdeel hiervan is dat de kadegebieden een belangrijk aandeel hebben in de verlaging van de waterstanden tijdens een 1/1250 afvoergolf. Dit laatste houdt in dat de kadehoogte begrensd is: immers als de kade te hoog wordt, stroomt het gebied erachter niet meer in tijdens het passeren van een 1/1250-afvoergolf.

Het begrensd zijn van de kadehoogte betekent ook dat de waakhoogte begrensd is. Het gevolg hiervan is dat er meer dan elders langs de rivieren aandacht nodig is voor golfoverslag en bestendigheid van kruin en binnentalud daartegen bij ontwerp, dus tot de afvoer een 1/250 peil heeft bereikt. Voor het vervullen van de waterstandsverlagende functie voor een 1/1250-afvoersituatie is het van belang dat er bij het ontwerp aandacht nodig is voor de standzekerheid tot een niveau van 1/1250.

Op grond van het bovenstaande is het onduidelijk of de huidige ontwerpwind snelheden voor de 1/1250-waterkeringen kunnen worden toegepast op het ontwerp van de Maaskades. Voor het ontwerpen van nieuwe Maaskades of aanpassingen aan bestaande kades is het gewenst dit te onderzoeken en eventueel een aangepaste ontwerpmethodiek te ontwikkelen. Deze kan dan worden toegepast bij het ontwerp van de sluitstukkades.

7.3.4 Maatgevend hydraulisch belastingniveau benedenrivieren

In het benedenrivierengebied wordt het maatgevend hydraulisch belastingniveau bepaald door een probabilistische analyse van combinaties van waterstanden en bijbehorende golfkarakteristieken. Deze analyse kan worden uitgevoerd met Hydra-B. Voor een gekozen toelaatbaar golfoverslagdebiet en dijkgeometrie (inclusief voorland en/of obstakel) wordt het MHBN berekend. De probabilistische berekening vindt plaats op dezelfde manier als die van MHW (zie paragraaf 7.2.2 en Bijlage C). De berekening van golven vindt plaats binnen Hydra-B op basis van vooraf gekozen strijklengtes en waterdieptes.

7.3.5 Maatgevend hydraulisch belastingniveau IJssel- en Vechtdelta

In de IJssel-Vechtdelta wordt het maatgevend hydraulisch belastingniveau bepaald door een probabilistische analyse van combinaties van waterstanden en bijbehorende golfkarakteristieken. Deze analyse kan worden uitgevoerd met Hydra-VIJ. Voor een gekozen toelaatbaar golfoverslagdebiet en dijkgeometrie (inclusief voorland en/of obstakel) wordt het MHBN berekend. De probabilistische berekening vindt plaats op dezelfde manier als die van MHW (zie paragraaf 7.2.3 en Bijlage D). De berekening van golven vindt plaats binnen Hydra-VIJ op basis van vooraf gekozen strijklengtes en waterdieptes.

7.4 Waterstandsverloop

Bovenrivieren

Voor diverse faalmechanismen waarbij een extreem hoge buitenwaterstand van belang is, wordt voor het bovenrivierengebied in eerste instantie een constante waterstand aangenomen, gelijk aan de ontwerpwaterstand (zie Tabel 6.1). Bij een nadere detaillering kan het belangrijk zijn inzicht te hebben in het waterstandsverloop bij MHW omstandigheden. Aanbevolen wordt het waterstandsverloop toe te passen zoals uit de tweedimensionale waterbewegingsmodellen komt ter plaatse van de waterkering. Dit is het waterstandsverloop voor de waterkering, bij een maatgevende afvoergolf nabij de landsgrens, rekening houdend met de inrichting van het gebied en overige inzichten.

Benedenrivieren

Voor de bepaling van Thermometerrandvoorwaarden 2006 zijn waterstandsverlopen afgeleid voor het benedenrivierengebied (de Waal, 2007). Deze zijn afgeleid per rivierkilometer en apart beschikbaar (buiten Hydra-B). Ze zijn bepaald voor de veiligheidsnorm van de aangrenzende dijkringen. Er zijn aparte waterstandsverlopen afgeleid voor open en voor dichte keringen. De methode is geschikt om toe te passen voor ontwerpomstandigheden.

IJssel- en Vechtdelta

Er is nog geen methodiek ontwikkeld die waterstandsverlopen bepaald voor de IJssel- en Vechtdelta. De methode die is ontwikkeld voor de benedenrivieren dient geschikt gemaakt te worden voor toepassing in Hydra-VIJ.

7.5 Waterstand bij snelle val

Voor de macro-instabiliteit buitenwaarts is één van de relevante belastingssituaties een ongunstige combinatie van hoog freatisch vlak in de dijk na een snelle daling van de buitenwaterstand vanaf MHW (zie hoofdstuk 6). In deze paragraaf wordt de bepaling van de waterstand bij snelle val nader uitgewerkt.

Bovenrivieren

Voor het bovenrivierengebied wordt aanbevolen uit te gaan van een situatie na een val van 10 dagen. De bijbehorende waterstand volgt uit het waterstandsverloop zoals beschreven in paragraaf 7.4 en is de waterstand die 240 uur na de lokale topwaterstand optreedt.

Benedenrivieren

Voor het benedenrivierengebied zijn verschillende combinaties van rivierafvoeren, zeewaterstand en stormopzet bepalend voor de hoogwaterstanden. Voor de bepaling van de snelle val is het daarom niet voldoende om uit te gaan van één representatief waterstandsverloop. Er wordt aanbevolen om voor drie verschillende situaties de waterstandsverlopen af te leiden en hieruit de snelle val te bepalen. De meest ongunstige van de drie is maatgevend bij de stabiliteitsberekening. Deze werkwijze komt overeen met de huidige praktijk in Zuid-Holland. De drie situaties zijn:

- 1 een belastingssituatie met de maatgevende afvoergolf en gemiddeld getij op zee zonder wind. De benodigde waterstand volgt uit de situatie na een val van 10 dagen. Deze situatie sluit aan bij de bepaling voor het bovenrivierengebied. Voor Rijn- en Maasdominante locaties geldt de bepalende rivier;
- 2/3 een waterstandsverloop behorend bij de combinatie van stochasten die de grootste bijdrage levert aan de overschrijdingsfrequentie. Er dient zowel gekeken te worden naar de situatie met open als de situatie met dichte keringen. Dit komt overeen met het waterstandsverloop zoals beschreven in paragraaf 7.4. Voor deze situatie is de waterstand maatgevend die optreedt 1 dag na de hoogste waterstand. De getijcomponent kan hierbij verwaarloosd worden.

IJssel- en Vechtdelta

Voor de IJssel- en Vechtdelta zijn vele verschillende combinaties van rivierafvoeren, IJsselmeerpeil en wind bepalend voor de hoogwaterstanden. Daarom wordt aanbevolen om in analogie met de benedenrivieren drie verschillende situaties te onderscheiden. De meest ongunstige is maatgevend bij de stabiliteitsberekening. De drie situaties zijn:

- 1 een belastingssituatie met maatgevende afvoer en streefpeil op het IJsselmeer. De benodigde waterstand volgt uit de situatie na een val van 10 dagen. Deze situatie sluit aan bij de bepaling voor het bovenrivierengebied. Voor IJssel- en Vechtdominante locaties geldt de bepalende rivier;
- 2/3 een waterstandsverloop behorend bij de combinatie van stochasten die de grootste bijdrage levert aan de overschrijdingsfrequentie. Dit komt overeen met het waterstandsverloop zoals beschreven in paragraaf 7.4 en is nog niet beschikbaar. Voor deze situatie is de waterstand maatgevend die optreedt 1 dag na de hoogste waterstand.

7.6 Binnenwaterstand

Lage binnenwaterstand

Voor de bepaling van de macro-instabiliteit binnenwaarts en piping/heave is een lage binnenwaterstand bepalend. Indien verschillende polderpeilen voor een gebied bestaan, kan het laagste polderpeil van het gebied genomen worden.

Normale binnenwaterstand

Voor de bepaling van de macro-instabiliteit in de uitvoeringsfase is een normale binnenwaterstand bepalend. Hiervoor kan het gebruikelijke polderpeil van het gebied genomen worden.

Hoge binnenwaterstand

Voor de bepaling van de macro-instabiliteit buitenwaarts is juist een hoge binnenwaterstand bepalend. In dat geval wordt aangenomen dat het polderpeil stijgt tot aan de gemiddelde maaiveldhoogte ter plaatse van de laagste gedeelten van de polder. Hierbij wordt verondersteld dat tevens de bemaling van de polder uitvalt. Van belang is ook om rekening te houden de aanwezigheid van kwelkaden en afsluitbare duikers en stuwen in binnendijs gelegen watergangen, waarmee het waterpeil kan worden opgezet.

7.7 Lage buitenwaterstanden

Ten behoeve van de controle op macro-instabiliteit (binnen- en buitenwaarts) zijn ook situaties van belang met lagere buitenwaterstanden dan de maatgevende waterstand. In deze paragraaf komen deze waterstanden aan bod. Voor de betreffende belastingsituaties wordt verwezen naar hoofdstuk 6. Veel van de genoemde waterstanden kunnen worden ontleend aan de website www.waternormalen.nl. Hier staan voor diverse peilmeetstations waterstands- en afvoergegevens vermeld. Voor tussenliggende locaties kan worden geïnterpoleerd. Voor de Vechtdelta zijn geen gegevens beschikbaar via deze website (stand april 2007).

Alleen bij schaaldijken staat bij lage waterstanden het rivierwater direct tegen de dijk. In alle andere gevallen dient de bijbehorende waterstand te worden vertaald naar een bijbehorende grondwaterstand.

Gemiddeld laagwater (GLW)

Voor de belastingsituatie met extreme neerslag is een buitenwaterstand nodig die overeenkomt met Gemiddeld Laag Water (GLW). Voor de benedenrivieren is dit de waterstand die overeenkomt met gemiddelde afvoer en het laagwater van het gemiddeld getij.

Voor de bovenrivieren wordt aanbevolen de waterstand te gebruiken overeenkomend met de gemiddelde rivierafvoer.

Voor de IJssel- en Vechtdelta geldt de waterstand die optreedt bij een gemiddelde IJssel- en Vechtafvoer in combinatie met streefpeil van het IJsselmeer.

LW_{1/10}-jaar

De macrostabiliteit dient ook verzekerd te zijn in geval van extreem lage waterstanden.

Hiervoor wordt in de benedenrivieren de laagwaterstand gebruikt die 1 x per 10 jaar wordt overschreden.

Voor de bovenrivieren is de LW_{1/10} niet gedefinieerd. Daarom is gekozen voor een praktische uitwerking waarvan de gegevens beschikbaar zijn. Voor de Rijn wordt de waterstand geadviseerd die overeenkomt met de OLR-afvoer (Overeengekomen Lage Rijnafoer).

Voor de Maas wordt geadviseerd om de gemiddelde zomerafvoer te kiezen. Voor het gestuwde deel van de Maas komen de waterstanden vrijwel overeen met de stuwpeilen.

Voor de IJssel- en Vechtdelta dient hiervoor het winterstreefpeil van het IJsselmeer te worden aangehouden; dit wordt incidenteel overschreden. Op de Vecht bovenstrooms van Vechterweerd wordt aanbevolen uit te gaan van het stuwpeil.

Uitvoeringsfase

De macrostabiliteit (zowel binnen- als buitenwaarts) dient ook tijdens de uitvoeringsfase gewaarborgd te zijn. Hiervoor wordt een buitenwaterstand toegepast die een 100 keer zo grote kans op overschrijding hebben dan MHW. .

7.8 Buistoten, bui-oscillaties en seiches

Buistoten zijn eenmalige extra opslingeren van de zeespiegel ten gevolge van depressies in de atmosfeer. Hun duur kan variëren van enkele minuten tot een uur. De grootte loopt aan de open kust meermalen op tot 0.50 m. Er is sprake van een buistoot wanneer het een enkele verstoring van de waterspiegel betreft; indien verstoringen zich in een min of meer regelmatige reeks voordoen wordt er gesproken van buioscillaties.

In de LOR2 (TAW, 1989) was een aanbeveling opgenomen hoe om te gaan met de toeslag voor buistoten en bui-oscillaties. Conform de Deltacommissie was aanbevolen om een gereduceerde waarde van de buistoot in rekening te brengen, waarbij de reductie afhankelijk is van de golfoploop. Dezelfde waarden zijn ook opgenomen in het Basisrapport van de Leidraad Zee- en Meerdijken (TAW, 1999). Het buistoot-effect wordt daarbij geacht het effect van bui-oscillaties te domineren en daarom is aangenomen dat dit effect in dat van de buistoot is verdisconteerd.

Zowel buistoten als bui-oscillaties kunnen aanleiding geven tot opslingeren in aan één zijde afgesloten havenbekkens. Deze havenslingeren worden seiches genoemd. De grootte ervan kan oplopen tot één meter. Dit is in het benedenrivierengebied alleen een significant verschijnsel in de Europoorthavens, aan het Calandkanaal en in de havens van de Maasvlakte.

Door de aanleg van de Maeslant- en Hartelkering is het belang van buistoten, bui-oscillaties en seiches in de hydraulische belastingen sterk afgenomen. Daarom wordt voorlopig aanbevolen om hiermee in het gebied binnen de keringen geen rekening te houden. Nader onderzoek is nodig naar de precieze bijdrage aan de hydraulische belasting.

7.9 Golven

7.9.1 Algemeen

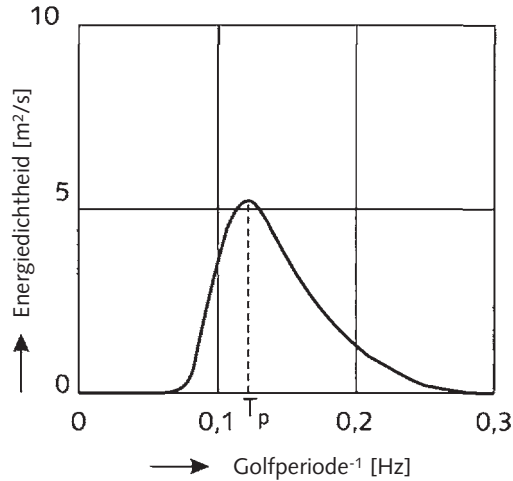
Bij het waarnemen van windgolven nabij een waterkering valt enerzijds een zekere regelmatigheid en anderzijds een zekere grilligheid op. Beide aspecten vindt men terug in de beschrijving van golven. Golven worden voorgesteld als een periodieke beweging, te karakteriseren met een golfhoogte H (de afstand tussen top en dal), een golfperiode T (de tijd tussen het passeren van twee opeenvolgende neergaande nuldoorgangen), een golflengte L (de horizontale afstand tussen twee opeenvolgende neergaande nuldoorgangen), en een golfrichting θ . Vervolgens wordt een meer realistische voorstelling verkregen door het golfbeeld voor te stellen als een samenstelling van een groot aantal componenten met elk een eigen waarde voor H en T en θ . In zijn eenvoudigste vorm wordt zo'n onregelmatig golfbeeld beschreven met twee nieuwe parameters, bijvoorbeeld de significante golfhoogte H_s en de significante golfperiode T_s , die redelijk aansluiten bij de golfhoogte en golfperiode zoals die van oudsher door zeelieden werden geschat. H_s is per definitie gelijk aan het gemiddelde van het hoogste één-derde deel van de golven. Evenzo is dan T_s het gemiddelde van het hoogste één-derde deel van de golfperiodes.

Een andere mogelijkheid om golfvelden te analyseren is met behulp van spectrale analyse. Het golfveld wordt hierbij beschouwd als zijnde opgebouwd uit verschillende sinusgolven, ieder met een hoogte en periode. De analyse resulteert in een golfspectrum; dit geeft de verdeling van de energie weer over de frequenties. De frequenties zijn de in het golfveld aanwezige golfperiodes, en de energie is een maat voor de golfhoogte die bij die frequentie hoort. Uit dit spectrum zijn karakteristieke maten te halen voor de golfhoogte en golfperiode (en golfrichting). Veel gebruikt worden H_{m0} (spectrale significante golfhoogte), T_{m01} (spectrale gemiddelde periode) en T_p (piekperiode). In de golfoverslagberekeningen is $T_{m-1,0}$ benodigd (zie paragraaf 7.3.2). De reden hiervoor is dat de T_p voor golfspectra na sterke breking of bij meer toppen niet goed te bepalen is.

Opgemerkt wordt dat golven in een golfveld ook verschillende richtingen hebben; ook deze kunnen spectraal geanalyseerd en beschreven worden.

In Figuur 7.3 is een vereenvoudigd golfspectrum weergegeven, overgenomen uit Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003).

Figuur 7.3 Voorbeeld vereenvoudigd golfspectrum



7.9.2 Golfberekingsmethoden

Voor de bepaling van golfhoogte en golfperiode uit windgegevens zijn verschillende methoden beschikbaar. Van eenvoudig naar complex zijn dit:

1 *golfgroeiformules*

Golfgroeiformules geven een eenvoudig verband tussen een karakteristieke golfmaat en windsnelheid, strijklengte en waterdiepte. In Holthuijsen (1980) is een overzicht gegeven van verschillende golfgroeikrommes. De bekendste is van Bretschneider (1973). Andere golfgroeikrommes zijn die van Wilson (1965). Recenter onderzoek heeft nog andere krommes opgeleverd, zoals die van Kahma en Calkoen (1992) voor diep water en Young en Verhagen (1996).

2 *geparametriseerd golfmodel zoals HISWA*

Het golfmodel HISWA is door de TU Delft ontwikkeld aan het eind van de jaren tachtig van de vorige eeuw (Holthuijsen et al., 1989). Het rekent stationair op een tweedimensionaal grid en karakteriseert het golfveld door karakteristieke golfparameters per golfrichting. Per golfrichting wordt de totale golfenergie, en de gemiddelde golfperiode beschouwd. Het houdt rekening met golfgroei, voortplanting, breking, bodemwrijving, refractie en shoaling. Voor het Haringvliet en Hollandsch Diep is een HISWA-model ontwikkeld (Veldman en Hurdle, 1997). Inmiddels is het model verouderd en opgevolgd door het golfmodel SWAN.

3 *volledig spectraal golfmodel zoals SWAN*

SWAN (Ris, 1997) is een volledig spectraal model, wat betekent dat elke golffrequentie en golfrichting apart gemodelleerd worden. Evenals HISWA, is het model SWAN ook ontwikkeld door TU Delft. Er wordt rekening gehouden met dezelfde processen als in het model HISWA, alleen worden deze processen op basis van betere fysica gemodelleerd. Ook wordt rekening gehouden met de onderlinge interacties tussen de golfcomponenten. Het grote voordeel van SWAN is dat alle golfcomponenten in een golfveld worden gemodelleerd. Fysische processen zijn gebaseerd op theoretisch dan wel op experimenteel onderzoek. Uit

vergelijking met metingen blijkt dat de golfhoogte over het algemeen goed berekend wordt, maar dat de golfperiode wat wordt onderschat.

7.9.3 Toepassing golfmodellen voor rivieren

Door het ontbreken van voldoende waarnemingen van golfhoogten en golfperiodes op de rivier is het niet mogelijk om aan te geven in welke mate de werkelijke golfaanval bij stromend water in de rivier zal afwijken van de berekende waarde; die geldt namelijk in het algemeen voor niet-stromend water. Er is nog veel onbekend over golfgroei in aanwezigheid van stroming.

Voor een gedeelte van de Waal is onderzocht wat de meerwaarde is van toepassing van golfmodellen HISWA en SWAN ten opzichte van Bretschneider (Beyer et al., 2000). Daaruit bleek dat bij verwaarlozing van de stroming tijdens maatgevende omstandigheden de golfhoogtes en golfperiodes van de drie methodes elkaar niet veel ontliepen. Bretschneider kwam qua golfhoogte wat hoger uit, terwijl de piekperiode vergelijkbaar of lager was. De golfploop (berekend op een standaard talud) kwam voor de drie methodes vergelijkbaar uit. Voor locaties met een waterdiepte kleiner dan 1,5 à 2 m kan een golfmodel wel meerwaarde hebben omdat refractie en breking belangrijker worden.

Op grond van de voorgaande vergelijking en het gebrek aan kennis over golfgroei op rivieren wordt het volgende aanbevolen:

- Op de bovenrivieren en de smalle wateren in de benedenrivieren en de IJssel- en Vechtdelta wordt aanbevolen de eenvoudige golfgroei-formules toe te passen. Deze formules geven een redelijke schatting van de golfhoogte en golfperiode en worden in Bijlage E toegelicht. In deze bijlage wordt tevens ingegaan op de invloed van vegetatie, obstakels, voorlanden, havens en complexe situaties;
- Op de brede wateren van het Haringvliet, Hollandsch Diep en de Biesbosch wordt aanbevolen om het 2D-golfmodel SWAN te gebruiken. Het is aan te bevelen om de berekeningen met SWAN door specialisten uit te laten voeren. Het maken van 2D-berekeningen vergt echter veel rekentijd en het is daarom niet realistisch te verwachten dat deze voor alle duizenden belastingcombinaties gemaakt kunnen worden. Voorlopig is er echter geen gevalideerd model beschikbaar. Tot die tijd kan gebruik worden gemaakt van golfgroei-formules. Daarbij dient bedacht te worden dat dit een benadering is en dat de geometrie eigenlijk te complex is voor het gebruik van golfgroei-formules. In paragraaf E.5 van Bijlage E worden hierover enkele opmerkingen gemaakt. Om een indruk te krijgen van de nauwkeurigheid wordt aanbevolen enkele controleberekeningen te (laten) maken met SWAN.

Voor achtergronden en beperkingen wordt verwezen naar paragraaf 11.3.

7.10 Golfbelasting voor bekledingen

7.10.1 Bovenrivieren

Tot nu toe is onbekend welke windsnelheden toegepast dienen te worden om golfbelastingen te bepalen voor bekledingen. In die gevallen is men geïnteresseerd in waterstanden lager dan MHW. In de huidige ontwerp-praktijk wordt bij gebrek aan betere informatie uitgegaan van de ontwerp-windsnelheden.

Voor de toekomst wordt aanbevolen om de methodiek die is ontwikkeld voor de benedenrivieren geschikt te maken voor de bovenrivieren.

7.10.2 Benedenrivieren

Voor het benedenrivierengebied is binnen Hydra-B een optie aanwezig om de golfbelasting te bepalen voor bekledingen. De methode wordt uitgebreid beschreven in Geerse (2004). Voor vier types bekledingen zijn belastingfuncties geformuleerd. Het gaat dan om:

- 1 Breuksteen;
- 2 Steenzettingen;
- 3 Plaat- en asfaltbekledingen (inclusief gepenetreerde breuksteen);
- 4 Grasmatten.

Per type bekleding kan de belasting bij benadering geschreven worden als:

$$\text{Belasting} = H_s^a T_p^b$$

Hierin is H_s de significante golfhoogte en T_p de piekperiode; de parameters a en b dienen per type bekleding op een geschikte manier te worden gekozen. Voor bijvoorbeeld steenzettingen geldt $a = 2/3$ en $b = 2/3$.

Voor een opgegeven bereik (in NAP-hoogtes) wordt een probabilistische berekening gemaakt. De uitvoer bestaat uit representatieve golfkarakteristieken voor één of meer windrichtingen.

7.10.3 IJssel- en Vechtdelta

Op dit moment is het nog niet mogelijk om de golfbelasting voor bekledingen te berekenen voor de IJssel- en Vechtdelta. De methode die is ontwikkeld voor de benedenrivieren dient hiervoor geschikt gemaakt te worden voor toepassing in Hydra-VIJ.

7.11 Stroming langs de waterkering

7.11.1 Algemeen

De bekleding op het buitentalud kan belast worden door stroming. Dit kan met name een rol spelen bij de stabiliteit van steenzettingen en de erosie van grasbekleding. Stroming langs de dijk is in de Nederlandse situatie in de regel niet maatgevend voor erosie van een grasmat. Welke stroomsnelheid langs de dijk in rekening moet worden gebracht, is sterk afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden: is het een schaaldijk, ligt de dijk in de stroomschaduw, zijn er op- en afritten aanwezig.

7.11.2. Steenbekledingen

Een steenbekleding kan bestaan uit gezette steen of uit losgestort materiaal. In deze subparagraaf wordt alleen ingegaan op stroming langs een steenzetting (zoals bij een rivierdijk of -oever). Een steenzetting kan ook op stroming worden belast door golfoploop (bovenin het talud van een dijk), maar de parameters van die belasting volgen uit de golfparameters benodigd voor de berekening van de golfoverslag. Voor stortsteen wordt verwezen naar hoofdstuk B6 van de Leidraad Zee- en Meerdijken (TAW, 1999).

Volgens het Technisch Rapport Steenzettingen (TAW, 2003) wordt in de ontwerp praktijk aangenomen dat een bekleding niet tegelijk door extreme golven en extreme stroming wordt belast. Er is geen ontwerp methode beschikbaar voor situaties met een combinatie van deze twee belastingen. In de praktijk wordt alleen rekening gehouden met stromingsbelasting als de maatgevende golfbelasting zeer laag is.

De stromingsbelasting kan in bijzondere omstandigheden een rol spelen bij topplaaginstabiliteit door stroming. In het algemeen kan worden gesteld dat een stroomsnelheid tot 1 m/s geen probleem is voor een steenzetting. In de ontwerpberekeningen wordt gebruik gemaakt van de dieptegemiddelde stroomsnelheid ter plaatse van de teen van het talud.

7.11.3 Grasbekleding

Volgens het Technisch Rapport Erosiebestendigheid van Grasland (TAW, 1998) veroorzaakt stroming langs het buitentalud een lagere belasting dan 30 cm hoge golven die een erosiebestendige grasmat zonder problemen weerstaat. Stroming levert daarom maar een geringe extra bijdrage aan de erosiebelasting. Deze belasting is dus niet maatgevend als er ook sprake is van golfbelasting.

In uitzonderlijke gevallen (geprononceerde schaar dijken) kunnen de stroomsnelheden zo groot worden, dat een grasbekleding niet voldoet.

7.11.4 Wijze van bepalen

De ontwerpwaarden van de stroomsnelheden en het verloop daarvan in de tijd zijn in principe door berekening te bepalen. Geadviseerd wordt om gebruik te maken van tweedimensionale stromingsberekeningen zoals van het model WAQUA. Deze modellen geven de dieptegemiddelde stroomsnelheid op vele plaatsen in het gebied, ook nabij de dijk.

Aangeraden wordt om de stroomsnelheden gedurende de hele afvoergolf te beschouwen; immers gedurende de was van de golf kunnen hogere stroomsnelheden optreden dan rond de top. De rekenmodellen zijn over het algemeen niet geijkt op gemeten stroomsnelheden, dus de berekende waardes dienen te worden opgevat als een benadering. In gevallen dat deze modellen ontbreken, wordt aanbevolen advies in te winnen bij de rivierbeheerder. Onder aanname van een logaritmisch snelheidsprofiel kan de dieptegemiddelde snelheid worden omgerekend naar snelheden op andere hoogtes.

Voor de benedenrivieren en IJssel- en Vechtdelta is het niet goed mogelijk om een representatieve stroomsnelheid te ontleen aan de waterstandsberekeningen. Voor beide gebieden zijn veel combinaties van stochasten van belang voor de hydraulische belasting. Daarnaast is voor de benedenrivieren de stroomsnelheid uit een eendimensionaal model niet geschikt. Voor beide gebieden dient contact opgenomen te worden met specialisten.

7.12 Extreme neerslag

Voor de bepaling van de macrostabiliteit is de belasting extreme neerslag bij een lage buitenwaterstand van belang (zie Tabel 6.1, onderdeel 2a2 en 2b2).

Voor het in rekening brengen van de extreme neerslag wordt rekening gehouden met een verhoging van de freatische lijn. Voor de rivierdijken in alle gebieden wordt aanbevolen rekening te houden met een verhoging van de freatische lijn met 1,00 meter.

Deze waarde wijkt af van de aanbevolen waarde van 0,50 m in paragraaf 2.4.5. van het Technisch Rapport Waterspanningen in Dijken (TAW, 2004) en is gebaseerd op nieuwe inzichten. Voor de achtergronden hiervan wordt verwezen naar Delfts Cluster (2001) en van Duinen (2004).

08 / OVERIGE BELASTINGEN



Scheepvaart op de Waal in de omgeving van Gendt

08 /

OVERIGE BELASTINGEN

8.1 Algemeen

In dit hoofdstuk komen de overige belastingen aan de orde. Overige belastingen kunnen worden omschreven als invloeden of processen die de stabiliteit van de kering bedreigen, anders dan hydraulische belastingen. In feite betreft een deel van de invloeden of processen bedreigingen en geen belastingen. Voor het gemak worden ze bij elkaar genoemd.

In dit hoofdstuk worden de volgende belastingen uitgebreid beschreven, tussen haakjes staat de betreffende paragraaf vermeld:

- Eigen gewicht (8.2);
- Verkeer (8.3);
- Scheepsgolven (8.4);
- Aardbevingen (8.5).

Niet-waterkerende objecten in of nabij de waterkering kunnen invloed uitoefenen op de waterkerende functie. Zoals in hoofdstuk 6 reeds is aangegeven, hebben deze invloed op alle faalmechanismen.

Aan bedreigingen wordt geen aandacht besteed, aangezien het geen directe belastingen betreft. Voor de volledigheid worden de in de literatuur aangetroffen bedreigingen genoemd.

- onttrekkingen uit de grond;
- vervormingen door ongelijkmatige zetting;
- menselijke activiteiten (bv. vandalisme);
- biologische aantasting (afstervende of afgestorven begroeiing, graverijen door dieren, enz.);
- chemische aantasting (aantasting materialen door oxidatie, zout enz);
- klimatologische aantasting (droogte, koud-warm). De belasting door extreme neerslag is behandeld in paragraaf 7.12.

Enkele typen belastingen worden hieronder wel genoemd, maar er wordt niet ingegaan op de gevolgen voor het ontwerp. Dit geldt bijvoorbeeld voor:

- *leidingen*

Hiervoor wordt verwezen naar de Leidraad Kunstwerken (TAW, 2003);

- *explosies*
Explosies kunnen tot gevolg hebben dat daarvoor gevoelige grond geheel of gedeeltelijk verweekt. Kennis van en inzicht in dit verschijnsel zijn nog zeer beperkt. Met de mogelijkheid van explosies dient rekening te worden gehouden bij opslag – óók in schepen – van explosieve stoffen zoals munitie en explosieve gassen of vloeistoffen in de nabijheid van de waterkering. Ook de aanwezigheid van niet-gesprongen explosieven uit de Tweede Wereldoorlog vormt een risicofactor;
- *bodemonderzoek*
In de Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen (TAW, 1988) is behandeld hoe om te gaan met grondboringen, sonderingen, exploratieboringen, seismisch bodemonderzoek en proefheiningen.
- *wind op begroeiing*
Voor de bepaling van de windbelasting op bomen wordt verwezen naar de Handleiding voor beplanting op en nabij primaire waterkeringen (STOWA, 2001);
- *ijs*
In Nederland bestaat geen regelgeving omtrent de wijze waarop bij het ontwerpen en toetsen van constructies rekening moet worden gehouden met ijsbelasting. In paragraaf 4.7 is de belasting ijs nader beschreven;
- *aanvaringen*
In het benedenrivierengebied zal de grootste kans op aanvaringen zijn in stormsituaties, wanneer een schip stuurloos of op drift raakt en de waterkering kan treffen. In het bovenrivierengebied is de situatie tijdens storm minder maatgevend. Op de rivieren zal bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart worden stilgelegd.
De beheerder moet zelf nagaan of in zijn specifieke situatie een combinatie van een scheepsaanvaring met bepaalde Hydraulische Randvoorwaarden een voor het ontwerp maatgevende situatie oplevert. In dat geval is specialistische ondersteuning gewenst;
- *drijvend vuil*
Drijvend vuil en wrakhout hebben in het algemeen te weinig massa om serieuze schade aan een harde bekleding te veroorzaken; beschadiging van grasbekleding is wel mogelijk.

8.2 Eigen gewicht

Het eigen gewicht van het dijklichaam moet als een belasting worden gezien. Het aandrijvend moment in de analyse van de macrostabiliteit wordt in hoge mate door dit eigen gewicht bepaald. Ook in de bovenbelasting van de ondergrond bij zettingsberekeningen speelt het eigen gewicht een rol. Het eigen gewicht hangt af van de geometrie van de constructie en het soortelijk gewicht van de in het grondlichaam aanwezige materialen (zand, klei wegverharding) alsmede van de mate van verzadiging van deze materialen. Opgemerkt wordt dat het gewicht ook een bijdrage levert aan de sterkte: de schuifweerstand langs het glijvlak door en onder het eigenlijke dijklichaam neemt hierdoor toe. In Tabel 6.1 zijn beide aspecten (belasting en sterkte) aangegeven met de termen 'actief' en 'passief'.

8.3 Verkeer

Los van de vraag of een dijk bij hoge waterstanden voor verkeer wordt afgesloten, verdient het aanbeveling bij het ontwerp en de stabiliteitscontrole rekening te houden met een verkeersbelasting op de dijk. Bij een eventuele calamiteit kan immers transport van zwaar materiaal en materieel over de dijk noodzakelijk zijn. In LOR1 (TAW, 1985) werd geadviseerd rekening te houden met 15 kN/m² met een breedte van 2,5 m. Volgens het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001) moet worden gerekend met een belasting van 400 kN per 12 m¹, wat overeenkomt

met 13,3 kN/m² over een breedte van 2,5 m. In Bijlage 2 van de Handreiking Constructief Ontwerpen (TAW, 1994) is aangegeven hoe de belasting rekentechnisch moet worden verdisconteerd. De berijdbaarheid moet worden afgestemd op het in rekening gebrachte overslagdebiet.

8.4 Scheepsgolven

Belasting door scheepsgolven zal alleen in bijzondere gevallen een rol spelen bij het ontwerp. In die gevallen kan gebruik gemaakt worden van het computerprogramma DIPRO+ (Dimensioning PROtections). Overigens zal op de rivieren bij een zeer hoge waterstand de scheepvaart worden stilgelegd. Onderstaande beschrijving is ontleend aan de het Technisch Rapport Steenzettingen, deel Achtergronden (TAW, 2003).

De waterbeweging als gevolg van langsvarende schepen bestaat uit:

- primaire scheepsgolven (frontgolven, tijdelijke waterspiegeldaling en haalgolven);
- secundaire scheepsgolven (boeg- en/of hekgolven);
- stroming (retourstroom en stroming door schroefstraal).

Primaire scheepsgolven zijn ter plaatse van de oever meestal niet hoger dan 0,3 à 0,5 m; in bijzondere gevallen is een golfhoogte van 1 m mogelijk. De periode van front- en haalgolven is 2 à 5 s, de spiegel­daling kan 20 à 60 s aanhouden. Primaire golven dempen snel uit zodat ze alleen van belang zijn als de schepen dicht langs de oever varen (minder dan ongeveer 10 maal de scheepsbreedte). Hoogte en periode van de golven ter plaatse van de oever worden bepaald door het scheepstype, de vaarsnelheid, het dwarsprofiel van de vaarweg en de afstand tot de oever; dit is tevens de invoer die DIPRO+ nodig heeft om de primaire golven te berekenen.

Secundaire scheepsgolven zijn te onderscheiden in transversale en divergerende golven; de maatgevende secundaire golven ontstaan door de interferentie van deze twee soorten golven. De interferentiepieken hebben meestal een hoogte van 0,2 à 0,5 m, incidenteel komt een golfhoogte van 1 m voor. De bijbehorende periode is 2 à 3 s. Secundaire golven dempen nauwelijks uit en planten zich dus over honderden meters voort. De golfhoogte wordt bepaald door de vaarsnelheid, het scheepstype en het dwarsprofiel van de vaarweg. De golflengte en golfperiode worden volledig bepaald door de vaarsnelheid.

8.5 Aardbevingen

Aardbevingen in Nederland kunnen optreden van nature (bij de slenken en horsten van Brabant en Limburg) of veroorzaakt worden door de mens (gaswinning). Voor de primaire waterkeringen in het rivierengebied zijn de natuurlijke aardbevingen in Brabant en Limburg van belang.

De natuurlijke aardbevingen hebben in het geologische verleden de koers van de Maas bepaald. In de afgelopen 10.000 jaar heeft de Maas meerdere malen haar koers verlegd door tektonische bewegingen. Een aardbeving in Nederland kan dus wel degelijk leiden tot dijkdoorbraken en zelfs het verleggen van de stroomgeul.

Tot nu toe wordt er bij het ontwerp en de toetsing van waterkeringen geen rekening gehouden met aardbevingen. De belangrijkste reden hiervoor is dat aardbevingen en extreem hoog water twee onafhankelijke gebeurtenissen zijn, en dat de bijdrage aan de kans op falen van grondconstructies daarom geheel te verwaarlozen is; zie bijvoorbeeld het Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies (TAW, 2001) en het Voorschrift Toetsen op Veiligheid (Ministerie van V&W, 2004). Het is de vraag of dit een terechte redenering is. Immers ook een aardbeving die tot schade leidt bij lagere waterstanden dan MHW kan bijdragen aan het falen van de waterkering. Dit geldt ook voor een aardbeving voorafgaand aan een dergelijk hoogwater, waarbij de schade nog niet is hersteld.

Op 13 april 1992 werd Nederland opgeschrikt door een krachtige aardbeving bij Roermond. De aardbeving had een sterkte van 5.8 op de Schaal van Richter (bron: website KNMI). De aardbeving is voor zover bekend de sterkste die ooit in Nederland is waargenomen. In het gebied tussen Roermond, Maaseik en Heinsberg werd aanzienlijke schade aangericht met een intensiteit van ruim VII op de 12-delige Mercalli-schaal. Langs de oevers van de Maas en de Roer ontstonden op verschillende plaatsen diepe scheuren in de grond als gevolg van verzakkingen en afschuivingen (zie Figuur 8.1). Uit onderzoek van de schade op deze locatie is geconcludeerd dat de schade voornamelijk is veroorzaakt door verweking van de losgepakte zandlaag onder de dijk (Verheij et al., 2002).

Figuur 8.1 Diepe scheuren in de grond langs de Maas bij Roermond na de aardbeving van 13 april 1992 (foto: KNMI)



Om meer duidelijkheid te krijgen over de invloed van aardbevingen op het overstromingsrisico is een oriënterende studie uitgevoerd naar de invloed van aardbevingen op waterkeringen in de regio's Roermond, Bergen/Alkmaar en Groningen+Roswinkel (Verheij et al., 2002). De studie is uitgevoerd door WLIDelft Hydraulics in samenwerking met TNO-NITG, KNMI en Geodelft. Hieronder zijn de belangrijkste conclusies overgenomen voor de regio Roermond.

Hoofconclusie van het uitgevoerde onderzoek is dat als uitsluitend wordt gekeken naar de frequenties van het gecombineerde voorkomen van extreme aardbevingen én hoge waterstanden overeenkomend met MHW, er een verwaarloosbaar kleine kans is op een verminderde veiligheid tegen overstromen. De bijbehorende frequenties zijn een orde lager dan de norm.

Als wordt gekeken naar de gevolgen van een natuurlijke aardbeving, dan leidt dat weliswaar tot schade aan de dijk (maximale verplaatsingen van 10 tot 40 mm), maar deze schade is dermate gering dat de kans dat hierdoor inundatie optreedt te verwaarlozen is. Toch moet op basis van de studie worden geconcludeerd dat nu niet eenduidig kan worden geconcludeerd dat bij de veiligheidsbeoordeling geen rekening moet worden gehouden met aardbevingen. Er kan niet eenduidig worden geconcludeerd dat schade door aardbevingen altijd is uitgesloten en dat derhalve nooit sprake zal zijn van een verminderde veiligheid tegen overstromen.

In de regio Roermond kunnen aardbevingen optreden met versnellingen van $2,5 \text{ m/s}^2$ of $0,25g$ (inclusief standaardafwijking) bij een overschrijdingsfrequentie van 1/250 per jaar (10% kans dat de versnelling in een periode van 25 jaar wordt overschreden). Dit leidt tot

verplaatsingen in de orde van 10 mm en veiligheidsfactoren voor taludstabiliteit kleiner dan 1. Bij deze versnelling is rekening gehouden met opslingering bij slappe bodemcondities.

Geconcludeerd moet worden dat er nog onvoldoende bekend is over het risico van een aardbeving in combinatie met hoogwater. Nader onderzoek is nodig. Voorlopig hoeft echter geen rekening gehouden te worden met het risico van aardbevingen.

09 / ONTWERP- BELASTINGEN



Dijk langs de Merwede nabij Dalem

09 /

ONTWERP- BELASTINGEN

9.1 Algemeen

In de voorgaande hoofdstukken 5 tot en met 8 zijn de belastingen en de methodes om de belastingen te berekenen beschreven. Dit zijn echter nog geen ontwerpbelastingen. Een ontwerp wordt gemaakt voor een planperiode van bijvoorbeeld 50 of 100 jaar. Gedurende deze periode dient het uitgevoerde ontwerp te blijven functioneren zonder dat ingrijpende en kostbare aanpassingen noodzakelijk zijn. Dit toekomstgericht ontwerpen is onderdeel van het begrip robuust ontwerpen. In de Leidraad Rivieren (ENW, 2007) worden in de paragraaf robuust ontwerpen drie ontwerpeisen geformuleerd die van belang zijn voor de bepaling van de ontwerpbelastingen:

- In de ontwerpbelastingen wordt rekening gehouden met de verwachte toename van de rivierafvoer en de verwachte toename van de zee- en meerwaterstanden als gevolg van klimaatverandering gedurende de planperiode (zie paragrafen 9.3 t/m 9.5);
- Robuust ontwerpen betekent, dat de onzekerheid in de waterstand, in zowel het boven- als benedenrivierengebied, wordt opgenomen als een robuustheidstoeslag van 0,3 m (zie paragraaf 5.3). Deze toeslag kan natuurlijk ook andere onzekerheden opvangen, zoals onzekerheden in de golfloop. De beheerder kan van deze toeslag afwijken als uit een probabilistische analyse, waarin alle relevante onzekerheden zijn meegenomen, blijkt dat de toeslag niet passend is;
- Indien een ontwerp niet uitbreidbaar is verdient het aanbeveling het ontwerp op extremere klimaatscenario's te baseren dan de gemiddelde scenario's die gewoonlijk als uitgangspunt dienen.

De toekomstige ontwikkelingen waarmee in het bepalen van de ontwerpbelastingen rekening wordt gehouden zijn de verwachte autonome ontwikkeling, de verwachte klimaatverandering (paragraaf 9.2) en de wijze waarop hierop wordt geanticipeerd door maatregelen te nemen die de effecten van klimaatverandering beperken (paragraaf 9.9). De langetermijnvisies van de PKB Ruimte voor de Rivier (Ruimte voor de Rivier, 2007) en Integrale Verkenning Maas 2 (RWS, 2006) beschrijven de maatregelen waarmee de verhogende effecten van klimaatverandering op de ontwerpwaterstanden zoveel mogelijk kunnen worden opgevangen. De maatregelen zijn voornamelijk rivierverruimend van karakter. Met het regionale en lokale bestuur is overeengekomen de daarvoor benodigde ruimte te reserveren.

In paragraaf 9.2 wordt ingegaan op de recente inzichten in de verwachte klimaatverandering en de effecten hiervan op de voor de ontwerpbelastingen belangrijke grootheden. Er is voor gekozen om steeds maar één klimaatscenario te kiezen als voorkeurscenario. Het is mogelijk om in speciale gevallen hiervan af te wijken; zoals eerder vermeld verdient het de voorkeur om een meer extreem scenario te kiezen indien een ontwerp niet uitbreidbaar is.

9.2 Veranderingen van het klimaat

De waterbeheerders in Nederland bereiden zich sinds het einde van de jaren negentig serieus voor op de gevolgen van klimaatverandering. In 1997 heeft het KNMI (Können et al., 1997), op basis van de toen beschikbare resultaten van klimaatonderzoek, drie algemene klimaatscenario's voor Nederland samengesteld voor de Commissie Waterbeheer 21e eeuw (WB21). De scenario's zijn door de Commissie gepubliceerd in Kors et al. (2000). In het voorjaar van 2006 heeft het KNMI nieuwe klimaatscenario's voor Nederland en omgeving gepresenteerd (KNMI, 2006). Deze scenario's zijn gebaseerd op literatuur en modelresultaten. In februari 2007 heeft het Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) haar vierde assessment rapport uitgebracht over de meest recente inzichten met betrekking tot klimaatverandering (IPCC, 2007). De KNMI 2006 scenario's zijn gebaseerd op dezelfde modelresultaten als waarop het vierde assesment rapport is gebaseerd. De KNMI scenario's zijn verdere verfijningen voor de Nederlandse situatie ten opzichte van de scenario's in het IPCC rapport; in de KNMI scenario's is bijvoorbeeld voor de zeespiegelstijging wel rekening gehouden met de versneld afsmelten van de groenlandse en antarctische ijskap. De KNMI 2006 scenario's zijn als uitgangspunt gehanteerd voor de toekomstige ontwerpbelastingen. Indien de KNMI 2006 scenario's dit toelaten is er, vanwege de continuïteit, voor gekozen zoveel mogelijk vast te houden aan de getallen op basis van het WB21 middenscenario.

9.2.1 Temperatuur

De WB21 klimaatscenario's houden rekening met de temperatuurstijgingen gegeven in onderstaande tabel. Bij de uitwerking van het toekomstig waterbeheer is vaak praktisch het middenscenario van WB21 aangehouden. Voorbeelden hiervan zijn de afspraken in het Nationaal Bestuurakkoord Water (NWB) met betrekking tot de Regionale Wateroverlast en Uitbreiding spuicapaciteit voor het IJsselmeer, de Langetermijnvisie PKB Ruimte voor de Rivier en Integrale Verkenning Maas 2.

Tabel 9.1 WB21 Klimaatscenario's

Scenario	Temperatuurstijging in 2050 (t.o.v. 1990)
minimum	+0,5 °C
midden	+1 °C
maximum	+2 tot +3 °C

In tegenstelling tot de WB21 scenario's is in de nieuwe KNMI 2006 scenario's niet meer uitgegaan van drie scenario's (laag, midden, hoog) maar van 4 scenario's. De G scenario's zijn gematigd en gaan uit van een temperatuurstijging van 1 °C in 2050, de W scenario's zijn warmer en gaan uit van 2 °C temperatuurstijging in 2050.

De normale scenario's gaan er van uit dat de circulatiepatronen nauwelijks veranderen, de + scenario's houden er rekening mee dat de circulatiepatronen sterk veranderen (zie Tabel 9.2).

Tabel 9.2 Klimaatscenario's KNMI 2006

Scenario	Globale temperatuurstijging in 2050 (t.o.v. 1990)	Verandering van circulatiepatronen
G	+1 °C	zwak
G+	+1 °C	sterk
W	+2 °C	zwak
W+	+2 °C	sterk

9.2.2 Neerslag

Hoewel de temperatuur een belangrijke indicator is, moet bij de vergelijking van de KNMI 2006 en de WB21 scenario's ook naar de neerslag worden gekeken. Voor de afvoeren van Rijn en Maas zijn de 10 daagse neerslagsommen die eenmaal per 10 jaar worden overschreden belangrijk:

Tabel 9.3 Toename 10 daagse neerslagsom WB21 en KNMI 2006

WB21 scenario's	Toename 10 daagse neerslagsom	
	2050	2100
minimum	5%	10%
midden	10%	20%
maximum	20%	40%

KNMI 2006 scenario's	Toename 10 daagse neerslagsom	
	2050	2100
G	4%	8%
G+	6%	12%
W	8%	16%
W+	12%	24%

In de KNMI 2006 scenario's varieert de verandering in 10 daagse neerslag hoeveelheid die eens in de 10 jaar wordt overschreden voor 2050 van +4% tot +12%. In het midden scenario van WB21 werd voor 2050 uitgegaan van +10 %, de hoge schatting was +20%. De range van de KNMI 2006 scenario's is 4-12%. Het middenscenario van WB21 is in deze range een robuuste waarde.

9.2.3 Zeespiegel

De verwachtingen met betrekking tot de relatieve zeespiegelstijging worden weergegeven in Tabel 9.4 voor de WB21 scenario's en de KNMI 2006 scenario's.

Tabel 9.4 Zeespiegelstijging WB21 en KNMI 2006

WB21 scenario's	Relatieve zeespiegelstijging t.o.v. 1990 in cm	
	2050	2100
minimum	10	20
midden	25	60
maximum	45	85*/110

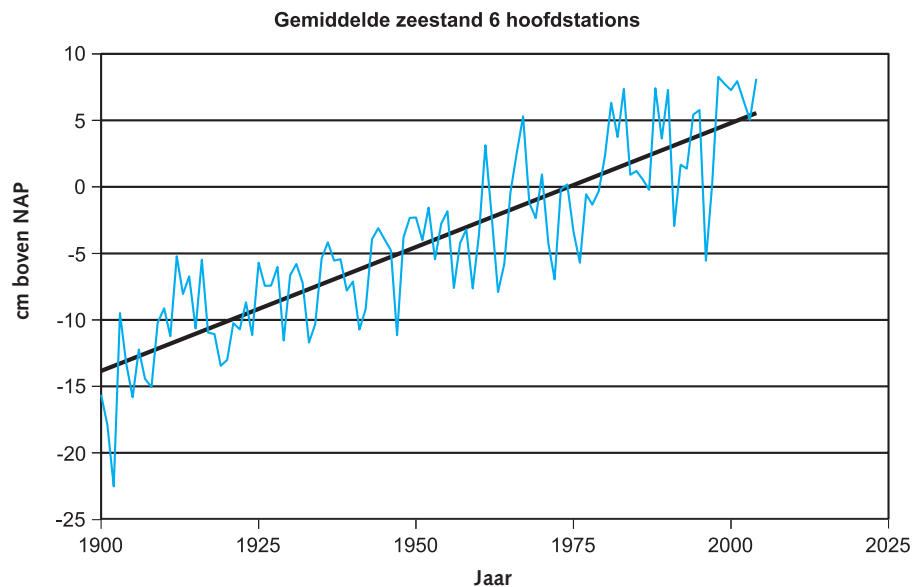
* Uit Leidraad Zandige Kust (TAW, 2002) en de 3e Kustnota (Ministerie van V&W, 2000)

KNMI 2006 scenario's	Zeespiegelstijging t.o.v. 1990 in cm	
	2050	2100
G/G+	15-25	35-60
W/W+	20-35	40-85

In de KNMI 2006 scenario's wordt voor 2100 een range gevonden van 35 tot 85 cm. Gemiddeld is dat 60 cm, wat gelijk is aan het middenscenario van WB21. Ook het maximum is voor beide scenario's gelijk voor 2100, namelijk 85 cm. De KNMI 2006 scenario's stemmen dus in hoofdlijnen overeen met de WB21 scenario's waarmee het waterbeleid tot nu toe rekening hield. Verder wordt opgemerkt dat de metingen van de zeespiegel tot nu toe het minimum scenario volgen (Dillingh, 2007), zie Figuur 9.1.

Er is geen aanleiding de tot nu toe gehanteerde waarde (PKB langetermijnvisie, kustbeleid) voor de zeespiegelrijzing (60 cm in 2100) te wijzigen.

Figuur 9.1 Zeespiegelstijging 1900-2005



9.2.4 Wind

Het KNMI heeft ook de gevolgen van de klimaatverandering voor wind onderzocht (KNMI, 2006). In de G en W scenario's verandert de hoogste daggemiddelde windsnelheid per jaar

nauwelijks (verandering $\leq 1\%$). De klimaatmodellen die zijn gebruikt voor de G+ en W+ scenario's laten een lichte toename zien van de hoogste daggemiddelde windsnelheid per jaar. De sterkte van de zware stormen, die momenteel minder dan eens per jaar voorkomen, neemt boven Noordwest Europa eveneens licht toe. De toename in de hoogste daggemiddelde windsnelheid per jaar van circa +2% per graad wereldwijde temperatuurstijging in de G+ en W+ scenario's is klein ten opzichte van de jaar-op-jaar variatie en de natuurlijke schommelingen op langere termijn. In geen van de scenario's zet de waargenomen dalende trend van het totale aantal stormen in Nederland in dezelfde mate door. Stormvloed en aan de Nederlandse kust treden op bij stormen uit westelijke tot noordelijke richtingen. De modelberekeningen die voor de vier scenario's zijn gebruikt geven aan dat de verandering van het aantal stormen uit deze richtingen gering is. De verandering van de wind voorspelt met behulp van de KNMI modellen is klein vergeleken bij de lange termijnvariatie en ook klein t.o.v de onzekerheden in de windstatistiek. Aanbevolen wordt bij het ontwerp van rivierdijken vooralsnog geen rekening te houden met een verandering in de windstatistiek als gevolg van klimaatverandering.

9.3 Afvoer

9.3.1 Maatgevende afvoer

De commissie WB21 heeft het effect op de rivierafvoer van Rijn en Maas bij de drie klimaat scenario's voor de veiligheidsnorm van 1/1250 ingeschat zoals weergegeven in Tabel 9.5.

Tabel 9.5 Extreme afvoeren WB21 scenario's: 1/1250 rivierafvoer in het jaar 2100

Scenario	Rijn bij Lobith (m ³ /s)	Maas bij Borgharen (m ³ /s)
minimum	16.800	4.180
midden	17.600	4.560
maximum	19.200	5.320

Uitgangspunt voor de langetermijnvisies van PKB Ruimte voor de Rivier en IVM 2 is het middenscenario van WB21. De gebruikte afvoeren zijn afgerond, voor de Rijn bij Lobith wordt in 2100 rekening gehouden met een afvoer van 18.000 m³/s en voor de Maas bij Borgharen met 4.600 m³/s.

Door De Wit et al. (2007) is een inschatting gemaakt van de gevolgen van de KNMI 2006 scenario's voor de 1/1250 afvoeren van Rijn en Maas (zie Tabel 9.6). De redenering die hierbij gevolgd is dat de procentuele toename in extreme afvoer gelijk is aan de procentuele toename van de 10 daagse neerslagsommen die eenmaal in de tien jaar worden overschreden.

Tabel 9.6 Extreme afvoeren KNMI 2006 scenario's: 1/1250 rivierafvoer in het jaar 2050 en 2100

Scenario	Rijn bij Lobith (m ³ /s)		Maas bij Borgharen (m ³ /s)	
	2050	2100	2050	2100
G	16.640	17.280	3.952	4.104
G+	16.960	17.920	4.028	4.256
W	17.280	18.560	4.104	4.408
W+	17.920	19.840	4.256	4.712

Voor de Rijn en de Maas wordt ervan uitgegaan dat de rivieren niet onbeperkt in staat zijn de extreme afvoeren te verwerken. Door bovenstroomse overstromingen geldt er een zogenaamd fysisch maximum. Voor de Rijn bij Lobith is in de Niederrhein studie (Lammersen, 2004) vastgesteld dat het fysisch maximum op dit moment 15.500 m³/s bedraagt. Daarbij is aangegeven dat de onzekerheid ±500 m³/s is.

Wat de fysische maxima in de toekomst zullen zijn is moeilijk aan te geven. Het hangt sterk af van de maatregelen die de bovenstrooms gelegen landen zullen nemen om de klimaatverandering op te vangen.

Er is echter breed draagvlak voor het idee dat de uitgangspunten die voor de PKB Ruimte voor de Rivier en IVM 2 zijn gehanteerd respectievelijk 18.000 m³/s en 4.600 m³/s, in relatie met de fysische maxima en de waarden in Tabel 9.6, robuuste getallen zijn. Daarom wordt met de waarden zoals genoemd in Tabel 9.7 rekening gehouden.

Tabel 9.7 Aanbevolen 1/1250 rivierafvoeren 2050 en 2100

Zichtjaar	Rijn bij Lobith (m ³ /s)	Maas bij Borgharen (m ³ /s)
2050	17.000	4.200
2100	18.000	4.600

Voor de Maaskades zijn de afvoeren bij een overschrijdingsfrequentie van 1/250 jaar van belang. De prognose voor de situatie op lange termijn (2100) is 3.950 m³/s bij Borgharen (RWS, 2006).

Voor de Overijsselse Vecht is de huidige maatgevende afvoer (TMR 2006) vastgesteld op 550 m³/s (Beijk, 2007).

Voor de Overijsselse Vecht zijn verkennende analyses uitgevoerd voor de relatieve afvoertoeename bij klimaatverandering. In Termes (2001) wordt op basis van verschillende studies rekening gehouden met een afvoertoeename bij Vechterweerd. Deze staat vermeld in Tabel 9.8

Tabel 9.8 Globale toename afvoer Overijsselse Vecht

Scenario WB21	2050	2100
minimum	7%	11%
midden	11%	18%
maximum	18%	31%

De getallen hebben nog een indicatief karakter. De toename van de afvoer zal worden beperkt door de fysische maxima en de maatregelen die worden genomen in het kader van Nationaal Bestuursakkoord Water. Hierin is afgesproken dat de waterbeheerders zich verplichten de gevolgen van klimaatverandering voor het regionale systeem primair binnen het regionale systeem op te lossen. Voor de KNMI 2006 scenario's zijn geen getallen beschikbaar.

9.3.2 Afvoerstatistiek

De afvoerstatistiek kan worden weergegeven met een werklijn en zogenaamde standaardafvoergolven. In de werklijn wordt de afvoerpiek van een afvoergolf uitgezet tegen de terugkeertijd. Bij de afvoerpiek kan een standaardafvoergolf worden bepaald met de zogenaamde afvoergolfgenerator (zie ook paragraaf 4.2).

Voor de modellen waarmee de ontwerpbelastingen worden berekend is de afvoerstatistiek op de volgende locaties nodig:

- Bovenrivieren: Lobith, Borgharen;
- Benedenrivieren: Lith, Lobith;
- IJssel- en Vechtdelta: Olst, Dalfsen.

De afvoerstatistiek voor Lith en Olst wordt, met behulp het 2D- waterbewegingsmodel WAQUA, bepaald uit de afvoerstatistiek van respectievelijk Borgharen en Lobith.

Afvoerstatistiek Lobith en Borgharen

Werklijn

De werklijnen voor Lobith en Borgharen zijn, voor de zichtjaren 2050 en 2100 weergegeven in Bijlage F.

De basis voor deze werklijnen wordt gevormd door de werklijnen die voor de Hydraulische Randvoorwaarden 2001 zijn afgeleid voor Rijn en Maas (van de Langemheen en Berger, 2002). Voor de zichtjaren 2050 en 2100 zijn de werklijnen zodanig verschoven dat de in paragraaf 9.3.1 genoemde getallen voor 2050 en 2100 door de werklijnen worden weergegeven.

Op deze methode is het nodige af te dingen; echter men dient hierbij te beseffen dat het gaat om een bereik in tijd en afvoer waar veel zal veranderen en de onzekerheden groot zijn. Bovenstrooms gelegen landen kunnen retentiemaatregelen treffen, dijken verhogen, rivierverruimingswerken uitvoeren, allemaal zaken die direct invloed zullen hebben op de werklijn.

De werklijnen zoals opgenomen in Bijlage F worden weergegeven met de volgende vergelijking:

$$Q = a \cdot \ln(T) + c$$

waarin:

a, c = coefficient

T = terugkeertijd in jaren

Q = afvoer in m³/s

In onderstaande Tabel 9.9 zijn, voor de Rijn en de Maas, de coëfficiënten a, c gegeven bij verschillende zichtjaren:

Tabel 9.9 Coëfficiënten werklijnen Rijn en Maas

Rijn (Lobith)	T \geq 25		T<25	
	a	c	a	c
Zichtjaar				
2001	1.316,4	6.612,6	1.517,8	5.964,6
2050	1.398,7	7.025,9	1.612,7	6.337,4
2100	1.481,0	7.439,2	1.707,5	6.710,2

Maas (Borgharen)	T \geq 250		T<250	
	a	c	a	c
Zichtjaar				
2001	324,4	1.486,8	352,9	1.329,6
2050	364,1	1.603,4	389,1	1.465,9
2100	403,9	1.720,1	425,2	1.602,2

Golfvorm

De representatieve golfvorm bij een bepaalde afvoerpiek uit de werklijn wordt beschreven met een zogenaamde standaardafvoergolf. De standaardafvoergolven zijn te bepalen met de zogenaamde golfvormgenerator, (Klopstra en Vrisou van Eck, 1999). De procedure in de golfvormgenerator is in 2004 verbeterd (van der Veen, 2005a,b; Wijbenga en Stijnen, 2004).

Er wordt als uitgangspunt gehanteerd dat klimaatverandering alleen effect heeft op de grootte van de afvoerpiek en niet op de vorm van de standaardafvoergolf.

Bij de standaardafvoergolven is geen rekening gehouden met eventuele fysische maxima. Indien men rekening wil houden met het fysisch maximum kunnen de standaardafvoergolven afgeknot worden op dat fysisch maximum. Door het afknotten van de afvoergolf houdt men rekening met de mogelijk langere duur van de afvoer op het niveau van het fysisch maximum. Nalevering uit bovenstreams opgetreden overstromingen wordt verwaarloosd.

Afvoerstatistiek Dalfsen

Omdat de invloed van klimaatverandering op de Vechtafvoer nog zeer indicatief is, is er nog geen statistiek voor de Overijsselse Vecht af te leiden waarin rekening wordt gehouden met klimaatverandering. Voor de afvoerstatistiek die is gebruikt voor de TMR 2006 wordt verwezen naar Beijck (2007).

In Hydra-VIJ worden afvoergolven geschematiseerd door trapezia (afgeknotten driehoeken), als afgebeeld in Figuur D.1 van Bijlage D. Afvoeren en meerpeilen zijn gecorreleerd: hoge afvoeren en meerpeilen gaan relatief vaak samen. Om deze correlatie te modelleren wordt in Hydra-VIJ een gezamenlijke kansdichtheid $f(k,s)$ gebruikt, gerelateerd aan het afvoer- en meerpeiltrapezium, waarbij k hier de piekwaarde van het afvoertrapezium voorstelt en s de piekwaarde van het meerpeiltrapezium. De marginale $f(k)$ en $f(s)$, die ontstaan door

respectievelijk s en k uit te integreren, moeten consistent zijn met de werklijnen voor de afvoer en het meerpeil. Ook dienen $f(k)$ en $f(s)$, in combinatie met de trapezia, de juiste momentane kansen voor de afvoer en het meerpeil op te leveren, zie daartoe de uitleg in Geerse (2006). De gezamenlijke kansdichtheidsverdeling $f(k,s)$ zal onder invloed van de toename van de afvoer en de meerpeilstijging moeten worden aangepast.

9.3.3 Zijdelingse toestroming Rijn, Maas en Vecht

De toename van de neerslag als gevolg van de klimaatverandering zal ook invloed hebben op de zijdelingse toestroming langs de Rijntakken, de Maas, Vechtdelta. In de KNMI 2006 scenario's worden voor de neerslag verwachtingen gepresenteerd voor het jaar 2050 en 2100, zoals weergegeven in Tabel 9.3.

Vooralsnog wordt er van uitgegaan dat de toename in zijdelingse afvoer voor de relatief kleine stroomgebieden gelijke tred houdt met de toename in neerslag. Dat betekent dat voor de warme scenario's W en $W+$ rekening gehouden zou moeten worden gehouden met een toename van de zijdelingse afvoer tussen de 8 en 12% in 2050. Door maatregelen in het lokale stroomgebied kan de toename worden verminderd. In de lange termijnvisies van de Rijn (PKB Ruimte voor de Rivier) en de Maas (IVM 2) wordt als uitgangspunt gehanteerd dat door maatregelen in het lokale stroomgebied geen toename zal ontstaan van de zijdelingse toestromingen. Dit is in overeenstemming met de afspraken in het Nationaal Bestuursakkoord Water. Daarin is afgesproken dat de waterbeheerders zich verplichten de gevolgen van klimaatverandering voor het regionale systeem primair binnen het regionale systeem op te lossen.

Samengevat: voor de zijdelingse toestroming hoeft geen rekening gehouden te worden met de toename ten opzichte van de in 2006 vastgestelde waarden bij de berekening van de thermometerrandvoorwaarden 2006 (van Velzen et al. 2007a,b, de Waal 2007 en Beijl, 2007).

9.4 Zeewaterstand

9.4.1 Wind-waterstandstatistiek

In 1987 heeft Volker een wind-waterstandstatistiek voor Hoek van Holland afgeleid. Deze statistiek levert een kansdichtheidsverdeling die aangeeft met welke kansen gedurende een getijperiode combinaties van windsnelheden, windrichtingen en zeewaterstanden kunnen optreden (Volker, 1987). De kansverdeling van Volker is inmiddels niet meer bruikbaar, omdat recente gegevens voor de zeewaterstand beschikbaar zijn gekomen. Bovendien heeft een (geringe) verandering van inzichten plaats gevonden.

De actuele statistiek voor Hoek van Holland is beschreven in (Geerse et al., 2002). Hierbij is zoveel mogelijk aangesloten op de statistiek die Volker had afgeleid (zie ook paragraaf C.8 in Bijlage C).

De kans op een wind-waterstand combinatie wordt gegeven door de kansdichtheidsfunctie $g(u,m,r)$. Hierin is u de windsnelheid, m de zeewaterstand en r de windrichting.

De functie is ook te schrijven als:

$$g(u,m,r) = g(r).g(m|r).g(u|m,r)$$

waarin:

- $g(u,m,r)$ kansdichtheidfunctie wind-waterstandscombinatie
- $g(r)$ kans op de windrichting in een getijperiode
- $g(m|r)$ kansdichtheidfunctie van de hoogste zeewaterstand in een getijperiode
gegeven een bepaalde windrichting r
- $g(u|m,r)$ kansdichtheidsfunctie van de windsnelheid in een getijperiode gegeven een
bepaalde richting en een bepaalde zeewaterstand

Er wordt van uitgegaan dat de windstatistiek niet beïnvloed wordt door klimaatverandering (paragraaf 9.2.4). De kansdichtheidfunctie $g(r)$ zal daarom niet veranderen.

Voor kleine waarden van de zeespiegelrijzing, zal de zeespiegelrijzing de stormopzet nauwelijks beïnvloeden. In dat geval is de zeespiegelrijzing in de kansdichtheidfuncties $g(m|r)$ en $g(u|m,r)$ te verwerken door de zeewaterstand m te vervangen door $m+\Delta m$ waarin Δm de zeespiegelrijzing is.

Voor grotere waarden zal de zeespiegelrijzing de stormopzet wel beïnvloeden. De verschuiving met Δm is in dat geval een conservatieve benadering en kan worden toegepast indien er geen informatie beschikbaar is van de invloed van de zeespiegelrijzing op de stormopzet.

9.4.2 Stormopzetduur en stormverloop benedenrivieren

De stormopzetduur is een belangrijke parameter bij de bepaling van de belastingen in het benedenrivierengebied. Deze wordt gedefinieerd als de tijdsduur dat de waterstand verhoogd is ten opzichte van het astronomisch getij. De stormopzet wordt geschematiseerd met een trapeziumvormig verloop (Bijlage C, Figuur C.3).

De stormopzetduur heeft invloed op de berekende maatgevende hoogwaterstanden: toename van 29 uur naar 33 uur leidt maximaal tot waterstandsverhogingen van ongeveer 0,10 m (Duits en Thonus, 2002).

De precieze stormopzetduur is onbekend en varieert per storm. In Vlag (2006) wordt een overzicht gegeven van de beschikbare gegevens. Een uitgebreid onderzoek is gedaan in 1987 op basis van waterstandswaarnemingen bij Hoek van Holland uit de periode 1898-1986 (van Weerden et al., 1987). Wanneer een trapeziumvormige stormopzet wordt gekozen, wordt de beste fit gevonden bij een gemiddelde duur van 33,2 uur, met een standaardafwijking van 1,46 uur.

In het licht van de klimaatveranderingen is geen uitspraak gedaan over de stormopzetduur. Er zijn echter voldoende aanwijzingen dat de stormopzetduur voor het benedenrivierengebied van 29 uur te kort is. Op basis van Van Weerden et al. (1987) zou een stormopzetduur van 33 uur in de huidige situatie een betere keuze zijn.

De resultaten van de klimaatmodellen laten geen grote veranderingen in sterkte en frequentie van de stormen zien. Vooralsnog kan niet worden vastgesteld dat de stormduur en sterkte zal veranderen onder invloed van klimaatverandering. Er zijn wel aanwijzingen dat de stormopzetduur toeneemt met toenemende zeewaterstanden, in welk geval de keuze van 33 uur, zeker in de toekomst, nog een onderschatting zou inhouden, zie daarvoor (De Valk en Steetzel, 1997).

In de toetsing (Ministerie van V&W, 2004) wordt 35 uur aanbevolen (en 45 uur voor de Waddenkust).

Er zijn voldoende aanwijzingen dat de stormopzetduur van 29 uur, die is gebruikt in de berekening van de toetspeilen in het benedenrivierengebied, aan de lage kant is. Aanbevolen wordt 35 uur te gebruiken als stormopzetduur voor de bepaling van ontwerpbelastingen in het benedenrivierengebied. Voor de toekomst kan geen uitspraak gedaan worden of klimaatverandering leidt tot verandering van de stormopzetduur.

Voor het stormverloop kan, op dezelfde wijze als in Figuur C.5 van Bijlage C, de basisduur van het trapezium gelijk gehouden worden aan de stormopzetduur.

9.5 IJsselmeerpeil

9.5.1 Gevolgen zeespiegelrijzing voor het IJsselmeer

De zeespiegelrijzing en de toename van de afvoer op de IJssel betekent dat ook het IJsselmeerpeil wordt beïnvloed. Dit is onderzocht in de studie Waterhuishouding in het Natte Hart (RWS, 2000).

De zeespiegelrijzing zal de spuicapaciteit beperken. De komende decennia kan het IJsselmeerpeil worden gehandhaafd door de spuicapaciteit in de Afsluitdijk te verdubbelen ten opzichte van de huidige capaciteit. In het meest waarschijnlijke beleidsscenario (meegroeien met de zee) zal het meerpeil daarna meestijgen met de zeespiegel.

Voor de WB21 klimaatscenario's zijn de waarden voor de stijging van het gemiddelde IJsselmeerpeil opgenomen in Tabel 9.10. De getallen zijn berekend met het instrumentarium BekkenWin. BekkenWin is een onderdeel van beslissing ondersteunend systeem WINBOS, dat is gebruikt bij de WIN studie.

Tabel 9.10 Stijging gemiddelde IJsselmeerpeilen (winter) in 2050 en 2100 bij de WB21 scenario's

Scenario	IJsselmeerpeil (m)		Zeespiegel (m)	
	Stijging 2050	Stijging 2100	Stijging 2050	Stijging 2100
minimum	0	0	0,10	0,20
midden	0	0,23	0,25	0,60
maximum	0,12	0,72	0,45	1,10

De nieuwe KNMI 2006 scenario's zijn niet doorgerekend met het WINBOS- instrumentarium. Omdat al eerder is vastgesteld dat voor de zeespiegelstijging de waarden van het WB21 middenscenario gehandhaafd kunnen blijven, wordt aanbevolen ook bij het IJsselmeerpeil rekening te houden met de waarden van het middenscenario van WB21.

9.5.2 Meerpeilstatistiek

De statistiek van het IJsselmeerpeil kan worden beschreven met de werklijn en de momentane overschrijdingskans. In de werklijn zijn de meerpeilpieken uitgezet tegen de terugkeertijd. De werklijn is bij de ontwikkeling van Hydra-VIJ opnieuw afgeleid (Beijk, 2006).

In Hydra-VIJ worden meerpeilgolven geschematiseerd door trapezia (afgeknotte driehoeken), als afgebeeld in Figuur D.1 van Bijlage D. Afvoeren en meerpeilen zijn gecorreleerd: hoge afvoeren en meerpeilen gaan relatief vaak samen. Om deze correlatie te modelleren wordt in Hydra-VIJ een gezamenlijke kansdichtheid $f(k,s)$ gebruikt, gerelateerd aan het afvoer- en meerpeiltrapezium, waarbij k hier de piekwaarde van het afvoertrapezium voorstelt en s de piekwaarde van het meerpeiltrapezium. De marginale $f(k)$ en $f(s)$, die ontstaan door respectievelijk s en k uit te integreren, moeten consistent zijn met de werklijnen voor de afvoer en het meerpeil. Ook dienen $f(k)$ en $f(s)$, in combinatie met de trapezia, de juiste momentane kansen voor de afvoer en het meerpeil op te leveren, zie daartoe de uitleg in Geerse (2006).

De gezamenlijke kansdichtheidsverdeling $f(k,s)$ zal onder invloed van de toename van de afvoer en de meerpeilstijging moeten worden aangepast.

9.5.3 Stormduur IJsselmeer

De resultaten van de klimaatmodellen laten geen grote veranderingen in sterkte en frequentie van de stormen zien. Vooralsnog zijn er geen aanwijzingen dat de stormduur zal veranderen onder invloed van klimaatverandering.

De stormduur in het IJsselmeer kan gehandhaafd blijven. De basisduur van de storm is 48 uur. De windsnelheid neemt hierin in 23 uur toe van 0 m/s tot de maximale wind (u), blijft dan 2 uur constant en neemt vervolgens in de overige 23 uur weer af tot 0 m/s.

9.6 Binnenwaterstand

Voor de geotechnische berekeningen zijn een lage, normale en hoge binnenwaterstand nodig (zie ook paragraaf 7.6). In overleg met betreffende waterschappen zal moeten worden vastgesteld wat een verantwoorde aanname is voor de lange termijn ontwikkeling van het polderpeil. Daarbij dient ook de structurele bodemdaling meegenomen te worden. Structurele bodemdaling treedt op bij het ontwateren van klei-veengebieden in laag Nederland. Bij het verlagen van de grondwaterstand worden klei- en veenlagen samengedrukt (klink). Tevens leidt drooglegging van veen tot oxidatie van dat veen. Beide processen leiden tot bodemdaling. Om vervolgens de vereiste drooglegging te realiseren zou het polderpeil naar beneden kunnen worden bijgesteld.

9.7 Lage buitenwaterstanden

Ten behoeve van de controle op macroinstabiliteit zijn voor de geotechnische berekeningen lage buitenwaterstanden nodig. Het Gemiddeld Laagwater en het laagwater dat 1 maal in de 10 jaar wordt overschreden worden hiertoe gebruikt (zie ook paragraaf 7.7). In overleg met dijk- en rivierbeheerder zal een verantwoorde inschatting moeten worden gemaakt van de te gebruiken lage buitenwaterstanden in de situatie van de toekomst.

9.8 Beheer stormvloedkeringen

Maeslant- en Hartelkering

Het beleid is om de huidige sluitcriteria (zie Bijlage C) te handhaven. Zodra de verwachte waterstanden 2,9 m+NAP voor Dordrecht of 3,0 m+NAP voor Rotterdam dreigen te overschrijden, wordt het commando tot het sluiten van beide keringen gegeven. In de huidige situatie is de sluitfrequentie bij deze criteria gemiddeld eens per 12 jaar. Bij de voorspelde klimaatverandering zal dat toenemen.

Balgstuw Ramspol

Voor het sluitpeil van de balgstuw Ramspol is in de WIN studie steeds uitgegaan van de waterstand ter plaatse met een gemiddelde frequentie van een keer per jaar. Dit sluitpeil is voor de huidige situatie NAP +0,50 m. Door de meerpeilstijging onder invloed van klimaatverandering zal dit peil veranderen en zal evenveel toenemen als de meerpeilstijging. De gemiddelde sluitfrequentie van eenmaal per jaar waarborgt de belangen van scheepvaart (beperkt aantal stremmingen). Als gevolg van de sluiting van de balgstuw Ramspol bij hogere waterstanden dan nu het geval is zal de maatgevende hydraulische belasting op de dijken achter de balgstuw toenemen. Hoewel geen beleidsuitgangspunt zou dit kunnen worden beperkt door het huidige sluitpeil op NAP +0,50 m te handhaven. Gevolg is dat de balgstuw dan vaker gesloten zal worden dan nu het geval is.

9.9 Inrichting en geometrie

9.9.1 Algemeen

Hoe ziet het rivierengebied er over 50 of 100 jaar uit? Welke maatregelen worden genomen om de negatieve gevolgen van klimaatverandering op te vangen? Het is moeilijk om zo ver vooruit te kijken, maar wel van belang om de ontwerpbelastingen voor de gekozen planperiode te bepalen. Het beleid is erop gericht de waterstandsstijging zoveel mogelijk op te vangen met rivierverruiming. Waar dat niet lukt zal dijkverhoging een oplossing zijn. In de langetermijnvisies PKB Ruimte voor de Rivier en Integrale Verkenning Maas 2 zijn inrichtingsmaatregelen verkend waarmee deze doelstelling zoveel mogelijk gerealiseerd kan worden. De in deze langetermijnvisies aangegeven maatregelen zijn als uitgangspunt gebruikt voor de toekomstige inrichting en geometrie van het rivierengebied.

9.9.2 PKB Ruimte voor de Rivier en de langetermijnvisie

De PKB Ruimte voor de Rivier heeft als doelstelling het rivierengebied beter te beschermen tegen overstromingen, zodat in 2015 aan de wettelijke veiligheidsnorm wordt voldaan. Ook moet de ruimtelijke kwaliteit van het rivierengebied erop vooruitgaan. Het gaat om het Nederlandse stroomgebied van de Rijn en het gedeelte van de Maas, stroomafwaarts van Hedikhuizen, nabij Den Bosch. Getracht wordt dit zoveel mogelijk te realiseren door de rivier meer ruimte te geven. Dijkverhoging en dijkversterking worden pas uitgevoerd als verruimen geen optie is. PKB Deel 4, het besluit, is na instemming van de Eerste en Tweede Kamer in januari 2007 uitgebracht (Ruimte voor de Rivier, 2007).

Na 2015 wordt een verdere stijging van de rivierafvoeren en de zeespiegel verwacht. Toekomstige generaties zullen dus opnieuw met een veiligheidsopgave worden geconfronteerd. Om te kunnen anticiperen op deze verdere ontwikkelingen is binnen de PKB een visie opgesteld met betrekking tot de veiligheid van het rivierengebied op de lange termijn: de langetermijnvisie.

De veiligheidsopgave is het handhaven van het wettelijk vastgestelde beschermingsniveau tegen overstromen langs het bedijkte deel van de Rijn en de Maas op de lange termijn (2100). Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de volgende ontwikkelingen in de komende 100 jaar zich zullen voltrekken:

- toename van de 1/1250 afvoer te Lobith tot 18.000 m³/s;
- toename van de 1/1250 afvoer te Borgharen tot 4.600 m³/s;
- geen verdere toename zijdelingse toestromingen door regionale maatregelen;
- stijging van de zeespiegel met 60 centimeter;
- morfologie in het benedenrivierengebied wordt gehandhaafd door baggerwerk (dus geen sedimentatie);
- autonome bodemdaling in het bovenrivierengebied wordt tegengegaan met speciaal daarop gerichte maatregelen.

Om de wettelijk vastgestelde veiligheidsnorm te handhaven is in de langetermijnvisie een pakket van maatregelen voorzien; de binnendijkse ruimte die nodig is om deze maatregelen te realiseren zal worden gereserveerd.

De Neder-Rijn en Lek hebben onvoldoende mogelijkheden om in de toekomst de verhoogde afvoer te verwerken. Daarom zal de afvoercapaciteit van de Neder-Rijn en Lek in 2015 worden gestabiliseerd. De verwachte afvoertoe name zal dus door de andere riviertakken (de IJssel en de Waal) moeten worden opgevangen. In de langetermijnvisie van de Rijn is het Rijnstrangengebied ingezet als retentiegebied. Dit retentiegebied ontlast het riviersysteem met orde 500 m³/s; benedenstrooms van het retentiegebied wordt het riviersysteem dan nog belast met een rivierafvoer van 17.500 m³/s.

De gehanteerde afvoerverdeling over de Rijntakken voor de lange termijn is weergegeven in Tabel 9.11. Deze tabel is ontleend aan Silva en Van der Linden (2007).

Tabel 9.11 Afvoerverdeling lange termijn Rijntakken (m³/s)

	(1)	(2)	(2) – (1)	(3)	(3) – (1)
Boven-Rijn*	15.000	16.000	1.000	17.500	2.500
Waal	9.530	10.165	635	11.356	1.826
Pannerdensch Kanaal	5.470	5.835	365	6.144	674
Neder-Rijn/Lek	3.165	3.376	211	3.376	211
IJssel	2.305	2.459	154	2.768	463

Waarin:

(1) = huidige situatie

(2) = situatie na realisering PKB basispakket

(3) = situatie na realisering PKB LT visie met retentie Rijnstrangen

* De afvoer van de Boven-Rijn in (3) is de afvoer direct benedenstrooms van de instroom van het retentiegebied Rijnstrangen.

Het maatregelenpakket van de langetermijnvisie is er op gericht om de afvoercapaciteit van de riviertakken te vergroten zonder dat de waterstanden verder stijgen. Dat lukt voor het bovenrivierengebied grotendeels. In het benedenrivierengebied is het, mede onder invloed van zeespiegelstijging, niet mogelijk de waterstanden niet verder te laten stijgen. In dat gebied dient rekening gehouden te worden met stijging van de maatgevende waterstanden. Tabel 9.12 geeft een grove indicatie van de veranderingen van de maatgevende waterstanden ten opzichte van het niveau 1996 (HR 1996) bij uitvoering van het basispakket van de PKB Ruimte voor de Rivier en bij uitvoering van de maatregelen beschreven in de langetermijnvisie (PKB Ruimte voor de Rivier deel 4, 2007). In de betreffende trajecten hebben de verwachte waterstandtoenames een verloop. De marge in dat verloop is aangegeven. Het is een grove indicatie van de waterstandsverhogingen die niet met het PKB basispakket en de maatregelen in de PKB langetermijnvisie kunnen worden opgelost. Deze verhogingen zijn nog met veel onzekerheden omgeven. De indicatie is gebaseerd op berekeningen met de zogenaamde blokkendoos. De blokkendoos is een instrument dat de waterstandsverhogingen bij toegenomen rivierafvoer en zeespiegelstijging en de waterstandseffecten van verruimende maatregelen in beeld brengt. Aangeraden wordt om voor gedetailleerde informatie met betrekking tot de verwachte waterstanden, contact op te nemen met de betreffende rivierbeheerder en/of de projectorganisatie Ruimte voor de Rivier.

Tabel 9.12 Indicatie verhoging maatgevende waterstanden ten opzichte van HR 1996 (m)

Riviertak	PKB RvdR basispakket situatie 2015	PKB RvdR langetermijnvisie situatie 2100
Boven-Rijn	0,00-0,15	0,00-0,15
Pannerdensch Kanaal	0,00-0,15	0,00-0,15
IJssel, (km 879-900)	0,00-0,10	0,00-0,10
IJssel (km 900 tot bovenstrooms Kampen)	0,00	0,00
IJsseldelta (benedenstrooms Kampen)	0,00	0,20
Neder-Rijn, (km 879-900)	0,00-0,10	0,00-0,10
Neder-Rijn/Lek, (km 900-967)	0,10-0,30	0,10-0,40
Waal	0,00	0,00
Boven Merwede	0,00	0,00
Lek, (km 967-990)	0,00-0,30	0,10-0,40
Nieuwe Maas (binnen de kering)	0,00	0,00-0,10
Nieuwe Waterweg	0,00	0,00-0,20
Beneden Merwede	0,00	0,00-0,20
Oude Maas	0,00-0,05	0,20
Noord	0,00	0,20
Nieuwe Merwede	0,00	0,00-0,30
Hollandsch Diep	0,00	0,25-0,30
Haringvliet	0,00	0,25
Bergsche Maas, km (226-245)	0,00-0,50*	0,00-0,60*
Bergsche Maas/Amer, (km 245-262)	0,00-0,50*	0,00-0,60*
Dordtsche Kil	0,00	0,20

* maximale verhoging bij km 245

9.9.3 Integrale Verkenning Maas 2

De hoogwaters van 1993 en 1995 hebben ertoe geleid dat tot 2015/2017 hoogwaterbeschermingsmaatregelen worden uitgevoerd (de Maaswerken) die de bewoners langs de onbedijkte Maas in 2015/2017 een beschermingsniveau bieden van 1/250 per jaar. Om ervoor te zorgen dat de maatregelen langs de onbedijkte Maas de benedenstroomse situatie voor de 1/1250 waterstanden niet verslechteren, worden benedenstrooms van Gennep compenserende maatregelen uitgevoerd, zoals het retentiegebied in de Lob van Gennep. Samen met de maatregelen die in het kader van PKB Ruimte voor de Rivier worden genomen is in 2015/2017 de totale Maas op een veiligheidsniveau gebracht van 1/1250 per jaar voor de bedijkte Maas (3.800 m³/s bij Borgharen) respectievelijk 1/250 per jaar voor de onbedijkte Maas (3.275 m³/s Borgharen).

In de verdere toekomst zullen meer maatregelen nodig zijn om de bescherming op peil te houden. Deze maatregelen zijn verkend in de studie Integrale Verkenning Maas 2 (RWS, 2006). Daarbij is als uitgangspunt gehanteerd dat de Maas in het jaar 2100 een afvoer van

4.600 m³/s zal moeten kunnen verwerken voor het 1/1250 gebied en 3.950 m³/s voor het 1/250 gebied. De verkenning is uitgevoerd voor de bedijkte Maas bovenstrooms van Hedikhuizen en de onbedijkte Maas, het beheersgebied van Rijkswaterstaat Dienst Limburg. Er is een omvangrijk maatregelenpakket nodig van onder andere weertverlagingen, dijkverleggingen, hoogwatergeulen, retentiegebieden en zomerbedverbredingen. Met het maatregelenpakket van IVM2 kan, naar verwachting, de toenemende rivierafvoer worden verwerkt zonder dat er waterstandsverhoging zal plaatsvinden.

9.9.4 Vechtdelta

De gevolgen van klimaat verandering in de Vechtdelta en de mogelijke maatregelen om de effecten te beperken zijn verkend in Termes (2002) en in de eindnota van de Stuurgroep IJssel- en Vechtdelta (2002). Door klimaatverandering zouden bij een toename van de Vechtafvoer met 18% waterstandsverhogingen kunnen optreden van circa 0,45 m bij de Vechtmonding en het Zwarte Water tot 0,30-0,60 m in de bovenstroomse trajecten van de Vecht. De oplossingsrichtingen die zijn aangedragen zijn verruiming van het winterbed van de Vecht, het verdiepen van het Zwarte Water en retentiemaatregelen. Een combinatie van oplossingen zal nodig zijn. Er is geen afweging gemaakt over mogelijke combinaties, wel is duidelijk dat de probabilistische rekenwijze nodig zal zijn om de effecten klimaatverandering en de effecten van maatregelen helder in beeld te brengen. Het instrument daarvoor, Hydra-VII, is na het berekenen van de thermometerrandvoorwaarden 2006 (Beijk, 2006) operationeel, en zou hiervoor gebruikt kunnen worden.

9.10 Gevolgen voor het berekenen van de hydraulische belastingen

In de voorgaande paragrafen zijn de veranderingen als gevolg van klimaatverandering beschreven tezamen met de lange termijnmaatregelen die zijn voorzien om de effecten daarvan op te vangen. De effecten van klimaatverandering op de hydraulische belastingen zullen voor een belangrijk deel worden opgevangen door rivierverruiming in de Rijn en Maas. Op dit moment is het niet mogelijk ontwerpers scenario's aan te bieden waarin de verandering van de stochasten als gevolg van klimaatverandering en de op lange termijn geplande rivierverruimingsmaatregelen zijn doorgerekend. Het is van groot belang dat zulke scenario's worden gemaakt. Pas dan kunnen daadwerkelijk ontwerpbelastingen worden berekend.

Op korte termijn dient het Rijk scenario's aan te bieden waarin en rekening is gehouden met klimaatverandering en rekening is gehouden met (verschillende) maatregelenpakketten in Rijn en Maas.

Bovengenoemde scenario's zijn nodig om de ontwerpers van waterkeringen inzicht te geven in de ontwikkeling van de hydraulische belastingen aan het eind van de planperiode. Het doorrekenen van de scenario's kan met met de eerder genoemde Hydra modellen en de daarvoor benodigde WAQUA en SOBEK modellen. De tabellen 9.13, 9.14 en 9.15 geven aan welke invoer in de modellen zal moeten worden aangepast om de toekomstige hydraulische belastingen te kunnen berekenen.

Naar verwachting zullen op termijn scenarioberekeningen beschikbaar komen. Sommige projecten zullen voor het ontwerp daar niet op kunnen wachten. In overleg met de waterkering- en rivierbeheerder dient dan een verantwoorde schatting worden gemaakt van de toekomstige belastingen; Tabel 9.12 en de meest recente berekeningen van de Hydraulische Randvoorwaarden/Thermometerrandvoorwaarden kunnen daarbij behulpzaam zijn.

Tabel 9.13 Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in het Benedenrivierengebied
 (gebruik Hydra-B/SOBEK)

Invoer		Wel of niet aanpassen	Opmerking/verwijzing
afvoerstatistiek Maas en Rijn	afvoergolfvorm	eventueel	afknoten fysisch maximum
	werklijn	ja	9.3.2
	dagenlijn	eventueel	Bijlage C
	zijdelingse toestroming	nee	9.3.3
zeewaterstand	zeespiegelstijging	ja	9.2.3
	stormopzetduur	ja	9.4.2
	statistiek zeewaterstand	ja	9.4.1
wind	windstatistiek	nee	9.2.4
	stormverloop	ja	9.4.2
gebiedsschematisatie	inrichting/geometrie	ja	9.9
	morfologische aanpassing	nee	9.9
beheer SVK	Maeslantkering	nee	9.8
	Hartelkering	nee	9.8

 Tabel 9.14 Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in het Bovenrivierengebied
 (gebruik Hydra-R/WAQUA)

Invoer		Wel of niet aanpassen	Opmerking/verwijzing
afvoerstatistiek Maas en Rijn	afvoergolfvorm	ja	Aanpassen aan maatgevende afvoer
	werklijn	ja	9.3.2
	zijdelingse toestroming	nee	9.3.3
	QH-relatie benedenranden	ja	Uit Hydra-B/Hydra-VIJ
	afvoerverdeling splitsingspunten	ja	9.9.2
wind	ontwerpwindnelheid	nee	9.2.4
gebiedsschematisatie	inrichting/geometrie	ja	9.9
	morfologische aanpassing	nee	9.9

Tabel 9.15 Aanpassingen t.b.v. berekening ontwerpbelastingen in de IJssel- en Vechtdelta
(gebruik Hydra-VII/WAQUA)

Invoer		Wel of niet aanpassen	Opmerking/verwijzing
afvoerstatistiek	afvoerstatistiek Olst	ja	9.3.2
	afvoerstatistiek Dalfsen	ja	9.3.2
	zijdelingse toestroming	nee	9.3.3
meerpeil	meerpeilstijging	ja	9.5.1
	meerpeilstatistiek	ja	9.5.2
	stormduur	nee	9.5.3
wind	windstatistiek	nee	9.2.4
gebiedsschematisatie	inrichting/geometrie	ja	9.9
	morfologische aanpassing	nee	9.9
beheer SVK	balgstuw Ramspol	ja	9.8

10 / INSTRUMENTEN VOOR DE BEPALING VAN DE ONTWERPBELASTING



De IJssel bij Kampen

10 /

INSTRUMENTEN

VOOR DE

BEPALING VAN DE

ONTWERPBELASTING

10.1 De Hydra-familie

Hydra is de familienaam van een groep computermodellen die primair bedoeld zijn als hulpmiddel voor dijkbeheerders bij het toepassen van de Hydraulische Randvoorwaarden (HR) voor het toetsen van waterkeringen. Echter de computermodellen zijn zo gemaakt dat ze ook een centrale rol kunnen spelen bij het ontwerpen van waterkeringen.

Ieder watersysteem heeft een eigen kenmerkende combinatie van bedreigingen. Daarom is tot nu toe voor ieder watersysteem een aparte Hydra gemaakt. Het toepassingsgebied wordt aangeduid met de letter achter de Hydra, zoals bij Hydra-B voor het benedenrivierengebied.

In de onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de Hydra modellen die relevant zijn voor de rivieren:

Tabel 10.1 De Hydra familie

Model	Gebied	Doel	Status
Hydra-R	Bovenrivieren ¹	bepaling kruinhoogte bij gegeven overslagcriterium	operationeel
		bepaling MHW	operationeel
Hydra-B	Benedenrivieren ²	bepaling kruinhoogte bij gegeven overslagcriterium	operationeel
		bepaling MHW	operationeel
		bepaling golfbelasting voor de dijkbekleding	operationeel
Hydra-VIJ	IJssel- en Vechtdelta ³	bepaling kruinhoogte bij gegeven overslagcriterium	operationeel
		bepaling MHW	operationeel
		bepaling golfbelasting voor de dijkbekleding	in ontwikkeling

¹ conform definitie in paragraaf 2.1.1

² conform definitie in paragraaf 2.1.2

³ conform definitie in paragraaf 2.1.3

Op termijn zal Hydra-VIJ worden uitgebreid met een module om de maatgevende belasting voor dijkbekledingen te bepalen. Tot die tijd kan het illustratiepunt (zie Geerse, 2006) uit Hydra-VIJ voor kruinhoogte worden gebruikt.

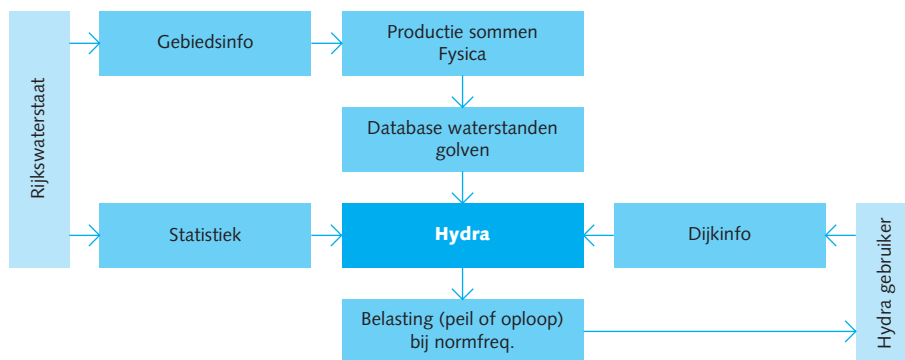
Voor de bepaling van de maatgevende belasting op dijkbekledingen langs de bovenrivieren kan het illustratiepunt uit Hydra-R gebruikt worden.

Naar verwachting zullen de genoemde Hydra's op termijn opgaan in Hydra-Zoet.

10.2 Hydra-structuur

Figuur 10.1 geeft een globaal overzicht van de basisopzet van de Hydra-modellen. De verschillende onderdelen van Figuur 10.1 worden besproken. Aangezien Hydra-R een deterministisch model is, is de uitwerking van de verschillende onderdelen hiervoor eenvoudiger dan voor de andere modellen (Hydra-B en Hydra-VIJ)

Figuur 10.1 Basisopzet Hydra modellen



Gebiedsinfo en statistiek

De gebiedsinformatie en de statistiek van de bedreigingen (rivierafvoer, wind, zeewaterstand en meerpeil) zijn bepalend voor de uitkomst. Deze parameters beschrijven de actuele situatie bij de 5 jaarlijkse toetsing. De gebiedsinformatie en statistiek zullen echter bij ontwerpstudies aangepast moeten worden. Zo verandert in een langetermijnvisie de gebiedsgeometrie en bodemligging. Bij klimaatscenario's moeten de statistische gegevens van bijvoorbeeld de rivierafvoer, wind, zeewaterstand en meerpeil aangepast worden aan het gekozen klimaatscenario.

Productieberekeningen

Voor een groot aantal combinaties van waarden van de bedreigende stochasten wordt uitgerekend wat de waterstanden en golven zullen zijn. Deze combinaties worden zodanig gekozen dat deze het hele domein afdekken. De waterstanden en golven worden bepaald voor een groot aantal 'uitvoerlocaties' langs de primaire waterkering rond het watersysteem.

Zoals al eerder opgemerkt zijn om (voor het toetsen) betrouwbare overschrijdingsfrequenties van een hydraulisch belastingsniveau af te leiden een groot aantal productieberekeningen nodig (benedenrivierengebied 6768, IJssel- en Vechtdelta 10170). Voor ontwerpstudies is vaak een vlottere en minder kritische werkwijze nodig. Daarop wordt teruggekomen in paragraaf 10.4.

In het bovenrivierengebied is de rivierafvoer de dominante stochast. Daarom is het aantal waterstandsberekeningen beperkt tot 1, namelijk de berekening bij de maatgevende afvoer. Uiteraard kunnen extra berekeningen nodig zijn om de effecten van een maatregel bij lagere waterstanden dan MHW vast te stellen.

Database

Alle gegevens uit de productieberekeningen worden in een grote database van waterstanden en golven geplaatst. Deze database bevat geen statistische informatie, maar enkel de resultaten van de productieberekeningen. Deze database bevat zowel locaties in de as van de rivier als nabij de teen van de waterkering.

Hydragebruiker en dijkinfo

De Hydra gebruiker kiest een uitvoerlocatie in zijn watersysteem kiest de gewenste overschrijdingsfrequentie en het toegestane overslagdebiet. Vervolgens geeft hij de gevraagde dijkinformatie, die bestaat uit het dijksprofiel, de dijkoriëntatie, het eventuele voorland en eventuele dam. Per windrichting van 22,5 graden dient een keuze gemaakt te worden voor de effectieve strijklengte en de representatieve bodemhoogte. In de Hydra's zijn voor beiden reeds waarden aanwezig die moeten worden opgevat als een suggestie. In beleidsstudies of gevoeligheidsanalyses gebruikt RWS vaak een standaard dijksprofiel of een selectie van dijksprofielen die door waterschappen en provincies voor een specifiek doel zijn aangeleverd.

Hydra & belasting

Hydra (Hydra-B en Hydra-VII) leest de gegevens van de waterstanden en golven voor de geselecteerde locatie uit de database. Alle combinaties van waterstanden en golven vertaalt hij met de formules van PC-Overslag tezamen met de geleverde dijkinformatie tot belastingniveaus op de dijk. De Hydra gebruiker kan daarbij uit diverse types belastingen kiezen, waaronder 'alleen waterstand' en 'de som van waterstand en golfoploop'. Het probabilistische rekenhart van Hydra combineert de belastingniveaus met de bijbehorende statistische informatie en bepaalt uiteindelijk het belastingniveau bij de gevraagde frequentie.

In Hydra-R kunnen ook berekeningen worden gemaakt voor de benodigde kruinhoogte. Hydra-R gaat daarbij uit van de waterstand bij de oever (bochtwerking wordt meegenomen). De Maatgevende Belasting wordt berekend met behulp van ontwerpwindnelheden. Indien in Hydra in een bekledingenmodule wordt voorzien kan de maatgevende golfbelasting worden bepaald voor een gekozen bekledingsniveau. Hiertoe wordt een vereenvoudigde belastingfunctie gebruikt, waarin de eigenschappen van het bekledingstype zijn verwerkt. Zie hiervoor paragraaf 7.10.

10.3 Rolverdeling

De Hydra's worden ingezet voor het toetsen van de primaire waterkeringen op veiligheid. Gezien de rol die de Hydra's steeds zullen spelen bij de toetsing, is het gewenst dat deze ook beschikbaar zijn voor het ontwerp van de keringen. Vanwege klimaatverandering en de uitvoering van grote projecten, dienen deze beschikbaar te zijn voor de situatie aan het eind van de ontwerpstermijn. Dat wil zeggen dat in de Hydra's ook de effecten van ondermeer klimaatverandering en de realisatie van grote projecten verwerkt dienen te zijn.

Zoals in paragraaf 9.10 is aangegeven, dient het Rijk scenario's aan te bieden waarin rekening is gehouden met klimaatverandering en met (verschillende) maatregelenpakketten voor de inrichting.

De ontwerper dient, uitgaand van de beschikbare Hydra's, na te gaan welke invloed het ontwerp heeft op de waterstanden en golven ter plekke en de mogelijke gevolgen op andere locaties. De daarbij in te zetten instrumenten zullen afhankelijk zijn van de ingrijpendheid en de locatie van het ontwerp.

10.4 Hydra-berekeningen voor ontwerpstudies

Als uitgangspunt wordt gehanteerd dat er Hydra versies beschikbaar zijn/komen waarin opgenomen de veranderingen die nodig zijn om de toekomstige ontwerpbelastingen te berekenen (Tabel 9.13, Tabel 9.14 en Tabel 9.15). Verder wordt hier als uitgangspunt gehanteerd dat er met deze modellen scenarioberekeningen zijn gemaakt waarmee de databases gevuld zijn (zie paragraaf 9.10).

In het algemeen zal het ontwerp van een dijk(verlegging) of van een rivierverruiming anders zijn dan in de scenarioberekening is verondersteld. De ontwerper staat dan voor de keuze om of de scenarioberekening opnieuw te doen of een alternatief toe te passen om het verschil met de uitgangspunten van de scenarioberekeningen in te schatten. Het eerste betekent vaak dat het grote aantal productieberekeningen opnieuw gemaakt moeten worden, de database opnieuw gevuld moeten worden etc. Het alternatief is om met een minder groot aantal productieberekeningen het verschil af te schatten. Voor het benedenrivierengebied zou dat bijvoorbeeld kunnen met een versie van Hydra B waarin 108 berekeningen worden gemaakt in plaats van de 6768 berekeningen die standaard worden gemaakt. Aanbevolen wordt deze keuze te nemen in overleg met waterkering- en rivierbeheerder.

11 /

BEPERKINGEN HUIDIGE INZICHTEN



Een overstroomde uiterwaard langs de Maas nabij Nieuw-Bergen

11 /

BEPERKINGEN HUIDIGE INZICHTEN

11.1 Algemeen

In de voorgaande hoofdstukken zijn adviezen gegeven over de te hanteren belastingen bij het ontwerp van waterkeringen en rivierverruimingen. Daarbij is gebleken dat nog niet alle kennis aanwezig is om de belastingen met voldoende nauwkeurigheid en voor alle faal-mechanismen te bepalen. In dit hoofdstuk komen de beperkingen van de huidige inzichten aan de orde. Alleen de belangrijkste worden belicht.

11.2 Wind

11.2.1 Windstatistiek

Voor extreme windsnelheden wordt door Rijkswaterstaat gebruik gemaakt van het zogenaamde Rijkkoort-Weibullmodel (RW-model). Dit is in 1983 door het KNMI ontwikkeld (Wierenga en Rijkkoort, 1983). Zie ook paragraaf 4.6.

In de periode 1998-2003 is in het kader van het HYDRA-project getracht nieuwe windstatistiek af te leiden, maar daar liep men tegen problemen aan die tot op heden nog niet zijn opgelost (Verkaik et al., 2003). Er bestaat met name twijfel over de statistiek van extreme windsnelheden. Deze twijfel richt zich op de afleiding van statistiek uit de metingen, maar ook op de ruimtelijke interpolatie van windsnelheden over Nederland, inclusief de overgang van land naar water. De statistiek wordt namelijk afgeleid op een beperkt aantal meetstations, terwijl de interesse ook ligt op andere locaties, met name boven open water. Gezien de grote invloed van de extreme windsnelheden op de belastingen, is het noodzakelijk dat er op zo kort mogelijke termijn een eenduidige windstatistiek voor Nederland komt.

11.2.2 Ontwerpwindnelheden bovenrivieren

De afleiding van de ontwerpwindnelheden die worden toegepast voor de bovenrivieren kent een aantal tekortkomingen. De afleiding van de ontwerpwindnelheden is beschreven in Dillingh en Cappendijk (1997). De tekortkomingen richten zich op een aantal onderdelen. De eerste betreft de toegepaste methode om te komen tot overschrijdingsverdelingen van de windsnelheden. De belangrijkste is dat er onvoldoende rekening is gehouden met extreme waarden. Het RW-model is niet toegepast, waardoor de kans op extreme windsnel-

heden wordt onderschat. Daarnaast kent de methodiek van de afleiding tekortkomingen. In de berekening wordt bijvoorbeeld alleen rekening gehouden met overbelasting door loodrecht invallende golven. Aangezien ook scheef invallende golven bijdragen aan de overbelastingskans, wordt hiermee een onderschatting van de windsnelheden geïntroduceerd. Een uitgebreidere beschrijving van de tekortkomingen is te vinden in Gao et al., (2007). In een vergelijkende studie (van Veen et al., 2007) zijn de huidige en aangepaste ontwerp-windsnelheden vergeleken met toepassing van Hydra-B op de bovenrivieren. Verder onderzoek zou zich moeten richten op de toepasbaarheid van de probabilistische methode van Hydra-B voor de bovenrivieren.

11.2.3 Open water wind versus potentiële wind

In paragraaf E.2 van Bijlage E wordt opgemerkt dat voor boven- en benedenrivieren verschillend wordt omgegaan met de toepassing van open water of potentiële wind. In Hydra-B en Hydra-VIJ wordt voor de berekening van de golven gebruik gemaakt van open water wind. In paragraaf 4.6 wordt het verschil met potentiële wind uitgelegd. Er zijn verschillende manieren om potentiële wind om te rekenen naar open water wind (zie voor uitleg de Waal, 2003). De uitkomsten zijn verschillend waarbij de open water windsnelheid 5-40% hoger uitkomt dan de potentiële windsnelheid (Slomp et al., 2005). Er is behoefte aan een eenduidig advies over de toe te passen windsnelheid boven de wateren van het rivierengebied voor de verschillende toepassingen (waterstand, golven). Er bestaat een sterke relatie met de windstatistiek boven open water (zie vorige paragraaf). Beide onderdelen dienen in samenhang onderzocht te worden.

11.3 Golven

11.3.1 Waarnemingen van golven op de rivieren

Door het ontbreken van voldoende waarnemingen van golfhoogten en golfperiodes op de rivier is het niet goed mogelijk aan te geven in welke mate de werkelijke golfaanval bij stromend water in de rivier zal afwijken van de berekende waarde; die geldt namelijk in het algemeen voor niet-stromend water.

In het Technisch Rapport Erosiebestendigheid van Grasland als Dijkbekleding (TAW, 1998) worden waarnemingen van golven en schade tijdens het hoogwater van 1995 aangehaald. Dit geeft een indicatie over de betrouwbaarheid van de golfgroeirommes. Het citaat is hieronder weergegeven:

In de periode januari/februari 1995 zijn op zowel Rijn als Maas zeer hoge waterstanden voorgekomen ... Bovendien stond er een wind met een kracht van ongeveer 5 Beaufort uit zuidwestelijke richtingen die (geschatte) golf hoogten veroorzaakte van maximaal 0,15 m. Op verschillende plaatsen op buitentaluds aan de noordoostzijde van de rivieren is schade ontstaan die overigens niet ernstig was. Het gebeurde vooral op plaatsen waar de grasmat een slecht ontwikkeld wortelstelsel had door een ongunstig beheer. Voorbeelden zijn het traject Opijnen-Heesselt, het traject langs de Fraterwaard bij Doesburg en het traject Lent-Oosterhout. Deze ervaringen stemmen overeen met die in de periode december 1993 t/m februari 1994 ...

Bij het onderzoeken van de schadeproefvakken bleek dat de waargenomen golfhoogte aanmerkelijk lager was dan de golfhoogte die was voorspeld met de golfgroeirommen van Bretschneider. De gemeten golfhoogte bedroeg ongeveer de helft van de voorspelde golfhoogte. Op de voorspelling van de golfhoogte heeft de strijklengte een belangrijke invloed. Pas als een strijklengte wordt aangenomen die overeenkomt met de afstand tot de dijk van de laatste sterke gradiënt in de stroomsnelheid, blijkt de voorspelde golfhoogte gelijk aan

de gemeten golfhoogte. Dit betekent dat stromingseffecten een dempende werking hebben op de hoogte van de golven.

Nader onderzoek is nodig om deze effecten in rekenregels te vatten.

Het bovenstaande maakt duidelijk dat er veel behoefte bestaat aan goede metingen van golven tijdens hoogwater op de rivieren. De metingen zouden op meerdere locaties tegelijkertijd moeten plaatsvinden om een zo goed mogelijk beeld van de golven te verkrijgen. Windmetingen zijn daarbij onmisbaar.

11.3.2 Betrouwbaarheid golfgroeikromme Bretschneider

Reeds in LOR1 (TAW, 1985) wordt aangegeven dat een golfberekening met de golfgroeikromme van Bretschneider een redelijke schatting geeft. Als invulling en achtergrond hiervan wordt gesteld dat:

in een enkel geval een gemeten significante golfhoogte tot tientallen procenten van de voorspelde waarde kan afwijken. Dit komt door een aantal invloeden waar zo'n model geen rekening mee houdt, zoals: invloed op de wind van terreinruwheid en obstakels bovenwinds en van temperatuurverschillen tussen lucht en water, invloed op de golven van variërende bodemruwheid en obstakels onder water, refractie van golven – dat is het bijdraaien van de golfkammen door stroming en variërende bodemdiepte –, en breking van golven op ondiepten.

De golfgroeikromme van Bretschneider is slechts één van de vele golfgroeikrommes die in de loop van de jaren zijn ontwikkeld. Voor het rivierengebied zijn strijklengtes tot ongeveer 4-5 km interessant. In Holthuijsen (1980) wordt een vergelijking gemaakt tussen verschillende golfgroeikrommes met een geselecteerde set metingen. Hieruit kan worden afgeleid dat voor korte strijklengtes de kromme van Bretschneider aan de hoge kant zit. Ook een recenter ontwikkelde kromme van Young en Verhagen (1996) op basis van metingen op een ondiep meer geven lagere golfhoogtes en golfperiodes dan de kromme van Bretschneider voor korte strijklengtes. De in paragraaf 11.3.1 genoemde lagere golfhoogtes tijdens het hoogwater van 1995 zouden dus ook (deels?) te maken kunnen hebben met een overschatting van de golfhoogte door Bretschneider. Mogelijk is in de huidige golfberekeningen dus sprake van een overschatting van de berekende golfhoogte. Het blijft belangrijk te benadrukken dat een golfgroeikromme slechts een indicatie van de te verwachten golfhoogte geeft.

11.3.3. Interactie met stroming

Er is nog veel onbekend over golven in aanwezigheid van stroming (zie ook paragraaf 7.9.3). Eén van de aspecten hierin is de golfgroei bij stroming. Een vraag die hierbij een rol speelt is: kunnen golven bijvoorbeeld 'oversteken' over een snelstromende rivier? Juist in het bovenrivierengebied zijn de golven relatief klein en daardoor kan de invloed van de stroming van de rivier erg groot zijn. Wind met de stroming mee zal heel andere golfhoogtes geven dan wind tegen de stroming in. Met een maximale afvoer in de rivier zal de stroming ook behoorlijk groot zijn (tot enkele m/s). De stroming is turbulent hetgeen kan betekenen dat er golven sterk gedempt worden.

Voor een gedeelte van de Waal is met de golfmodellen HISWA en SWAN onderzocht wat de invloed is van stroming op golven (Beyer et al., 2000). De invloed van stroomsnelheden op de met HISWA berekende golfcondities, is een verlaging van de significante golfhoogte. De gemiddelde golfperiode wordt ook lager, behalve in sterke tegenstroom. HISWA geeft dan echter perioden die niet realistisch zijn. De invloed van stroming op de golfcondities berekend door SWAN is veel minder groot dan in HISWA. De golfhoogtes in SWAN zijn veel hoger. De over het algemeen sterk reducerende invloed van tegenstroom op golven, zoals

uit HISWA volgt, is niet terug te vinden in SWAN. De stroming veroorzaakt wel een verhoging van de gemiddelde golfperiode, maar minder groot dan in HISWA. Mogelijk is sprake van een overschatting van de golfcondities door het verwaarlozen van de interactie met stroming, maar het kan net zo goed een onderschatting zijn.

11.3.4 2D golfmodel

Verbeteringen in de golfmodellering voor rivieren zijn alleen te bereiken met een 2D-golfmodel zoals SWAN. Hierin zijn de processen die een rol spelen bij golfgroei en golfvoortplanting fysisch gemodelleerd. Het verdient aanbeveling het onderzoek en de toepassing van SWAN op de rivieren voort te zetten. De belangrijkste aandachtspunten zijn hierbij de brede wateren van Haringvliet, Hollandsch Diep en Biesbosch, en de interactie met stroming tijdens hoogwater op de bovenrivieren.

11.4 Toelaatbaar golfoverslagdebiet

Voor de bepaling van de ontwerphoogte van de dijk is de keuze van het toelaatbaar overslagdebiet van groot belang. Een rekenvoorbeeld kan dit verduidelijken. Een keuze van 0,1 l/s per m of 10 l/s per m leidt voor een standaard 1:3 dijk bij een windsnelheid van 12 m/s en een strijklengte van 2000 m tot een verschil van 0,45 m in ontwerphoogte. Meer duidelijkheid over het toelaatbaar golfoverslagdebiet is dus belangrijk. Onderzoek is gaande naar de sterkte van binnentaluds van dijken bij golfoverslag en daarmee naar de grootte van het kritieke en toelaatbare golfoverslagdebiet.

11.5 Dwarsopwaaiing

Met name in de brede wateren van de benedenrivieren wordt de onzekerheid in de waterstand bij de teen van de dijk gevormd door de bijdrage van de dwarsopwaaiing. Met name de toepassing van de formule voor de berekening van de dwarsopwaaiing is een benadering. Lokale opwaaiing in het gebied is een samenstel van opwaaiing in lengte- en dwarsrichting. In de huidige benadering worden deze twee aspecten los van elkaar bepaald. De opwaaiing in lengterichting wordt met de 1D-waterbewegingsmodellen bepaald, en de dwarsopwaaiing wordt apart bepaald met een formule, zie ook paragraaf 7.2.2. Daarbij wordt ervoor gezorgd dat de opwaaiing in de as van de rivier nul is. In de formule wordt de strijklengte gebruikt. De strijklengte wordt genomen als de werkelijke afstand tot de bandijk, in de richting waar de wind vandaan komt. Hierbij wordt geen rekening gehouden met de aanwezigheid van obstakels. Wanneer grote strijklengtes aanwezig zijn, wordt ook een grote dwarsopwaaiing berekend. Met name in de Biesbosch is sprake van grote opwaaiing volgens de berekeningen, waarvan onzeker is of deze reëel is.

Wanneer betere inschattingen nodig zijn van de waterstand nabij de dijk is tweedimensionale modellering van de waterbeweging nodig, bijvoorbeeld met WAQUA. Geadviseerd wordt om hiervoor contact op te nemen met de beheerder.

LITERATUUR

- Beyer, D., D.P. Vlag en Q. Gao, 2000.* Gevoeligheidsonderzoek windgolven Waal. RIZA Werkdocument 2000.098X.
- Beijk, V.A.W., 2007.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Vecht- en IJsseldelta. Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor de Vechtdelta en Thermometerrandvoorwaarden 2006 voor de IJsseldelta. RWS RIZA Rapport 2007.024 (in voorbereiding).
- Buiteveld, H. en M. Schropp, 2003.* Klimaatscenario's voor de Maatgevende Afvoer van Rijn en Maas. RIZA Memo WSR 2003-002. 23 januari 2003.
- Commissie Boertien I, 1993.* Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen.
- Commissie Boertien II, 1994.* Onderzoek watersnood Maas. Hoofdrapport, De Maas Meester. Ministerie van Verkeer en Waterstaat.
- Commissie Rivierdijken, 1977.* Rapport Commissie Rivierdijken, Maart 1977.
- Delfts Cluster, 2001.* Landbouwkundige vochtsimulatiemodellen als basis voor de berekening van de initiële vochtcondities in dijken. Alterra, Wageningen. Delfts Cluster rapport 01.02.01.
- Deltacommissie, 1960.* Rapport Deltacommissie deel 1 - Eindverslag en interimadviezen.
- Dillingh, D. en A.M. Cappendijk, 1997.* Ontwerpwaarden voor de windsnelheid bij het ontwerp van rivierdijken. S74.040. Centrum voor Onderzoek Waterkeringen. Mei 1985. Herzien September 1997.
- Dillingh, D., 2007.* Memo, Klimaatverandering zeespiegelstijging en kustbeleid.
- Duinen, A. van, 2004.* Grondwaterstand in kleidijken. GeoDelft. Rapport CO-390110-0039 v03 (juli 2004). In opdracht van Hoogheemraadschap van de Alblasserwaard en Vijfheerenlanden.
- Duits, M.T. en B.I. Thonus, 2002.* Hydra-Benedenrivieren resultaten 2001, 33 uren sommen. HKV Lijn in Water rapport PR574.
- ENW, 2005.* Advies over de veiligheidsbenadering voor de leidraad rivieren. Brief ENW 2005-14

- ENW, 2007. Leidraad Rivieren. Mei 2007.
- Gao, Q., E.H. van Velzen en D. Beyer, 2007. Herziening van de Ontwerpwindnelheden voor het Bovenrivierengebied. RIZA Rapport (in voorbereiding).
- Geerse, C.P.M., 2003a. Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden Benedenrivierengebied. RIZA werkdocument 2003.128x
- Geerse, C.P.M., 2003b. Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden IJssel- en Vechtdelta. RIZA - werkdocument 2003.129x
- Geerse, C.P.M., 2004. Methodiek dijkbekledingen. RIZA Notitie (concept 10 juni 2004).
- Geerse, C.P.M. (RIZA), M.T. Duits (HKV), H.J. Kalk (HKV), I.B.M. Lammers, (HKV) 2002. Wind-waterstandstatistiek Hoek van Holland. RIZA/HKV rapport PR456, Lelystad, juli 2002.
- Goederen, S. de, 1999. Gebruikershandleiding PRIS en TOF. RIZA Werkdocument 99.153X.
- Holthuijsen, L.H., 1980. Methoden voor golfvoorspelling. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen.
- Holthuijsen, L.H., N. Booij and T.H.C. Herbers, 1989. A prediction model for stationary, short-crested waves in shallow water with ambient currents. Coastal Engineering, 13, pp. 23-54.
- IPCC, 2007. Climate Change 2007. The Physical Science Basis, februari 2007
- Kahma, K.K. en C.J. Calkoen, 1992. Reconciling discrepancies in the observed growth of wind-generated waves. Journal of Physical Oceanography, Vol. 22, blz 1271-1285.
- Kalk, H.J., I.B.M. Lammers en C.P.M. Geerse (RIZA), 2001. Uitbreiding afvoerstatistiek. Borgharen, Lith, Lobith en Olst. HKV Lijn in Water rapport PR379.
- KNMI, 2006. Climate Change Scenarios 2006 for the Netherlands. KNMI Scientific Report, WR 2006-01
- Können, G.P., W. Fransen en R. Mureau, 1997. Meteorologie ten behoeve van de 'Vierde Nota Waterhuishouding'. Januari 1997.
- Kors, A.G., F.A.M. Claessen (RIZA), J.W. Wesseling (WLDelft Hydraulics) en G.P. Können (KNMI), 2000. Scenario's externe krachten voor WB21. Commissie Waterbeheer 21e eeuw. Augustus 2000.
- Lammersen, R., 2004. Grensoverschrijdende effecten van extreme hoogwater op de Niederrhein. Eindrapport
- Langenheer, W. van de, en H.E.J. Berger, 2002. Hydraulische Randvoorwaarden 2001: maatgevende afvoeren Rijn en Maas. Onderzoek in het kader van het randvoorwaardenboek 2001. RIZA Rapport 2002.014.
- Lodder, Q., 2003. Berekening implicaties van de invoering van Hydra-B. Rapportage van implicatie berekeningen ten behoeve van de introductie van Hydra-B voor actuele dijkprofielen in het benedenrivierengebied. RIZA werkdocument 2003.183X, december 2003.
- Maaswerken, 2002. Zandmaas/Maasroute POL Zandmaas. Provinciaal Omgevingsplan Limburg. Aanvulling Zandmaas Kadeplan.
- Maaswerken, 2004. Zandmaas/Maasroute POL Zandmaas. Provinciaal Omgevingsplan Limburg. Aanvulling Zandmaas. Partiële herziening. 19 november 2004.

- Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2000.* 3e Kustnota. Traditie, Trends en Toekomst.
- Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 2004.* De veiligheid van de primaire waterkeringen in Nederland. Voorschrift Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006 (VTV)
- RIKZ, 2004.* Golfbelastingen in havens en afgeschermd gebied; een gedetailleerde methode voor het bepalen van golfbelastingen voor het toetsen van waterkeringen. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee, Rapport RIKZ/2004.001.
- Rijkswaterstaat Directie Limburg, 1986.* De maatgevende hoogwaterstanden langs de Maas van Lith tot Boxmeer.
- Ris, R., 1997.* Spectral modelling of wind waves in coastal areas. Ph.D. thesis, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Delft, The Netherlands.
- Ruimte voor de Rivier, 2007.* Planologische Kernbeslissing Ruimte voor de Rivier. Deel 4. Vastgesteld besluit en Nota van Toelichting. Januari 2007.
- RWS, 2000.* Waterhuishouding in het Natte Hart. WIN-strategie als leidraad voor toekomstig waterkwantiteitsbeheer van het Natte Hart. Achtergrondrapport. Rijkswaterstaat. November 2000.
- RWS, 2001.* Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen.
- RWS, 2006.* Integrale Verkenning Maas 2. Advies, Hoofdrapport en Achtergronddocumenten (cd-rom). Rijkswaterstaat Dienst Limburg.
- Schropp, M.H.I., 2007.* Rivierverruiming en ijs. Rijkswaterstaat RIZA, Memo WRR 2007-1.
- Silva, W., 2001.* Hoogwaterbescherming en omgaan met onzekerheden. RIZA werkdocument 2000-179x
- Silva, W. en T. van der Linden, 2007.* Van Lobith en Eijsden naar zee. Aanspraak op ruimte en afvoercapaciteit in het rivierbed op de lange termijn vanuit de veiligheid tegen overstroming. RIZA rapport 2007.017 (concept)
- Slomp R.M., C.P.M. Geerse en H. de Deugd, 2005.* Onderbouwing Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het Benedenrivierengebied. RIZA-rapport 2002.017. RIZA Lelystad, 19 mei 2005.
- Splunder, I. van, 1997.* Ooibos, wilgen en populieren langs rivieren. RIZA Rapport 97.029.
- Stuurgroep IJssel-en Vechtdelta, 2002.* Verkenning toekomstige waterhuishouding IJssel-en Vechtdelta.
- TAW, 1985.* Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 – Bovenrivierengebied. September 1985.
- TAW, 1988.* Leidraad bij bodemonderzoek in en nabij waterkeringen. Leidraad bij geotechnisch-(sonderingen en boringen) en geologisch-(exploratieboringen en seismisch-onderzoek) -onderzoek in en nabij waterkeringen. Mei 1988.
- TAW, 1989.* Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 – Benedenrivierengebied. September 1989.
- TAW, 1994.* Handreiking Constructief Ontwerpen. Onderzoek en berekening naar het constructief ontwerp van de dijkversterking. April 1994.
- TAW, 1998.* Technisch Rapport Erosiebestendigheid van Grasland als dijkbekleding. Augustus 1998.

- TAW, 1999.* Technisch Rapport Zandmeevoerende Wellen. Maart 1999.
- TAW, 1999.* Leidraad Zee- en Meerdijken. December 1999.
- TAW, 2001.* Technisch Rapport Waterkerende Grondconstructies. Geotechnische aspecten van dijken, dammen en boezemkaden. Juni 2001.
- TAW, 2002.* Technisch Rapport Golfploop en Golfoverslag bij dijken. Mei 2002.
- TAW, 2002.* Technisch Rapport Asfalt voor Waterkeren. November 2002.
- TAW, 2002.* Leidraad Zandige Kust. DWW-2003-046. December 2002.
- TAW, 2003.* Leidraad Kunstwerken. Mei 2003.
- TAW, 2003.* Technisch Rapport Steenzettingen. Achtergronden. Rapport DWW-2003-097.
- TAW, 2004.* Technisch Rapport Waterspanningen bij Dijken. DWW-2004-057. September 2004.
- Termes, A.P.P., 2002.* Klimateffecten in de Vechtdelta. Verkenning oplossingsrichtingen. HKV Lijn in Water, rapport PR506.
- Ubels, J.W., 1986.* MHW16500 Verantwoording van het hoogwateronderzoek op de Boven-Rijn, de Waal, het Pannerdensch Kanaal, de Neder-Rijn, de Lek en de IJssel. Rijkswaterstaat Dienst Binnenwateren/RIZA Nota 86.35.
- Valk, C.F. de (ARGOSS) en H.J. Steetzel (Alkyon), 1997.* Modelling statistics of storm duration to asses the reliability of dunes as flood protection – preliminary investigation. Report A69, ARGOSS, december 1997.
- Veen, N. van, J. Stijnen en C.P.M. Geerse, 2007.* Vergelijking van leidraadmethoden van beneden- en bovenrivierengebied. HKV Lijn in Water rapport PR1257.
- Veen, R. van der, 2005a.* Vorm maatgevende afvoergolf bij Lobith. RWS RIZA Memo ADV*2005-001 (A). 8 februari 2005.
- Veen, R. van der, 2005b.* Vorm maatgevende afvoergolf bij Borgharen. RWS RIZA Memo ADV*2005-002 (A). 8 februari 2005.
- Veldman, J.J. en D.P. Hurdle, 1999.* Modelopzet HISWA Haringvliet/Hollandsch Diep, Alkyon Rapport A525, november 1999.
- Velzen, E.H. van, M.J.M. Scholten en D. Beyer, 2007a.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Rijn. Thermometerrandvoorwaarden 2006. RWS RIZA Rapport 2007.021 (in voorbereiding).
- Velzen, E.H. van, M.J.M. Scholten, D. Beyer en C. Stolker (WLI Delft Hydraulics), 2007b.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Maas. Thermometerrandvoorwaarden 2006. RWS RIZA Rapport 2007.022 (in voorbereiding).
- Verheij, H.J., F. Diermanse, T. van Eck, G. de Lange, J. Lindenberg, H.J. Simmelink en H.J.T. Weerts, 2002.* Invloed van aardbevingen op overstromingsrisico's. WLI Delft Hydraulics in samenwerking met TNO-NITG, KNMI en Geodelft. Rapport Q3177.
- Verkaik, J.W., A. Smits, en J. Ettema, 2003.* KNMI-HYDRA project Faserapport 16 Naar een nieuwe extreme waardenstatistiek van de wind in Nederland. KNMI. September 2003.
- Vlag, D.P., 2006.* Stormopzetduur RWS RIZA Memo TCR-dpv-06-02. 25 augustus 2006.
- Volker, W.F., 1987.* Statistiek van wind en waterstanden in Hoek van Holland; tweede concept. DWW, 20 mei 1987.
- Waal, J.P. de, 2003.* Windmodellering voor bepaling waterstanden en golven. Een analyse van de bouwstenen RIZA werkdocument 2003.118x.

- Waal, J.P. de, 2007.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Benedenrivieren. Thermometer-
randvoorwaarden 2006. RWS RIZA Rapport 2007.023 (in voorbereiding).
- Weerden, J.J. van, J.P.F.M. Janssen en J.K. Vrijling, 1987.* Effekt variatie opzettingen op
de hoogwaterstanden in het noordelijk deltabekken. DBW/RIZA nota 87.054.
- Wesphal, R. en J. Hartman, 1999.* Achtergronden Hydraulische belastingen Dijken IJssel-
meergebied. Een ontwerpmethodiek. RIZA Rapport 99.037.
- Wierenga, J. en P.J. Rijkoort, 1983.* Windklimaat van Nederland. Klimaat van Nederland,
2. KNMI.
- Wijbenga, J.H.A. en J. Stijnen, 2004.* Aanpassingen golfvormgenerator. HKV Lijn in Water
rapport PR784. September 2004.
- Wilson, B.W., 1965.* Numerical prediction of ocean waves in the North Atlantic for
December 1959. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Vol. 18. No. 3, blz. 114-130.
- Wit, M. de, 2004.* Hoeveel (hoog)water kan ons land binnenkomen via de Maas, nu en in
de toekomst. RIZA werkdocument 2004.151x.
- Wit, M. de, H. Buiteveld en W. van Deursen (Carthago Consultancy), 2007.* Klimaat-
verandering en de afvoeren van Rijn en Maas. RWS RIZA memo WRR/2007-006.
Arnhem juni 2007.
- Young, I.R., L.A. Verhagen, 1996.* The growth of fetch limited waves in water of finite
depth, Part I: Total energy and peak frequency, Coastal Engineering 29, 47-78.

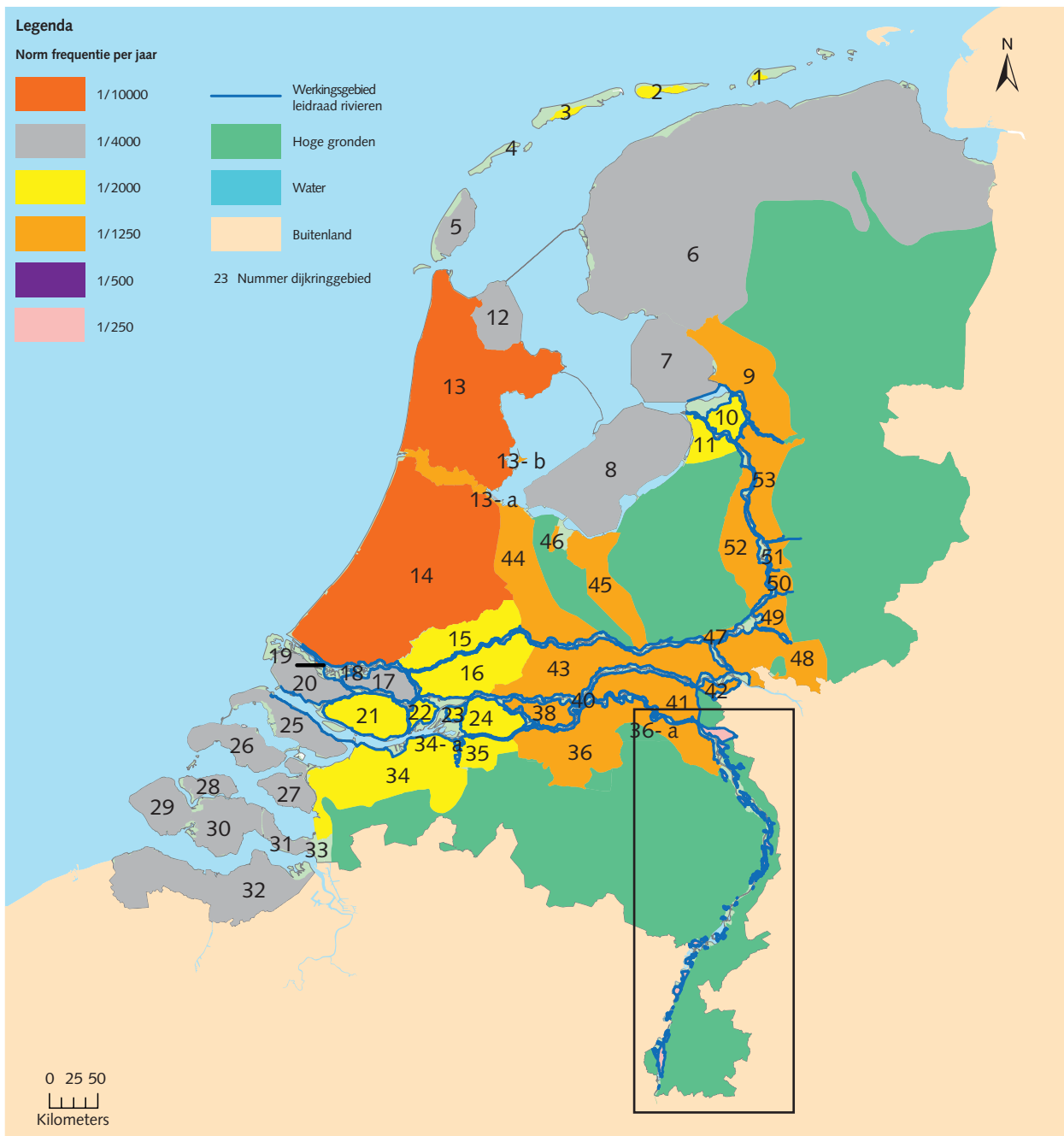
BIJLAGEN



Hoogwater op de Waal bij Slot Loevestein

BIJLAGE A / DIJKRINGGEBIEDEN

Figuur A.1 Dijkringgebieden



Figuur A.2 Dijkringgebieden Maas



BIJLAGE B /

VEILIGHEIDSNORMEN

DIJKRINGGEBIEDEN

Tabel B.1 Dijkringgebieden in het bovenrivierengebied

Dijkringgebied	Veiligheidsnorm	Naam	Buitenwater
36	1/1250	Land van Heusden/de Maaskant	Maas
36a	1/1250	Keent	Maas
37	1/1250	Nederhemert	Bergsche Maas
38	1/1250	Bommelerwaard	Maas, Waal
39	1/1250	Alem	Maas
40	1/500 (Maas)* 1/2000 (Waal)	Heerewaarden	Maas, Waal
41	1/1250	Land van Maas en Waal	Maas, Waal
42	1/1250	Ooij en Millingen	Boven-Rijn, Waal
43	1/1250	Betuwe, Tieler- en Culemborger-waarden	Pannerdensch Kanaal, Nederrijn, Lek, Waal, Boven Merwede
44	1/1250*	Kromme Rijn	Nederrijn, Lek
45	1/1250	Gelderse Vallei	Nederrijn
47	1/1250	Arnhemse- en Velpsebroek	IJssel, Nederrijn
48	1/1250	Rijn en IJssel	Boven-Rijn, Pannerdensch Kanaal, Nederrijn, IJssel
49	1/1250	Ijsselland	IJssel
50	1/1250	Zutphen	IJssel
51	1/1250	Gorssele	IJssel
52	1/1250	Oost-Veluwe	IJssel
53	1/1250	Salland	IJssel
54-95	1/250	Diversen	Maas

* Delen van de waterkeringen van de dijkringgebieden Heerewaarden en Kromme Rijn worden ook als verbindende waterkering beschouwd

Tabel B.2 Dijkkringgebieden in het benedenrivierengebied

Dijkkringgebied	Veiligheidsnorm	Naam	Buitenwater
14	1/10.000	Zuid-Holland	Nieuwe Waterweg, Nieuwe Maas
15	1/2000	Lopiker- en Krimpenerwaard	Nieuwe Maas, Lek
16	1/2000	Alblasserwaard en de Vijfheerenlanden	Lek, Boven- en Beneden Merwede, Noord
17	1/4000	IJsselmonde	Nieuwe Maas, Noord, Oude Maas
18	1/10.000	Pernis	Nieuwe Maas
19	1/10.000	Rozenburg	Nieuwe Waterweg, Calandkanaal
20	1/4000	Voorne-Putten	Hartelkanaal, Oude Maas, Spui, Haringvliet
21	1/2000	Hoekse Waard	Oude Maas, Dordtse Kil, Hollandsch Diep, Spui, Haringvliet
22	1/2000	Eiland van Dordrecht	Oude Maas, Dordtse Kil, Wantij, Hollandsch Diep, Nieuwe Merwede
23	1/2000	Biesbosch	Nieuwe Merwede, Biesbosch
24	1/2000	Land van Altena	Boven Merwede, Maas, Bergsche Maas, Steurgat, Biesbosch
25	1/4000	Goeree-Overflakkee	Haringvliet
34	1/2000	West-Brabant	Bergsche Maas, Amer, Hollandsch Diep
34a	1/2000	Geertruidenberg	Bergsche Maas, Amer
35	1/2000	Donge	Bergsche Maas

Tabel B.3 Dijkkringgebieden in de IJssel- en Vechtdelta

Dijkkringgebied	Normfrequentie	Naam	Buitenwater
7	1/4000	Noordoostpolder	Zwarte Meer
9	1/1250	Vollenhove	Vecht, Zwarte Water, Zwarte Meer
10	1/2000	Mastenbroek	IJssel, Zwarte Water, Zwarte Meer
11	1/2000	IJsseldelta	IJssel
53	1/1250	Salland	Vecht, Zwarte Water

BIJLAGE C / PROBABILISTISCH MODEL VAN HET BENEDEN- RIVIERENGEBIED

C.1 Algemeen

In het benedenrivierengebied hebben we te maken met meerdere stochasten die de waterstand in het benedenrivierengebied bepalen: de afvoer van de Rijn en de Maas, de zeewaterstand in de Maasmond, de wind (richting en snelheid) en de werking van de stormvloedkeringen. De wind en de zeewaterstand zijn sterk gecorreleerd.

Bij de werking van de stormvloedkering hebben we ook te maken met onzekerheden, daarom is de werking van de stormvloedkeringen ook als stochast meegenomen. Een bepaalde hydraulische belasting in het benedenrivierengebied kan door vele combinaties van genoemde stochasten worden veroorzaakt. Iedere combinatie van stochasten heeft een bepaalde kans van optreden en bij iedere combinatie kan met behulp van een model de bijhorende hydraulische belasting (waterstand of de waterstand vermeerderd met de golfoverslaghoogte) in het benedenrivierengebied worden bepaald. Omwille van de rekentijd kan er maar een beperkte hoeveelheid combinaties worden doorgerekend. De combinaties moeten daarom 'slim' gekozen worden en dienen het hele domein af te dekken. De genoemde stochasten worden daarom op een verantwoorde manier geschematiseerd en gecombineerd.

In paragraaf C.3 t/m C.6 zijn de schematisaties van de stochasten beschreven.

In paragraaf 7.2.2 is een voorbeeld van een schema van stochastcombinaties gegeven, dit schema is ontleend aan de Waal (2007).

In paragraaf C.2 is het probabilistisch model in hoofdlijnen beschreven. In de paragrafen C.7 t/m C.9 is de statistiek van de in het benedenrivierengebied gebruikte stochasten in hoofdlijnen beschreven.

C.2 Het probabilistisch model van het benedenrivierengebied in hoofdlijnen

C.2.1 Algemeen

Het probabilistisch model voor het benedenrivierengebied is het hoofdbestanddeel van Hydra-B. Dit probabilistisch model wordt hier in hoofdlijnen beschreven, voor gedetailleerdere informatie wordt verwezen naar Geerse (2003a) en Slomp et al. (2005). De nu volgende beschrijving volgt met name Geerse (2003a).

De vraag die met behulp van het probabilistisch model wordt beantwoord is: hoe groot is, voor een beschouwde locatie in het benedenrivierengebied, de overschrijdingsfrequentie $F(h)$, in keren per jaar, van een bepaald hydraulisch belastingniveau h ? In het probabilistische model Hydra-B wordt deze overschrijdingsfrequentie voor twee typen hydraulische belastingen bepaald:¹

- Waterstand (in m+NAP);
- Waterstand vermeerderd met de golfoverslaghoogte (in m+NAP).

De waterstand, feitelijk de *locale* waterstand op de beschouwde locatie, spreekt voor zich. De golfoverslaghoogte hangt af van het door een gebruiker opgegeven toelaatbare overslagdebiet, en geeft ruwweg gezegd een maat voor het effect van de golven: hoe kleiner het toegestane overslagdebiet, des te groter de golfoverslaghoogte.

Beide typen hydraulische belastingen zijn afhankelijk van de stochasten u (windsnelheid), r (windrichting), m (zeewaterstand), q (rivierafvoer), en de stochast Ω die de werking van de stormvloedkeringen voorstelt. De rivierafvoer is gelijk aan de afvoer te Lobith voor locaties waar de Rijn van meer invloed is dan de Maas (Rijndominant) en de afvoer te Lith voor locaties waar de Maas meer invloed heeft dan de Rijn (Maasdominant). Hierop wordt in paragraaf C.3 dieper ingegaan.

Om aan de gewenste overschrijdingsfrequentie $F(h)$ te komen, die het gemiddeld aantal overschrijdingen van niveau h geeft in keren per jaar, worden in Hydra-B eerst gegevens uitgerekend die gelden voor een *getijperiode*. Deze gegevens worden vervolgens op een bepaalde manier omgerekend naar de veel langere periode van een *winterhalfjaar*. In Hydra-B wordt aangenomen dat in de zomermaanden april t/m september geen extreme omstandigheden kunnen voorkomen. De berekeningen/statistieken hebben derhalve allemaal betrekking op het winterhalfjaar, bestaande uit de maanden oktober t/m maart.

In Hydra-B wordt gebruik gemaakt van de (gezamenlijke) kansdichtheid voor een getijperiode in termen van de stochasten q, u, r en m . Dit wordt aangegeven als:

$$g(q, u, r, m)$$

Voor het optreden van een rivierafvoer q wordt verondersteld dat deze niet gecorreleerd is met het optreden van een zeewaterstand m , windsnelheid u en windrichting r . Daarom kan deze kansdichtheidsverdeling ook geschreven worden als:

$$g(q, u, r, m) = g(q) \cdot g(u, r, m)$$

De kansdichtheidsverdeling van de afvoer $g(q)$ is beschreven in paragraaf C.7 en en de zogenaamde wind-waterstandsstatistiek $g(u, r, m)$, is beschreven in paragraaf C.8.

De kans op overschrijden van een bepaalde hydraulische belasting (waterstand, waterstand plus golfoverslaghoogte) wordt in eerste instantie per afvoerniveau berekend. De kans dat in een getijperiode, bij een gegeven rivierafvoer, een bepaald belastingniveau wordt overschreden, wordt de getijkans genoemd.

C.2.2 Berekening van de getijkans

Het berekenen van de getijkans is complex en vormt het hoofdbestanddeel van het probabilistisch model. De getijkans wordt berekend voor een bepaald afvoerniveau q . Om de getijkans te berekenen worden eerst de windrichtingen apart beschouwd. Later worden de kansen per windrichting gesommeerd. In onderstaande formules zijn de windrichtingen NNO, NO, ..., N genummerd als 1, 2, ..., 16.

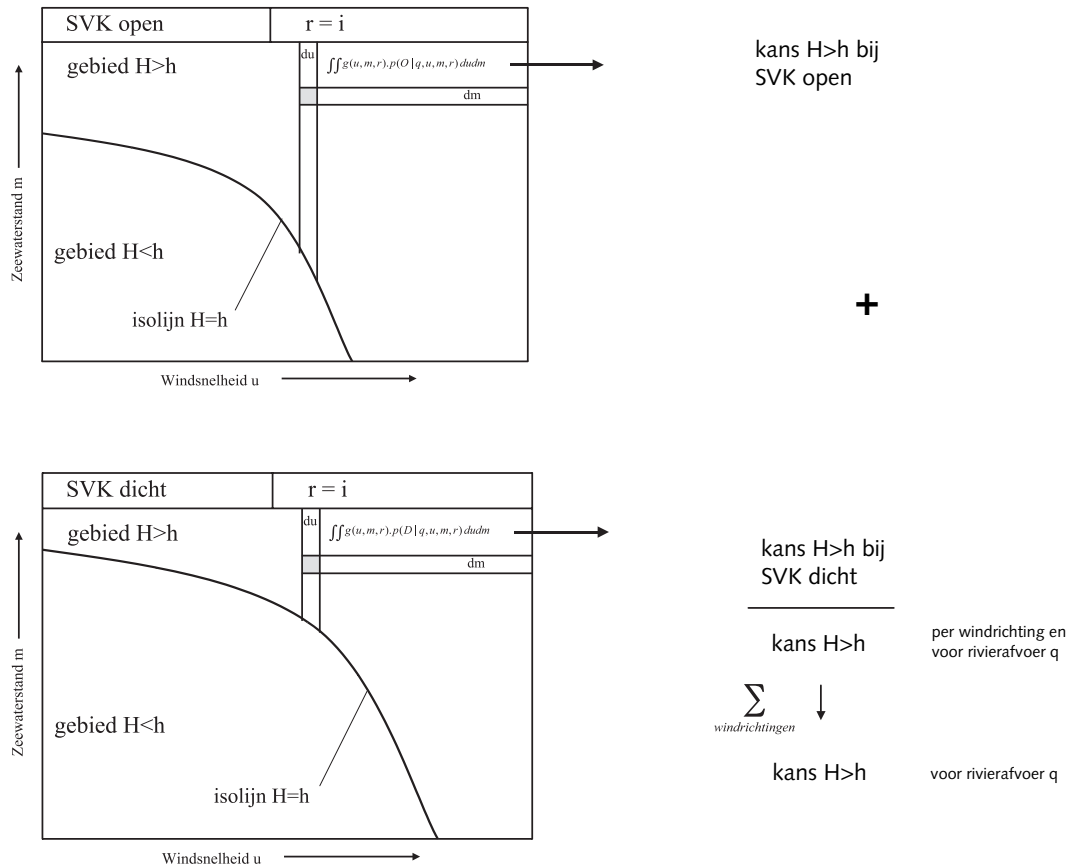
De berekening voor de westelijke windrichtingen is het meest complex, voor de oostelijke richtingen is het een stuk eenvoudiger. Stel we beschouwen één van de westelijke richtin-

¹ Feitelijk kan ook met de 2%-golfploop worden gerekend in Hydra-B. Omdat tegenwoordig hoofdzakelijk met golfoverslag in plaats van golfploop wordt gerekend, wordt de 2%-golfploop hier buiten beschouwing gelaten.

gen (ZW, WZW, W, WNW, NW, NNW of N), bij een gegeven afvoer q . De keringen kunnen daarbij beide open of beide dicht staan.

In onderstaand schema is het principe van de berekening van de getijkans gegeven.

Figuur C.1 Schema berekening getijkans



Stel de keringen zijn open (stormvloedkering SVK open). Er zijn verschillende combinaties van windsnelheid u en zeewaterstand m die (bij de beschouwde vaste afvoer q) kunnen leiden tot het belastingniveau h . Dit kan grafisch worden weergegeven door een isolijn. Op een isolijn liggen alle combinaties van u en m die tot het belastingniveau h leiden. Het gebied boven de isolijn geeft alle combinaties van u en m die tot overschrijden van niveau h leiden. De kansen op de combinatie van u en m moeten in dat gebied worden geïntegreerd na eerst vermenigvuldigd te zijn met de kans dat de stormvloedkeringen daadwerkelijk open staan bij die combinatie van u en m (onderdeel 2A uit onderstaande formule). Hetzelfde wordt gedaan voor de situatie dat de keringen gesloten zijn, SVK dicht (onderdeel 2B). Samen levert dit de kans dat voor gegeven q en r belastingniveau h wordt overschreden. Vervolgens wordt gesommeerd over alle westelijke richtingen. Dit levert de kans op dat voor deze richtingen niveau h wordt overschreden. Voor de oostelijke richtingen (NNO, NO, ONO, O, OZO, ZO, ZZO, Z, ZZW) is er geen stormopzet en wordt gerekend met springtij. De stormvloedkeringen zijn per definitie open. Voor een gegeven windrichting $r=i$ wordt nu de overschrijdingskans alleen bepaald door de windsnelheid. Sommen over de oostelijke windrichtingen levert de overschrijdingskans voor de oostelijke windrichtingen op (onderdeel 1). De totale getijkans is dan de som van de kansen voor westelijke en oostelijke windrichtingen.

In formulevorm is de getijkans gegeven door (Geerse, 2003a):

$$P(H_q > h) = \sum_{r=10}^9 \int_{u: H(q, u, m_r, r, O) > h} g(u, r) du + \sum_{r=10}^{16} \int_0^{\infty} \left[\int_{u: H(q, u, m, r, O) > h} g(u, m, r) p(O | q, u, m, r) du + \int_{u: H(q, u, m, r, D) > h} g(u, m, r) p(D | q, u, m, r) du \right] dm$$

1 2A 2B

De grootheid $p(\Omega | q, u, m, r)$, met Ω respectievelijk gelijk aan 'O' of 'D' (open of dicht), geeft de kans aan dat bij een bepaalde combinatie van q, u, m en r de stormvloedkeringen open of dicht staan (zie paragraaf C.9). Hierbij is volledige afhankelijkheid van de Hartelkering en de Maeslantkering verondersteld. Ze zijn óf beiden open óf beiden dicht.

Met de getijkans is nog niet de overschrijdingskans van de hydraulische belasting H voor het niveau h bepaald. De getijkans geldt namelijk voor een specifieke rivierafvoer met een specifieke kans. Om de totale overschrijdingskans te berekenen zullen de getijkansen nog moeten worden geïntegreerd over de kansverdeling van de afvoer.

Beschouwing van de afvoer

In Hydra-B worden voor de lage en hoge afvoerniveau's verschillende berekeningswijzen gebruikt. Ze worden gescheiden door een grenswaarde q_g . Het is overigens mogelijk om over te stappen op één methode, hier wordt aan het eind van de paragraaf op teruggeko-

men. De overschrijdingsfrequentie $F(h)$, van belastingniveau h , wordt in Hydra-B berekend als

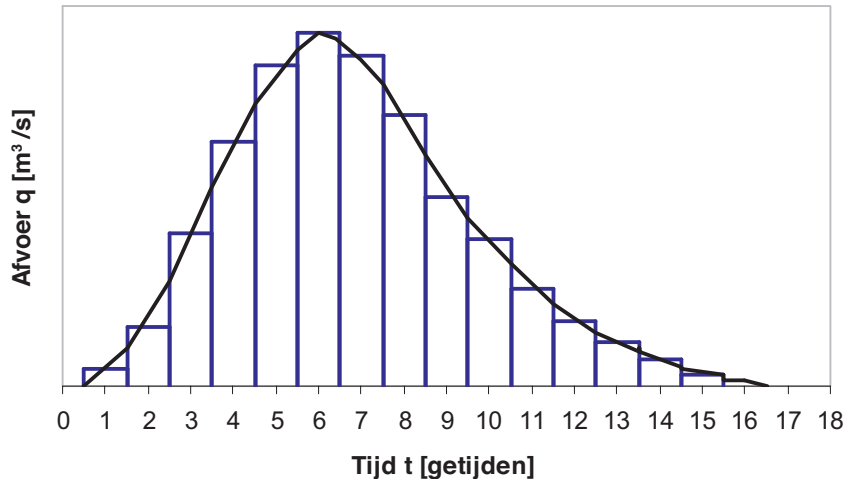
$$F(h) = F_{\text{laag}}(h) + F_{\text{hoog}}(h)$$

waarin $F_{\text{laag}}(h)$ de overschrijdingen geeft tijdens afvoeren lager dan q_g en $F_{\text{hoog}}(h)$ de overschrijdingen geeft tijdens afvoeren hoger dan q_g . De berekeningswijzen voor de hoge en lage afvoeren zullen nu worden behandeld.

Methode voor hoge afvoeren.

Voor de hoge afvoeren wordt gebruik gemaakt van standaardafvoergolven en hun kans van optreden (zie paragraaf C.7). Voor iedere standaardafvoergolf wordt de kans berekend dat tijdens het passeren van de afvoergolf de hydraulische belasting h één of meerdere malen wordt overschreden. Deze kans wordt vermenigvuldigd met de frequentie dat een afvoergolf optreedt in het voor de betreffende afvoergolf karakteristieke afvoerinterval. Ten slotte wordt gesommeerd over alle standaardafvoergolven. Deze methode is reeds eerder gebruikt, onder meer in Duits et al. (1998). Omdat individuele afvoergolven worden beschouwd, wordt de methode aangeduid als de IAG-methode, wat staat voor Individuele Afvoergolven Methode (Geerse, 2002b).

Bij de methode wordt de standaardafvoergolf opgedeeld in tijdsintervallen van 12 uur en 25 minuten (duur van het getij).

Figuur C.2 Onderverdeling standaardafvoergolf, van de afvoeren in de golf die groter zijn dan q_g


Beschouw een standaardafvoergolf met piekwaarde k . Stel dat het deel van de afvoergolf boven grenswaarde q_g kan worden verdeeld in n getijperiodes. Voor de getijperiode i met afvoer $q(i)$ geldt dat de kans $P(H_{q(i)} > h)$ dat h wordt overschreden bekend is, deze kans is namelijk gelijk aan de getijkans. Nu zijn we geïnteresseerd in de kans dat gedurende de afvoergolf niveau h minimaal éénmaal wordt overschreden (tijdens afvoeren groter dan q_g). Die kans is gelijk aan 1- de kans dat h niet wordt overschreden gedurende het passeren van de afvoergolf k .

De kans dat niveau h niet wordt overschreden in de getijperiode i is gelijk aan:

$$1 - P(H_{q(i)} > h)$$

De kans dat tijdens de hele afvoergolf het niveau h niet wordt overschreden is, onder de aanname van onafhankelijke getijperiodes, het product van al die kansen in de n getijperiodes in de afvoergolf:

$$\prod_{i=1}^n (1 - P(H_{q(i)} > h))$$

De kans dat in een willekeurige afvoergolf met piekwaarde k , verdeeld in n getijperiodes, niveau h juist wel minstens eenmaal wordt overschreden is dan:

$$P_{\text{golf}}(H > h | Q_{\text{piek}} = k) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P(H_{q(i)} > h))$$

Het deel van de afvoeren boven q_g wordt nu gediscretiseerd met stapgrootte Δk , wat leidt tot $q_1 = q_g$, $q_2 = q_g + \Delta k$, $q_3 = q_g + 2\Delta k, \dots$ $F_{\text{piek}}(k)$ geeft de overschrijdingsfrequentie, in keren per jaar, van de afvoergolven met piekwaarde k aan (werklijn van de afvoer). De frequentie waarmee afvoergolven voorkomen met piekwaarde k in interval $[k_i, k_i + \Delta k]$, is dan gelijk aan:

$$F(k_i < Q_{\text{piek}} < k_{i+1}) = F_{\text{piek}}(K_i) - F_{\text{piek}}(k_{i+1})$$

Als Δk voldoende klein genomen wordt hebben alle golven met piekwaarde in $[k_i, k_i + \Delta k]$ nagenoeg dezelfde kans op het optreden van minstens één overschrijding van niveau h tijdens de golf, die dan gelijk genomen kan worden aan $P_{\text{golf}}(H > h | Q_{\text{piek}} = (k_i + k_{i+1})/2)$. De totale overschrijdingsfrequentie voor de hoge afvoeren kan dan berekend worden als:

$$F_{\text{hoog}}(h) = \sum_{\text{alle klassen } > q_g} F(k_i < Q_{\text{piek}} < k_{i+1}) P_{\text{golf}}(H > h | Q_{\text{piek}} = (k_i + k_{i+1})/2)$$

In Hydra-B wordt voor de meest bovenstrooms gelegen locaties $\Delta k = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ genomen voor de locaties langs de Rijn en $\Delta k = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de locaties langs de Maas; Verder benedenstrooms worden grotere discretisaties genomen (met nog steeds voldoende nauwkeurige resultaten).

Methode voor lage afvoeren

Voor lage rivierafvoeren (lager dan een bepaalde grensafvoer q_g) zijn op dit moment geen standaard-afvoergolven beschikbaar. De bijdrage van die afvoeren wordt dan ook niet volgens de bovenbeschreven IAG methode bepaald maar met een variant op de methode die al door de Deltacommissie werd toegepast in de vijftiger jaren van de vorige eeuw. De Deltacommissie betrok alleen stormvloed en afvoeren in de berekening, terwijl Hydra-B ook de windsnelheid, windrichting en situatie van de stormvloedkeringen meeneemt. De methode werkt in grote lijnen als volgt. Het domein van de afvoeren tussen de grensafvoer (q_g) en $q=0$ wordt ingedeeld in intervallen. Van ieder interval is met de zogenaamde dagenlijn te bepalen hoeveel dagen gemiddeld de afvoer per winterhalfjaar zich in dat interval bevindt. Delen we vervolgens dat aantal dagen door het totaal aantal dagen van het winterhalfjaar, dan vinden we de kans dat op een willekeurig tijdstip de afvoer zich in het betreffende interval bevindt. Vermenigvuldigen we die kans met de getijkans voor dat interval, dan vinden we voor dat interval de kans dat het belastingsniveau h wordt overschreden gedurende een getijperiode. De kans op overschrijding gedurende een getijperiode voor alle afvoeren lager dan de grenswaarde (q_g) wordt gevonden door de kans op overschrijden van alle intervallen te sommeren. Wanneer daarna wordt vermenigvuldigd met het aantal getijperioden in een winterhalfjaar, wordt $F_{\text{laag}}(h)$ gevonden.

Meer in detail gaan de berekeningen als volgt. Geef met $D(q)$ de dagenlijn aan, waarbij deze grootte het gemiddeld aantal overschrijdingsdagen van niveau q aangeeft, gedurende het winterhalfjaar. Discretiseer nu het afvoerdomein van 0 tot q_g als $q_1 = 0$, $q_2 = \Delta q$, $q_3 = 2\Delta q, \dots$, $q_M = q_g$. De kans dat een afvoer q zich in het interval $[q_i, q_{i+1}]$ bevindt is dan gelijk aan:

$$P(q_i < Q < q_{i+1}) = \frac{D(q_i) - D(q_{i+1})}{182}$$

Hierin is $N=182$ hetgeen overeenkomt met het aantal dagen in een winterhalfjaar. Als Δq voldoende klein genomen is hebben alle afvoeren in $[q_i, q_{i+1}]$ dezelfde getijkans, die dan gelijk mag worden gesteld aan $P(H_{q^*} > h)$, met $q^* = (q_i + q_{i+1})/2$. Dan volgt voor de kans op overschrijden van het niveau h in een getijperiode, in combinatie met een afvoer in $[q_i, q_{i+1}]$:

$$P(q_i < Q < q_{i+1}) P(H_{(q_i + q_{i+1})/2} > h)$$

Sommatie over alle afvoerclassen onder de grenswaarde q_g levert dan de kans op een overschrijding, in combinatie met een afvoer lager dan q_g , in een getijperiode. Om aan $F_{\text{laag}}(h)$ te komen, dient die kans nog vermenigvuldigd te worden met het aantal getijperioden per winterhalfjaar (dit is gelijk aan 352 getijperioden in Hydra-B). Dat levert dus:

$$F_{\text{laag}}(h) = 352 \sum_{\text{alle klassen } < q_g} P(q_i < Q < q_{i+1}) P(H_{(q_i + q_{i+1})/2} > h)$$

Voor meer gedetailleerdere informatie betreffende bovenstaande afleidingen wordt verwezen naar Geerse (2003a).

In principe is het mogelijk om ook voor de lage afvoeren de IAG methode toe te passen. De lage golfvormen en het lage deel van de werklijn moeten dan als 'kunstmatige' onderdelen van de afvoerstatistiek worden beschouwd, die tezamen de wel reële momentane kans dienen te representeren. Voor meer informatie zie Geerse (2003a) en paragraaf 6.6 uit Slomp et al. (2005). De benodigde synthetische golven/werklijn zijn voor de Rijn en de Maas eeds bepaald, zowel voor de HR2001 als voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006 (zie Geerse (2005) en de daarin genoemde referenties).

Om met name de transparantie van Hydra-B te bevorderen, wordt aanbevolen, bij de berekening van de ontwerpbelastingen, deze synthetische golven/werklijn toe te passen.

C.3 Schematisatie stochasten afvoer

In het probabilistisch model wordt de stochast afvoer voor hoge afvoeren gekarakteriseerd door een set standaard afvoergolven, ieder met een bepaalde overschrijdingsfrequentie, die volgt uit de werklijn. Voor de lage afvoeren wordt de stochast gekarakteriseerd door de dagenlijn (zie verder paragraaf C.2).

De afvoergolven worden in de in paragraaf C.2 genoemde berekeningen niet dynamisch doorgerekend. Er wordt verondersteld dat de hydraulische belasting bij een bepaalde afvoer in een afvoergolf stationair berekend kan worden bij die afvoer.

Daarbij worden dynamische effecten als topvervlakking verwaarloosd (dit is een conservatieve aanname). Dat is ook de reden dat bij de Maas niet de gebruikelijke afvoerstatistiek van Borgharen wordt gebruikt maar die van Lith, veel verder benedenstrooms. De grootste topvervlakking en zijdelingse toestroming hebben bovenstrooms van Lith al plaatsgevonden.

De afvoeren van Rijn en Maas zijn positief gecorreleerd: hoge afvoeren van de Rijn gaan vaak samen met hoge afvoeren van de Maas. In principe zouden beide rivieren daarom als gecorreleerde stochasten moeten worden opgenomen. Er is gekozen voor een aanpak met zogenaamde 50%-lijnen. Voor locaties waar de afvoer van de Rijn de belangrijkste bedreiging vormt, aangeduid als Rijndominante locaties, wordt de statistiek van de Rijn gebruikt. Iedere afvoer van de Rijn wordt dan geassocieerd met de mediane afvoer van de Maas (de mediaan van alle afvoeren van de Maas die bij de beschouwde afvoer van de Rijn kunnen optreden). Onder de mediaan van een verdeling bevindt zich 50% van de kansen, vandaar dat wordt gesproken van de '50%-lijn'. Voor locaties waar de afvoer van de Maas de grootste bedreiging vormt, Maasdominante locaties genoemd, wordt de mediane afvoer van de Rijn gebruikt. De grens is gelegd nabij Keizersveer op de Bergsche Maas: voor km 246 en bovenstrooms daarvan wordt de statistiek van de Maas gebruikt, voor de overige locaties wordt de statistiek van de Rijn gebruikt. De referenties (De Deugd, 1998), (Fioole, 1999) en (Geerse, 2003a) geven meer informatie/uitleg over de 50%-lijnen. Uitgelegd wordt dat met 50%-lijnen praktisch dezelfde resultaten worden verkregen als met de 'nettere' aanpak waarin de Rijn en de Maas beiden als gecorreleerde stochasten zijn opgenomen. In Tabel C.1 en Tabel C.2 zijn de afvoeren en de bijhorende mediane afvoeren gegeven die zijn gebruikt in de berekende stochastcombinaties voor de HR 2001 zowel als voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006 (Slomp et al. 2005, De Waal, 2007).

Tabel C.1 Mediane afvoeren van de Maas

Afvoer Rijn te Lobith (m ³ /s)	50% afvoer van de Maas te Lith (m ³ /s)
600	55
2.000	217
4.000	687
6.000	1.156
8.000	1.626
10.000	2.095
13.000	2.800
16.000	3.504
18.000	3.974

Tabel C.2 Mediane afvoeren van de Rijn

Afvoer Maas te Lith (m ³ /s)	50% afvoer van de Rijn te Lobith (m ³ /s)
10	600
327	2.000
855	4.000
1.382	6.000
1.909	8.000
2.437	10.000
3.228	13.000
3.700	14.700
4.546	18.000

C.4 Schematisatie stochast zeewaterstand

Het benedenrivierengebied kent – aan zee – drie benedenstroomse randen waar informatie van de waterstand voor nodig is (zie ook De Waal, 2006):

- Maasmond;
- Haringvliet Noord;
- Haringvliet Zuid.

De waterstand op deze drie locaties is zo sterk gecorreleerd dat een beschrijving met één stochast volstaat. De zeewaterstand Maasmond wordt als stochast te gebruikt. De waterstanden op de twee locaties Haringvliet worden hier op eenduidige wijze van afgeleid. Het verloop van de waterstand Maasmond is een samengesteld effect van astronomisch getij en eventuele stormopzet.

Het astronomisch getij bestaat uit:

- gemiddelde zeestand;
- de getijgolf (springtij/gemiddeld tij/doodtij).

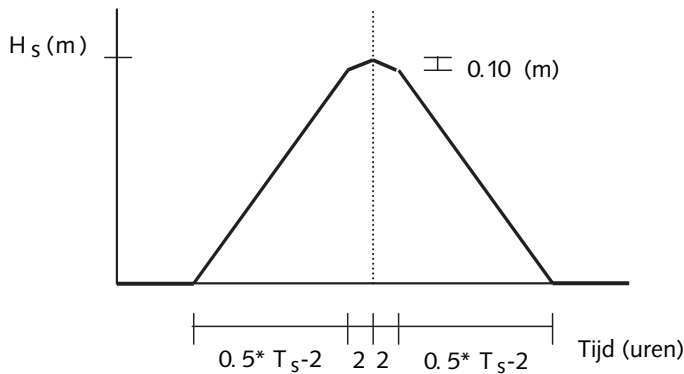
De stormopzet bestaat uit:

- stormopzethoogte;
- stormopzetduur;
- het faseverschil tussen de stormopzet top en de top van het astronomisch getij.

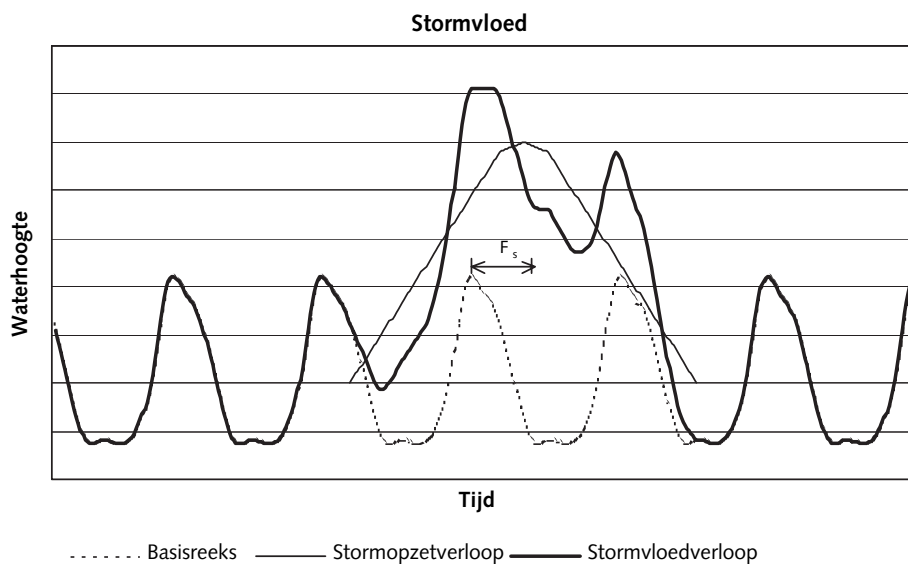
De stochastische parameter zeewaterstand wordt gedefinieerd als de topwaarde (m) van de waterstand Maasmond per getijperiode. Om de doorwerking van die topstand m op de rivier te kunnen berekenen is, voor de zeven westelijke richtingen ZW, WZW, ..., N de stochast geschematiseerd als een gemiddeld astronomisch getij waarop een stormopzet is gesuperponeerd (Figuur C.4). De topwaterstand is gelijk aan m.

De stormopzet is geschematiseerd met een trapeziumvormig verloop (Figuur C.3). Het trapezium wordt geparametriseerd door drie parameters: de maximale stormopzethoogte H_s , stormopzetduur T_s en de fase F_s tussen astronomisch hoogwater en maximale stormopzet.

Figuur C.3 Schematisatie stormopzet



Figuur C.4 Stormopzetverloop, gecombineerd met het getij



Voor de 9 oostelijke richtingen NNO, NO, ..., WZW worden geen stormvloeden beschouwd. Hiervoor wordt de zeerand gevormd door de springtijreeks.

Voor de toetsberekeningen is gekozen voor $T_s = 29$ uur en $F_s = -4,5$ uur (maximum van stormopzet valt 4.5 uur ná het maximum van de naburige getijtop).

Bijlage 2 uit Geerse (2003a) stelt dat de keuze $F_s = -4,5$ uur eventueel iets aan de veilige kant kan zijn. Nieuw onderzoek op het gebied van de windstatistiek, in relatie tot waterstandsverlopen tijdens stormvloeden, zouden tot nieuwe inzichten kunnen leiden. Beleidsmatig is daarom bij de oude keuzes van T_s en F_s gebleven. Voor ontwerpdoeleinden is een stormopzetduur van 29 uur te laag. Aanbevolen wordt uit te gaan van een waarde van 35 uur (zie verder paragraaf 9.4.2).

De stochast zeewaterstand wordt gekarakteriseerd door de hoogste waterstand in de getijperiode. Voor de berekening van de toetspeilen is gekozen voor:

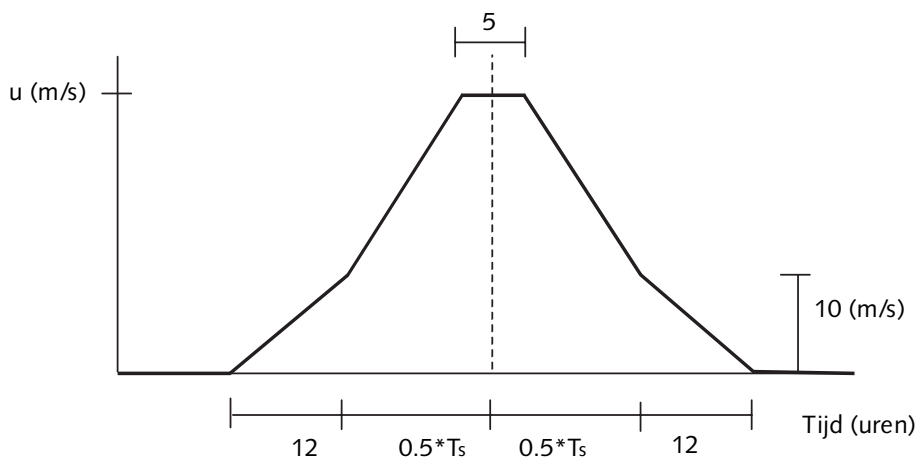
Stochast zeewaterstand:

- Westelijke winden (ZW, WZW, W, WNW, NW, NNW, N), 6 waarden namelijk: 1,11 m (gemiddeld getij, geen opzet), 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6 m.
- Oostelijke winden (NNO, NO, ONO, O, OZO, ZO, ZZO, Z, ZZW), 1 waarde: 1,30 m (springtij, geen opzet).

C.5 Schematisatie stochast wind

In het probabilistische model wordt de wind verdeeld in getijperiodes waarbij de kans op de maximale wind u in die getijperiode onafhankelijk is van de aanliggende periodes. Het effect van die wind op de waterstand in het gebied wordt berekend door in de berekeningen de wind te schematiseren met een zogenaamd stormverloop. De basisduur van het trapezium op het niveau van 10 m/s wordt in HR 2001, net als voor HR 1996, gelijk genomen aan de duur T_s van de stormopzet (hetzelfde geldt voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006). De hoogte van het profiel is gelijk aan de beschouwde windsnelheid u . Het midden van het tijdsverloop (de gestippelde verticale lijn in Figuur C.5) valt samen met het midden van het trapezium van de stormopzet. Bij gegeven fase F_s en gegeven u ligt het windverloop dus volledig vast.

Figuur C.5 Schematisatie windverloop



De duur van het windverloop lijkt wat aan de korte kant (zie bijlage 2 van Geerse, 2003a). Omdat de keuze van het windveld niet zo belangrijk blijkt voor de uitkomsten van water-

bewegingsberekeningen, is bij de oude keuze gebleven (veelal niet meer dan 0,02 m verschil bij een 7 uur langere stormduur).

De stochast windsnelheid u kan met betrekkelijk weinig windsnelheden worden gekarakteriseerd.

Stochast wind:

- Windsnelheid 0;
- Westelijke winden (ZW, WZW, W, WNW, NW, NNW, N), 4 waarden namelijk: 10, 20, 30 en 42 m/s;
- Oostelijke winden (NNO, NO, ONO, O, OZO, ZO, ZZO, Z, ZZW), 3 waarden namelijk: 10, 20 en 30 m/s.

Het beperkt aantal waarden is toegestaan omdat de windsnelheid niet zoveel invloed op de waterstanden heeft (5 m/s verandering in de windsnelheid levert meestal niet meer op dan ongeveer één decimeter verschil in de waterstand). De lineaire interpolaties in het probabilistische model (Hydra-B) leveren dan geen grote fouten op.

Voor de vertaling naar een waterbewegingsmodel is de gangbare praktijk dat het windveld niet op een specifieke plaats in het modelgebied wordt opgelegd. Voor het hele model geldt dat het (tijdsafhankelijke) windveld voor alle takken in de berekening gelijk is. Wel worden voor de verschillende riviertakken zogenaamde hidingfactoren gebruikt, waarmee per tak de windsnelheid wordt gereduceerd.

C.6 Schematisatie stochast stormvloedkeringen Maeslant- en Hartelkering

De Maeslantkering in de Nieuwe Waterweg en de Hartelkering in het Hartelkanaal worden tijdens hoge stormvloed en gesloten. Omdat het sluiten van de keringen enkele uren vergt en de sluitbeslissing in de fase vóór de stormvloed genomen dient te worden, is het niet mogelijk het al of niet sluiten te baseren op actuele waterstanden; daarom wordt met voorspellingen gewerkt. Zodra de verwachte waterstanden te Dordrecht of te Rotterdam de zogenaamde sluitcriteria dreigen te overschrijden, namelijk 2,9 m+NAP voor de waterstand te Dordrecht en/of 3,0 m+NAP voor de waterstand te Rotterdam, wordt het commando tot het sluiten van de beide keringen gegeven. De sluitfrequentie van de keringen komt bij deze criteria neer op gemiddeld eens per 12 jaar.

Na het afgeven van een sluitcommando is er een kans dat de keringen falen. In de kansberekeningen is de gangbare praktijk op dit moment dat afhankelijk falen wordt verondersteld: óf de keringen falen tegelijkertijd óf de keringen functioneren tegelijkertijd op de juiste wijze (zie voor kanttekeningen Geerse (2003a)).

Daarom kan de beheerssituatie gemodelleerd worden door een stochast met slechts twee uitkomsten: *open keringen* (bij falen of niet hoeven sluiten) en *dichte keringen* (bij juist functioneren na afgeven van het sluitcommando).

C.7 Kansverdeling afvoer

Deze paragraaf beschrijft in het kort welke gegevens voor de afvoerstatistiek nodig zijn in Hydra-B. Voor de HR 2001 zijn deze beschreven in Kalk et al, (2001).

Voor de berekening van $F_{\text{hoog}}(h)$ uit paragraaf C.2 (methode hoge afvoeren) zijn nodig, voor Lobith zowel als Lith:

- Een set van standaardafvoergolven voor de afvoertoppen boven de grensafvoer q_g ;
- De overschrijdingsfrequentie van de piekwaarden van afvoergolven (werklijn).

De standaardafvoergolven voor Lobith zoals beschreven in Kalk et al. (2001) zijn gegeneerd met de zogenaamde golfvormgenerator (Klopstra en Vrisou van Eck, 1999). Om aan een set van standaardafvoergolven voor Lith te komen, is in Kalk et al. (2001) eerst een set standaardafvoergolven voor Borgharen bepaald met de golfvormgenerator. Die zijn vervolgens met het waterbewegingsmodel WAQUA vertaald naar een set van standaardafvoergolven voor Lith; deze set vormt de invoer voor Hydra-B.² Door interpolatie zijn standaardafvoergolven met iedere gewenste piekwaarde te bepalen.

Voor de methode voor lage afvoeren is de dagenlijn nodig, die het gemiddeld aantal dagen per winterhalfjaar geeft dat een bepaald afvoerniveau wordt overschreden. De dagenlijn is dus niet hetzelfde als de werklijn. De werklijn geeft het gemiddelde aantal malen aan dat een piekafvoer wordt overschreden in een winterhalfjaar. De dagenlijnen voor Lobith en Lith zijn afgeleid in Kalk et al. (2001). De eerder genoemde kansdichtheid $g(q)$ volgt als minus de afgeleide van de dagenlijn, die daarna nog door 182 moet worden gedeeld, zoals weergegeven in de volgende vergelijking:

$$g(q) = - [dD(q)/dq] / 182$$

C.8 Wind-waterstandstatistiek

Om de overschrijdingskans van een bepaald belastingniveau uit te rekenen is voor de zeven westelijke windrichtingen de wind-waterstandstatistiek van de Maasmond nodig (zie paragraaf C.2). Omdat alleen voor Hoek van Holland de zeewaterstandstatistiek alsmede waterstands- en windgegevens beschikbaar zijn, en niet voor de Maasmond, is de wind-waterstand statistiek voor Hoek van Holland afgeleid (situatie 1985). Daarna is de statistiek getransformeerd naar de Maasmond.

In 1987 heeft Volker reeds een wind-waterstandstatistiek voor Hoek van Holland afgeleid. Deze statistiek levert een kansdichtheidsverdeling die aangeeft met welke kansen gedurende een getijperiode combinaties van windsnelheden, windrichtingen en zeewaterstanden kunnen optreden. De kansverdeling van Volker is inmiddels niet meer bruikbaar, omdat recente gegevens voor de zeewaterstand beschikbaar zijn gekomen (Dillingh et al., 1993 en Roskam et al., 2000). Bovendien heeft een (kleine) verandering van inzichten plaats gevonden.

De actuele statistiek voor Hoek van Holland is beschreven in Geerse et al. (2002). Hierbij is zoveel mogelijk aangesloten op de statistiek die Volker had afgeleid.

De zeewaterstand (stormvloeden) en de wind zijn sterk gecorreleerd. Dat is de reden dat de kansen op wind en de zeewaterstand niet los van elkaar bekeken kunnen worden. De kans op een wind-waterstand combinatie wordt gegeven door de kansdichtheidsfunctie $g(u,m,r)$. Hierin is u de windsnelheid, m de zeewaterstand en r de windrichting.

Deze functie is ook te schrijven als:

$$g(u,m,r) = g(r).g(m|r).g(u|m,r)$$

waarin:

$g(u,m,r)$ kansdichtheidsfunctie wind-waterstandscombinatie

$g(r)$ kans op de windrichting in een getijperiode

$g(m|r)$ kansdichtheidsfunctie van de hoogste zeewaterstand in een getijperiode gegeven een bepaalde windrichting r

$g(u|m,r)$ kansdichtheidsfunctie van de windsnelheid in een getijperiode gegeven een bepaalde richting en een bepaalde zeewaterstand

Voor $g(r)$ zijn in Hydra-B de oude richtingskansen uit Volker (1987) gebruikt, die ook voorkomen in Vrouwenvelder et al., (1999a). Om redenen van vergelijkbaarheid met de oude

² De procedure in de golfvormgenerator is in 2004 verbeterd (Van der Veen, 2005a, b en Wijbenga en Stijnen, 2004); in de Thermometerrandvoorwaarden 2006 (Van Velzen et al., 2006a, b) worden derhalve iets andere golfvormen gebruikt dan voor de HR 2001. De nieuwe golven zijn aan de basis smaller dan de oude, terwijl de breedtes rond de golftoppen vrijwel onveranderd zijn gebleven.

statistiek van Volker is er voor gekozen de oude richtingskansen te handhaven. Het overgaan op de nieuw bepaalde richtingskansen zou de uiteindelijke resultaten slechts weinig veranderen. Zie voor richtingskansen Tabel C.3.

Tabel C.3 Momentane windrichting (Volker 1987, Vrouwenvelder et al., 1999)

r	Richting	Kans P(r) (-)
1	NNO	0,045241
2	NO	0,055728
3	ONO	0,064416
4	O	0,057525
5	OZO	0,041446
6	ZO	0,044442
7	ZZO	0,058224
8	Z	0,074503
9	ZZW	0,090682
10	ZW	0,095975
11	WZW	0,090882
12	W	0,075901
13	WNW	0,057525
14	NW	0,050834
15	NNW	0,049536
16	N	0,047139

g(m|r)

De kansdichtheidsfunctie $g(m|r)$ is ontleend aan een studies van RIKZ (Dillingh et al., 1993 en Roskam et al., 2000). De RIKZ-gegevens (Roskam et al., 2000) geven slechts vanaf een drempelwaarde van 1,90 m+NAP kansdichtheidsverdelingen van de zeewaterstand per windrichting, uitgedrukt in keren per jaar. Ten behoeve van Hydra-B zijn deze kansdichtheidsverdelingen omgerekend naar een kansverdeling $g(m|r)$ per getijperiode, waarbij deze verdelingen op pragmatische wijze zijn uitgebreid tot de lagere zeewaterstanden. Het deel van $g(m|r)$ voor m tussen circa 1,0 m+NAP en 1,9 m+NAP geeft daarmee geen goede weergave van de werkelijke kansverdeling van de hoogwaterstanden in een getijperiode. Dat laatste is nauwelijks van invloed op de uitkomsten van Hydra-B voor waterstanden en kruinhoogten. Bedreigende situaties voor deze lage zeewaterstanden doen zich slechts voor in combinatie met een extreme afvoer en dan alleen in het rivierengebied. Omdat die locaties ver van zee liggen is de precieze waarde van m niet zo belangrijk (voor meer details zie Geerse et al., 2002).

g(u|m,r)

De basis voor de kansdichtheidsverdeling $g(u|m,r)$ zijn de kansdichtheidsfuncties $g(m|r)$ en $g(u|r)$ (zie Figuur C.6 ter illustratie).

Voor de kansdichtheidsverdeling $g(u|r)$ wordt de windstatistiek van Schiphol gebruikt.

De details worden gegeven in Geerse et al, (2002). In het kort heeft de windsnelheid u de volgende interpretatie:

Voor terugkeertijden < 1 jaar

De windsnelheid u is hier gedefinieerd als de maximale windsnelheid in de getijperiode. De kansverdeling van deze windsnelheid is bepaald door te turven uit de winddataset Schiphol (1951-2000).

Voor terugkeertijden > 10 jaar

De windsnelheid u is hier gedefinieerd als de momentane windsnelheid op het moment van de hoogste waterstand in de getijperiode. Hiervoor is de hoogte van het hoogwater gecorreleerd met de windsnelheid op het moment van hoogwater.

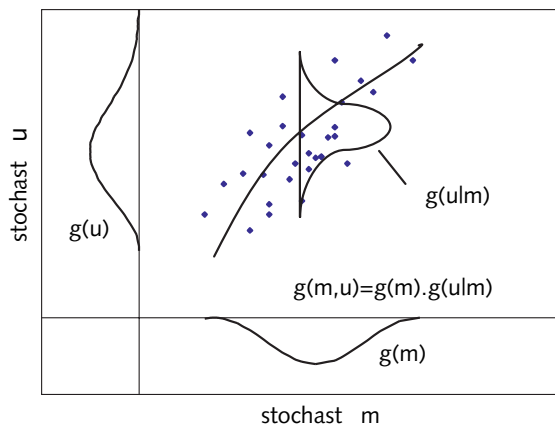
De benodigde windstatistiek is (indirect) ontleend aan het Rijkooit Weibull model (Wieringa 1983). Deze statistiek is eerst herschaald naar richtingsectoren van $22,5^\circ$ in plaats van richtingsectoren van 30° en van het winterhalfjaar naar een getijperiode. Verder is voor de westelijke windrichtingen de zogenaamde Volkerfactor van 0,5 toegepast. Deze factor is ingevoerd om te modelleren dat niet alle stormen (bijvoorbeeld die tijdens laagwater) tot extreme waterstanden leiden. De factor 0,5 komt neer op de aanname dat circa 50% van alle stormen niet tot extreme zeewaterstanden leiden.

Voor terugkeertijden tussen 1 en 10 jaar

Ook hier wordt u gedefinieerd als de momentane windsnelheid op het moment van de hoogste waterstand in de getijperiode. De statistiek is afgeleid door de dataset te turven, met dien verstande dat om een goede aansluiting te krijgen op de Rijkooit Weibull windsnelheden, bij terugkeertijden > 10 jaar een vloeiende overgang is aangebracht tussen de overschrijdingslijn die met turven is gevonden en de overschrijdingslijn volgens de Rijkooit Weibull gegevens. Ook bij deze terugkeertijden zijn de kansen gecorrigeerd met de Volkerfactor 0,5.

Met $g(u|m,r)$ wordt de correlatie tussen u en m gegeven (voor het principe zie Figuur C.6).

Figuur C.6 Principe correlatie



Om de $g(u|m,r)$ af te leiden, zijn de formules die Volker in 1987 heeft gebruikt ongewijzigd toegepast. Omdat de statistiek is aangepast, veranderen de parameters in de formules van Volker wel.

Door Volker is een dubbelxponentiële functie (Gumbelverdeling) gekozen om de kansverdeling $g(u|m,r)$ te beschrijven van de windsnelheid gegeven de zeewaterstand en de windrichting.³

Per windrichting is deze gefit op waarnemingen; dit zijn dezelfde waarnemingen die zijn gebruikt om de kansverdeling van de zeewaterstand per richting af te leiden. Een verdere belangrijke voorwaarde voor de functie is dat deze geïntegreerd over alle zeewaterstanden,

³ Feitelijk betreft het een 'afgeknotte' Gumbelverdeling: de hoogste 2% van de verdeling is afgekapt, waarna de verdeling opnieuw is genormeerd.

dezelfde kansverdeling oplevert als voor de windsnelheid per windrichting $g(u|r)$ zoals hierboven beschreven. Er moet immers gelden:

$$g(u|r) = \int_0^{\infty} g(u|m,r) \cdot g(m|r) dm$$

Bij benadering blijkt de functie $g(u|m,r)$ een vrij eenvoudige vorm te hebben: per zee-waterstand en windrichting is de kansverdeling voor de windsnelheid een (afgeknotte) Gumbelverdeling. Verder is er bij benadering sprake van een lineaire verschuiving van de (afgeknotte) Gumbelverdeling voor hogere m . Voor verdere informatie wordt verwezen naar Geerse et al., (2002).

Verdere opmerkingen in relatie tot de wind-waterstandstatistiek

- In Hydra-B wordt de maximale windsnelheid in een storm gecombineerd met de maximale waterstand ter plaatse van de betreffende locatie, hoewel deze maxima in werkelijkheid niet tegelijk hoeven op te treden. Dat houdt in de regel voor locaties ver landinwaarts en op het Haringvliet/Hollandsch Diep een zekere overschatting van de golfaanval in;
- De windstatistiek is afgeleid voor de situatie 1985 en de locatie Hoek van Holland. Voor Hydra-B is in feite de kansverdeling voor Maasmond nodig en niet die voor Hoek van Holland en er dient rekening gehouden te worden met de zeespiegelstijging vanaf 1985. De verdeling ter plaatse van Maasmond volgt in Hydra-B eenvoudig uit de verdeling ter plaatse van Hoek van Holland door de zeewaterstanden met een vaste waarde te verschuiven. Hierbij is aangenomen dat, voor eenzelfde toestandsjaar, de zeewaterstanden te Maasmond 0,02 m lager liggen dan de zeewaterstanden ter plaatse van Hoek van Holland.

C.9 Kansen gedrag stormvloedkeringen

De werking van de stormvloedkeringen in de Nieuwe Waterweg en het Hartelkanaal heeft invloed op de hoge waterstanden in het benedenrivierengebied. Het moment van sluiten van de keringen wordt genomen op basis van voorspelde waterstanden. In die voorspellingen zitten onzekerheden. Daardoor is het mogelijk dat de kering, op basis van de voorspellingen, open blijft staan, terwijl de kering op basis van de werkelijk opgetreden waterstanden gesloten had moeten worden of andersom.

In het probabilistisch model is de zogenaamde sluitfunctie geïntroduceerd. De sluitfunctie geeft de waterstand in de Maasmond aan als functie van de q , r en u waarbij precies aan de sluitcriteria wordt voldaan.

Het huidige sluitcriterium van de Hartel- en Maeslantkering is: Keringen sluiten op het moment dat de voorspelde waterstanden in Rotterdam en/of Dordrecht de 3,00 m resp. 2,90 m+NAP overschrijden.

We kennen dus nu de waterstand Maasmond gegeven q , u en r waarbij de kering gesloten zal worden. Zoals eerder opgemerkt is deze waterstand niet nauwkeurig te voorspellen. Op basis van een studie door RIKZ (Kroos, 1999) is er van uitgegaan dat de voorspelfout normaal verdeeld is met een gemiddelde waarde van -0,09 m en een standaardafwijking van 0,18 m. (Er wordt dus systematisch 0,09 m te laag voorspeld⁴.)

De kans dat de stormvloedkeringen open staan gegeven de rivierafvoer q , de windsnelheid u , de zeewaterstand m en de windrichting r wordt gegeven als:

$$p(O|q,u,m,r)$$

⁴ Inmiddels zijn er nieuwe waarden bekend op basis van een analyse voor de periode 1990-2004. De nieuwe waarden zijn $\mu = -0,07$ en $\sigma = 0,12$ m (Kroos, 2006)

en de kans dat de stormvloedkeringen dicht staan wordt gegeven als:

$$p(D|q,u,m,r)$$

Gegeven de normaal verdeelde voorspelfout kan de kans op geopende kering bij m, q, u en r worden berekend door het gearceerde oppervlak van Figuur C.7 te integreren.

In deze figuur wordt uitgegaan van een gegeven q, u en r . De waterstand bij Rotterdam en Dordrecht hangt dan alleen af van de zeewaterstand m .

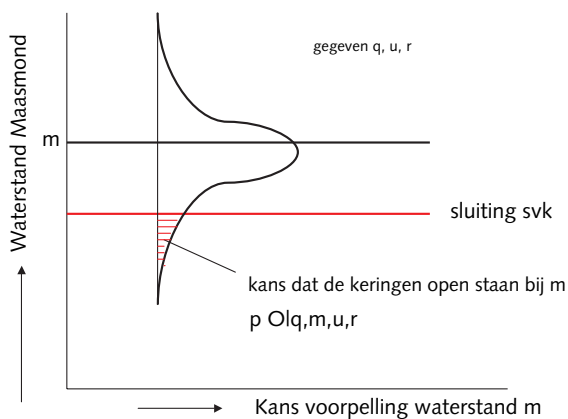
Om de werkelijk opgetreden zeewaterstand m is een kansverdeling getekend van de voorspelde waterstand. De rode lijn geeft de zeewaterstand aan die tot sluiting van de kering leidt. Het gearceerde oppervlak geeft nu de kans aan dat de voorspelde waterstand lager is dan het sluitcriterium en dat de kering dus open blijft.

De kans op een gesloten kering is dan natuurlijk:

$$p(D'|q,u,m,r) = 1 - p(O'|q,u,m,r)$$

Hier wordt resp. D' en O' gebruikt omdat hier alleen nog de voorspelfouten zijn meegenomen. De voorspelfout is echter niet de enige reden dat de stormvloedkeringen ten onrechte geopend kunnen blijven.

Figuur C.7 Kans op geopende sv keringen



De stormvloedkeringen kunnen ook falen. De gangbare praktijk is om aan te nemen dat afhankelijk falen optreedt. Dat betekent dat beide keringen tegelijkertijd falen, zodat ze effectief in de berekeningen als 'één kering' kunnen worden beschouwd. Geerse (2003a) geeft aan dat dat een conservatieve inschatting is, maar gerechtvaardigd gezien de onzekerheden waar men mee te maken heeft.

Voor de HR 2001 is een faalkans α van 0,001 aangenomen. Ofwel 1 maal falen (lees niet sluiten) op de duizend sluitingen. Bij de eerder gegeven kans op de ten onrechte geopende kering $p(O'|q,u,m,r)$ dient nu nog opgeteld te worden de kans dat de kering door falen open staat. In formulevorm:

$$p(O|q,u,m,r) = p(O'|q,u,m,r) + \alpha \cdot p(D'|q,u,m,r)$$

Voor de kans op de ten onrechte dichte stormvloedkeringen geldt dan

$$p(D|q,u,m,r) = 1 - p(O|q,u,m,r)$$

De faalkans van de stormvloedkeringen is onderwerp van studie geweest. Voor de TMR2006 zal waarschijnlijk worden gerekend met een grotere faalkans, welke op 0.01 gesteld zal worden. Ofwel 1 maal falen (lees niet sluiten) op de honderd sluitingen.

C.10 Referenties

- Deugd, H. de, 1998.* Samenhang afvoer Bovenrijn en Maas. RIZA Memo WST-98.142. 12 oktober 1998.
- Dillingh D., L. de Haan, R. Helmers, G.P. Können, J. van Malde, 1993.* De basispeilen langs de Nederlandse kust. Statistisch onderzoek. Deel 1 - Tekst en Deel 2 - Bijlagen. Rapport DGW - 93.023, 's Gravenhage, april 1993.
- Duits, M.T., 2004.* Hydra-VIJ Systeemdokumentatie, Versie 1.0. HKV Lijn in Water, september 2004.
- Fioole, A., 1998.* De 50%-lijnen van Bovenrijn en Maas. RIZA memo WST 98.113. Juli 1998.
- Geerse, C.P.M., 2003a.* Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden Benedenrivierengebied. RIZA-werkdocument 2003.128x. RIZA Lelystad, december 2003.
- Geerse, C.P.M., 2003b.* Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden IJssel- en Vechtdelta. RIZA-werkdocument 2003.129x. RIZA Lelystad, 29 september 2003.
- Geerse, C.P.M., 2005.* Hydraulische Randvoorwaarden 2006 benedenrivierengebied – Afvoerstatistiek en overige statistische invoer Hydra-B. RIZA-werkdocument 2005.114x. RIZA Lelystad, september 2005.
- Geerse, C.P.M., 2006.* Hydraulische Randvoorwaarden 2006 Vecht- en IJsseldelta - Statistiek IJsselmeerpeil, afvoeren en stormverlopen voor Hydra-VIJ. RIZA-werkdocument 2006.036x. RIZA Lelystad, januari 2006.
- Kalk, H.J., I.B.M. Lammers, C.P.M. Geerse. 2001.* Uitbreiding afvoerstatistiek - Borgharen, Lith, Lobith, Olst. HKV Lijn in Water, Lelystad, december 2001.
- Kroos, J., 1999.* Nauwkeurigheid waterstandsverwachtingen SVSD voor Hoek van Holland. RIKZ Memo, gedateerd 16 september 1999, van RIKZ aan Rijkswaterstaat, directie Zuid-Holland t.a.v. dhr. ir. A. van der Wekken.
- Kroos, J., 2006.* Evaluatie van 50 jaar stormvloedverwachtingen. De nauwkeurigheid van de stormvloedverwachtingen en de juistheid van de berichtgeving van de SVSD onderzocht over de periode 1954 t/m 2004. Rapport RIKZ/2006.010.
- Roskam, A.P., J. Hoekema en J.J. Seiffert, 2000.* Richtingsafhankelijke extreme-waarden voor HW-standen, golfhoogten en golfperioden. Rapport RIKZ/2000.040. RIKZ Den Haag, december 2000.
- Slomp R.M., C.P.M. Geerse en H. de Deugd, 2005.* Onderbouwing Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het Benedenrivierengebied. RIZA-rapport 2002.017. RIZA Lelystad, 19 mei 2005.
- van der Veen, R., 2005a.* Vorm maatgevende afvoergolf bij Lobith. RWS RIZA Memo ADV*2005-001 (A). 8 februari 2005.

- van der Veen, R., 2005b.* Vorm maatgevende afvoergolf bij Borgharen. RWS RIZA Memo ADV*2005-002 (A). 8 februari 2005.
- Vrouwenvelder, A.C.W.M., H.M.G.M. Steenbergen, K.Slijkhuis, 1999.* Theoriehandleiding PC-Ring; deel B: Statistische modellen, 3e concept. TNO-rapport 98-CON-R1431. TNO-Bouw, 31 januari 1999.
- Velzen, E.H. van, M.J.M. Scholten en D. Beyer, 2007a.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Rijn. Thermometerrandvoorwaarden 2006. RIZA Rapport 2007.021 (in voorbereiding).
- Velzen, E.H. van, M.J.M. Scholten, D. Beyer en C. Stolker (WLI Delft Hydraulics), 2007b.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Maas. Thermometerrandvoorwaarden 2006. RIZA Rapport 2007.022 (in voorbereiding).
- Waal, J.P. de, 2007.* Achtergrondrapport HR2006 voor de Benedenrivieren. Thermometerrandvoorwaarden 2006. RIZA Rapport 2007.023 (in voorbereiding).
- Wijbenga, J.H.A. en J. Stijnen, 2004.* Aanpassingen golfvormgenerator. HKV Lijn in Water rapport PR784. September 2004.

BIJLAGE D / PROBABILISTISCH MODEL VAN DE IJSEL- EN VECHTDELTA

D.1 Algemeen

In de Vecht- en IJsseldelta hebben we te maken met meerdere stochasten die de hydraulische belasting in het gebied bepalen: de afvoer van de Vecht en de IJssel, het IJsselmeerpeil (kortweg meerpeil), de windrichting en windsnelheid en de werking van de Balgstuw Ramspol. De afvoer en het meerpeil zijn sterk gecorreleerd, in de zin dat hoge afvoeren en hoge meerpeilen relatief vaak gezamenlijk optreden.

Om terugkeertijden van hydraulische belastingen te bepalen is het probabilistisch model Hydra-VIJ ontwikkeld. Het probabilistisch model wordt beschreven in Geerse (2003b) en Duits (2004). Deze referenties leggen de nadruk op de wiskundige formules/opzet van het model. Referentie Beijck (2007) geeft meer achtergrondinformatie en de context waarin het model is toegepast voor de Thermometerrandvoorwaarden 2006. Ook geeft die referentie informatie over de WAQUA-berekeningen die als invoer voor Hydra-VIJ dienen. Zie voor details over deze WAQUA-berekeningen echter Arnold en Van Ledden (2005); Jansen et al (2005); Jansen en Van Ledden (2005). De statistiek, die invoer vormt voor Hydra-VIJ, wordt beschreven in Geerse (2006); ook worden in die referentie de schematisaties (tijdsverlopen) van de afvoeren, het meerpeil en de wind behandeld.

In het vervolg wordt het probabilistisch model Hydra-VIJ op hoofdlijnen beschreven. De genoemde gegevens zijn die gegevens die aan de Thermometerrandvoorwaarden 2006 ten grondslag liggen. De notatie van de modelstochasten is als volgt:

- afvoer q (Vechtafvoer voor locatie in de Vechtdelta en IJsselaflower voor locatie in de IJsseldelta);
- meerpeil m (feitelijk een *ruimtelijk* gemiddelde over het hele IJsselmeer);
- windsnelheid u (statistiek van Schiphol);
- windrichting r (statistiek van Schiphol);
- beheerstoestand Ramspolkering ω ($\omega = O$ staat voor ten allen tijde geopende kering en $\omega = D$ staat voor een situatie waarin de kering functioneert op de geëigende wijze).

D.2 Waqua-berekeningen

In Hydra-VIJ zijn waterstanden nodig voor een groot aantal combinaties van (de uitkomsten) van de modelstochasten; Tabel D.1 geeft de combinaties die daartoe met WAQUA zijn doorgerekend. In Hydra-VIJ worden alleen de *maximale* waterstanden uit de WAQUA-berekeningen gebruikt. Voor een willekeurige combinatie van q, m, u, r, ω wordt in Hydra-VIJ tussen de uitkomsten van deze maximale waterstanden geïnterpoleerd.

Tabel D.1 Combinaties van met WAQUA doorgerekende waarden.

Max. windsnelheid (m/s)	Windrichting (graden)	Meerpeil (m+NAP)	Falen Ramspol (-)	Combinaties afvoeren	
				Vecht (m ³ /s)	IJssel (m ³ /s)
0	225	-0,40	niet	10	100
10	247,5	-0,10	wel	100	500
16	270	0,00		250	950
22	292,5	0,90		400	1.400
27	315	1,30		550	1.850
32	337,5			700	2.300
37	360			850	2.750
42				925	2.975
				1.000	3.200

Nu volgen enkele opmerkingen over de manier waarop de WAQUA-berekeningen zijn gemaakt, zie voor meer details Beijk (2007) en de daarin genoemde referenties:

- Voor de oostelijke richtingen $22,5^\circ$ t/m $202,5^\circ$ is uitsluitend windsnelheid 0 doorgerekend, vanuit de gedachte dat verhoogde waterstanden door opwaaiing voor deze richtingen niet voorkomen;
- In de berekeningen is een één op één verband aangenomen tussen de Vecht- en IJsselafvoer, vanuit de gedachte dat de Vecht- en IJsseldelta nagenoeg als aparte gebieden beschouwd kunnen worden wat de invloeden van beide rivieren op de waterstand betreft (bij een beschouwde Vechtafvoer hoeven dus niet meerdere IJsselafoeren te worden doorgerekend en vice versa). Zie voor een motivatie van de keuze van het verband naast Beijk (2006) ook paragraaf 7.6 uit Geerse (2006);
- De afvoeren en het meerpeil zijn als stationaire waarden doorgerekend. Uitzondering hierop vormen de hoogste 3 IJsselafoeren, waarvoor een golfvorm is doorgerekend, vanwege retentie-effecten door de dijk tussen Kampen en Ramspol;
- Voor de wind is een stormverloop aangenomen als volgt: lineaire toename in 23 uur van windsnelheid 0 tot de maximale windsnelheid, dan 2 uur aanhouden van de topwaarde, gevolgd door lineaire afname in 23 uur van maximale windsnelheid tot windsnelheid 0;
- 'Wel falen' van Ramspol (aangegeven als $\omega = 0$) houdt in dat de kering ten allen tijde in de WAQUA-berekeningen geopend blijft. 'Niet falen' van Ramspol (aangegeven als $\omega = D$) houdt in dat de kering *op de juiste wijze functioneert*: de kering wordt gesloten zodra de locale waterstand 0.50 m+NAP overschrijdt en tévens sprake is van stroming van Ketelmeer naar Zwarte Meer. N.B.: $\omega = D$ betekent niet noodzakelijkerwijs dat in iedere som daadwerkelijk sprake is van een sluiting: wanneer het sluitcriterium niet wordt gehaald gaat de kering namelijk niet dicht.

D.3 Hydraulische belasting

In Hydra-VIJ kan (analoog aan Hydra-B) gerekend worden met de volgende hydraulische belastingen:

- Waterstand (in m+NAP);
- Waterstand vermeerderd met de golfoverslaghoogte (in m+NAP)¹.

De waterstand, feitelijk de *locale, maximale* waterstand op de beschouwde locatie, spreekt voor zich. De golfoverslaghoogte (met eenheid m) hangt af van het door een gebruiker opgegeven toegestane overslagdebiet, en geeft ruwweg gezegd een maat voor het effect van de golven: hoe kleiner het toegestane overslagdebiet, des te groter de golfoverslaghoogte.

Beide typen hydraulische belastingen zijn afhankelijk van de (uitkomsten van de) stochasten q, m, u, r, ω . Hieronder zal de hydraulische belasting daarom worden aangegeven als $H = H(q, m, u, r, \omega)$. Ingeval H de waterstand voorstelt, volgt $H(q, m, u, r, \omega)$ met behulp van interpolatie uit de zojuist genoemde WAQUA-berekeningen. Als H de waterstand vermeerderd met de golfoverslaghoogte voorstelt, is aan de (locale, maximale) waterstand voor de combinatie q, m, u, r, ω nog de golfoverslaghoogte toegevoegd. In het bepalen van de golfoverslaghoogte, wat binnen Hydra-VIJ gebeurt met een golfoverslagroutine, zijn de significante golfhoogte en de piekperiode nodig, die voor elke in Tabel D.1 genoemde combinatie q, m, u, r, ω met Bretschneider worden bepaald (de berekening met Bretschneider gebeurt geautomatiseerd binnen Hydra-VIJ).

Het resultaat van een (standaard) Hydra-VIJ berekening is een hydraulische belasting h corresponderend met een door de gebruiker opgegeven terugkeertijd T . Intern in Hydra-VIJ wordt in eerste instantie echter een ander soort berekening toegepast: voor een hele set van hydraulische belastingniveaus h_i wordt eerst de overschrijdingsfrequentie $F(h_i)$ bepaald. Zo'n $F(h_i)$ correspondeert met terugkeertijd $T(h_i) = 1/F(h_i)$. Uit de set $T(h_i)$ wordt door interpolatie het niveau h bepaald dat correspondeert met de door de gebruiker opgegeven T .

Het hoofddoel van het probabilistisch model Hydra-VIJ bestaat daarmee uit de berekening van de overschrijdingsfrequentie $F(h)$, in keren per jaar, van een gegeven hydraulisch belastingniveau h . Dit gebeurt ófwel voor een dijkvak in de Vechtdelta, in welk geval q de Vechtafvoer voorstelt, ófwel voor een locatie in de IJsseldelta, in welk geval q de IJsselaafvoer voorstelt. De relevante formules uit Hydra-VIJ zullen nu worden uitgelegd. Zie voor meer achtergronden Geerse (2003b). We merken nog op dat in deze referentie een meer algemeen model wordt beschreven dan hieronder (bijvoorbeeld met verschillende statistiek per maand en met de stormduur als extra stochast); in het vervolg is de modellering beschreven zoals gebruikt bij de vaststelling van de Thermometerrandvoorwaarden 2006 Beijk, (2006).

D.4 Afvoer- en meerpeiltrapezia

In Hydra-VIJ worden afvoer- en meerpeilgolven geschematiseerd door trapezia (afgeknotte driehoeken), als afgebeeld in Figuur D.1. Deze trapezia hebben steeds basisduur $B = 30$ dagen, en zijn *symmetrisch* in de tijd (op een minteken na hebben de voor- en achterflank van een trapezium dezelfde helling). In Hydra-VIJ wordt aangenomen dat bedreigende situaties alleen in het winterhalfjaar (oktober t/m maart) kunnen voorkomen, zodat alleen het winterhalfjaar, bestaande uit 180 dagen, 'gevuld' is met trapezia. Iedere wintermaand, bestaande uit 30 dagen, is dus 'toegerust' met een afvoer- en een meerpeiltrapezium. Tussen de trapezia wordt een faseverschuiving van 3,5 dagen aangenomen, om te verdisconteren dat de maxima van afvoer- en meerpeilgolven gewoonlijk niet op hetzelfde tijdstip

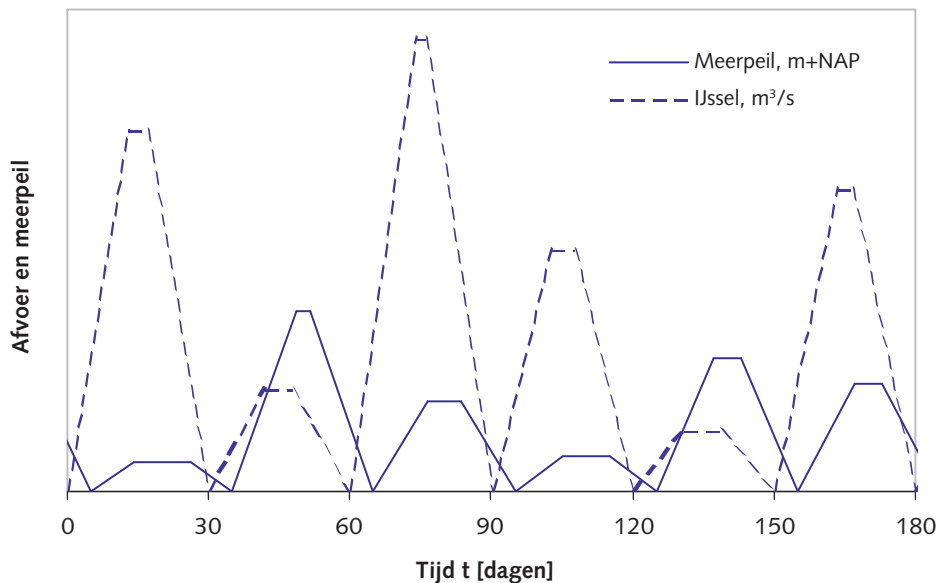
¹ De inmiddels enigszins verouderde keuze voor 2%-golfoploop wordt hier buiten beschouwing gelaten.

vallen (meerpeil later dan afvoer). Details over de trapeziumparameters worden verderop gegeven.

Afvoeren en meerpeilen zijn gecorreleerd: hoge afvoeren en meerpeilen gaan relatief vaak samen. Om deze correlatie te modelleren wordt in Hydra-VIJ een gezamenlijke kansdichtheid $f(k,s)$ gebruikt, gerelateerd aan het afvoer- en meerpeiltrapezium binnen één basisduur B , waarbij k hier de piekwaarde van het afvoertrapezium voorstelt en s de piekwaarde van het meerpeiltrapezium (uitintegreren van k en s levert kans 1). Voor elk van de zes basisduren wordt eenzelfde $f(k,s)$ gebruikt, oftewel: in elke wintermaand wordt dezelfde statistiek van afvoer/meerpeil aangenomen.

Op de precieze formule voor $f(k,s)$ gaan we hier niet in, zie voor details Geerse (2003). Wel merken we op dat de marginale $f(k)$ en $f(s)$, die ontstaan door respectievelijk s en k uit te integreren, consistent moeten zijn met de werklijnen voor de afvoer en het meerpeil.² Ook dienen $f(k)$ en $f(s)$, in combinatie met de trapezia, de juiste momentane kansen voor de afvoer en het meerpeil op te leveren, zie daartoe de uitleg uit Geerse (2006).

Figuur D.1 Afvoer- en meerpeiltrapezia



D.5 Basisformules probabilistisch model

Blokkansen

De kleinste tijdschaal in het model Hydra-VIJ is een periode van 12 uur; kansen gerelateerd aan deze periode worden 'blokkansen' genoemd (analoog aan het begrip 'getijkans' uit Hydra-B). Aanneme in Hydra-VIJ is dat elke 12 uur, onafhankelijk van de voorafgaande 12-uursperiode, sprake kan zijn van een andere windsnelheid en windrichting. Bij een gegeven 12-uursperiode wordt met $P(H > h | q, m, r)$ de blokkans aangegeven dat in deze periode belastingniveau h wordt overschreden, bij gegeven afvoer q , meerpeil m en windrichting r . De formule hiervoor luidt:

$$P(H > h | q, m, r) = \alpha \int_{u: H(q, m, u, r, O) > h} g(u | r) du + (1 - \alpha) \int_{u: H(q, m, u, r, D) > h} g(u | r) du$$

² Overigens zijn $f(k)$ en $f(s)$ beslist niet gelijk aan de werklijnen voor de afvoer en het meerpeil.

Hierin geeft $g(u|r)$ de kansdichtheid van het 12-uursmaximum van de windsnelheid, gegeven richting r (zie voor meer informatie over $g(u|r)$ verderop), terwijl α de faalkans van de Ramspolkering voorstelt (gelijk aan 0.0035 per sluitvraag). De gegeven formule oogt in eerste instantie plausibel. Er is een kans α dat de kering faalt en een kans $1 - \alpha$ dat de kering juist functioneert, in welke gevallen we respectievelijk uitgaan van de belastingen voor de open en dichte keringssituatie. De integraties worden uitgevoerd over die windsnelheden waarvoor H het niveau h overschrijdt. De factoren α en $1 - \alpha$ geven dan de juiste weging over de situaties van open en dichte keringen. In tweede instantie is de formule misschien minder plausibel. Er zijn namelijk situaties q, m, u, r waarin het sluitingscriterium niet wordt gehaald, in welk geval de faalkans α geen enkele rol speelt; deze situaties lijken niet voor te komen in de formule. In Geerse (2003) wordt aangetoond dat de formule wel degelijk correct is, en dat de vorm van de formule het gevolg is van het feit dat voor situaties waarin het sluitcriterium niet wordt gehaald de belastingen voor de open en dichte situatie overeenstemmen.

Bij een gegeven 12-uursperiode wordt met $P(H > h | q, m)$ de blokkans aangegeven dat in deze periode belastingniveau h wordt overschreden, bij gegeven afvoer q en meerpeil m . De formule hiervoor kan verkregen worden door in de formule voor $P(H > h | q, m, r)$ te vermenigvuldigen met de kans $P(r)$ op richting r , en vervolgens te sommeren over de mogelijke richtingen:

$$P(H > h | q, m) = \sum_{r=1}^{16} (P(r) P(H > h | q, m, r))$$

Trapeziumkansen

De juist genoemde blokkans kan worden aangewend om de kans op overschrijden van niveau h te berekenen gedurende de basisduur $B = 30$ dagen. Kansen gerelateerd aan duur B worden 'trapeziumkansen' genoemd. Het doel van deze paragraaf is om de kans $P_B(h)$ te bepalen, zijnde de kans dat gedurende duur B een overschrijding van niveau h plaatsvindt.

Beschouw daartoe eerst in basisduur B een gegeven afvoertrapezium met piekwaarde k en een gegeven meerpeiltapezium met piekwaarde s , zie Figuur D.2. Deel deze trapezia op in $n(B) = 60$ 12-uursblokken, en geef de gemiddelde afvoer in blok i aan met $q(i)$ en het gemiddelde meerpeil met $m(i)$. De kans op geen overschrijding van niveau h in blok i is dan $1 - P(H > h | q(i), m(i))$. De kans dat gedurende de hele duur B geen overschrijding van niveau h optreedt, is dan gelijk aan het produkt van alle kansen $1 - P(H > h | q(i), m(i))$, $i = 1$ t/m 60 . De kans dat, bij gegeven trapezium-piekwaarden k en s dan wel een overschrijding van niveau h optreedt gedurende duur B , is dan

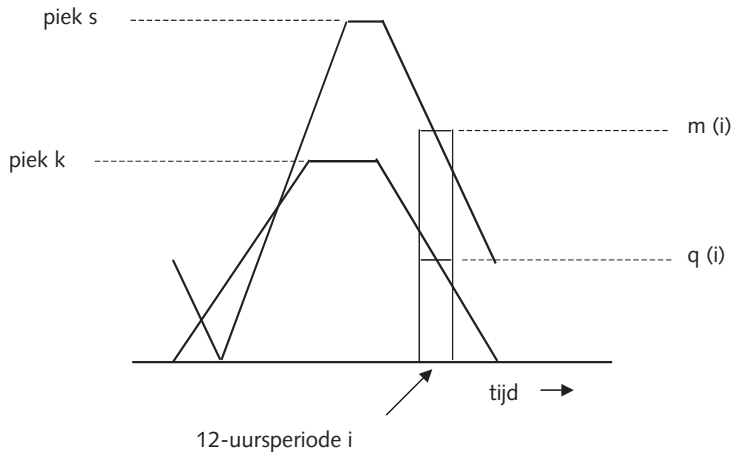
$$P_B(H > h | Q_{\text{piek}} = k, M_{\text{piek}} = s) = 1 - \prod_{i=1}^{n(B)} [1 - P(H > h | q(i), m(i))]$$

De 'volledige' kans op een overschrijding van niveau h gedurende duur B volgt dan door de piekwaarden k en s uit te integreren:

$$P_B(H > h) = \int \left\{ \int f(k, s) P_B(H > h | Q_{\text{piek}} = k, M_{\text{piek}} = s) dk \right\} ds$$

waarbij de integratie over alle mogelijke waarden voor k en s plaatsvindt.

Figuur D 2 Afvoer- en meerpeiltrapezium met 12-uursperiode i



Overschrijdingsfrequentie winterhalfjaar

Bij een vast beschouwde basisduur B geeft $P_B(h)$ de kans dat gedurende duur B een overschrijding van niveau h plaatsvindt. Omdat het winterhalfjaar is gevuld met 6 basisduren, volgt de overschrijdingsfrequentie van niveau h , in keren per jaar, dan simpelweg door $P_B(h)$ met 6 te vermenigvuldigen:

$$F(h) = 6P_B(H > h)$$

D.6 Benodigde trapeziumparameters en statistische gegevens

De benodigde trapeziumparameters en statistische invoer worden gedetailleerd beschreven in Geerse (2006), zie in het bijzonder bijlage H uit die referentie. Hier volgen slechts enkele opmerkingen:

- De trapeziumparameters zijn beknopt weergegeven in Tabel D 2. Voor relatief lage piekwaarden variëren de topduren met de piekwaarde, terwijl ze voor de hogere piekwaarden constant zijn genomen;
- De gegevens op basis waarvan de kansdichtheden $f(k)$ en $f(s)$ worden bepaald, worden hier niet besproken. We melden slechts dat ze (deels) uit de werklijnen worden bepaald; omdat die bepaling echter vrij nauw steekt, zullen we hier alleen verwijzen naar bijlage H van Geerse (2006), waar expliciete invoerbestanden worden gegeven, tezamen met de uitleg hoe de relevante parameters uit de werklijnen worden afgeleid;
- Het precieze tijdsverloop van de wind is alleen van belang voor de manier waarop de WAQUA-berekeningen zijn gemaakt, maar niet voor de probabilistische formules uit Hydra-VIJ. De in Hydra-VIJ gebruikte windstatistiek is gebaseerd op de statistiek van Schiphol, waarbij de windsnelheid u de maximale waarde van de windsnelheid betreft in een periode van 12 uur, terwijl de windrichting r dan de (vectorieel) gemiddelde windrichting in de 12-uursperiode betreft. Als invoertabel voor de wind worden in Hydra-VIJ, conditioneel op richting r , overschrijdingskansen $P(U > u|r)$ gebruikt. De eerder genoemde kansdichtheid $g(u|r)$ is gelijk aan minus de afgeleide van $P(U > u|r)$ naar u .

Tabel D.2 Trapeziumparameters uit Hydra-VIJ.

Grootheid	Parameters trapezia	Topduur trapezium
Vecht te Dalfsen	piekafvoer $k > 180 \text{ m}^3/\text{s}$	48 uur
	piekafvoer k van 0 tot $180 \text{ m}^3/\text{s}$	lineair afnemend met k van 720 tot 48 uur
IJssel te Olst	piekafvoer $k > 800 \text{ m}^3/\text{s}$	24 uur
	piekafvoer k van 200 tot $800 \text{ m}^3/\text{s}$	lineair afnemend met k van 720 tot 24 uur
IJsselmeer	piekmeerpeil $s > 0.05 \text{ m+NAP}$	96 uur
	piekmeerpeil s van -0.40 tot 0.05 m+NAP	lineair afnemend met k van 720 tot 96 uur

D.7 Referenties

- Arnold, M.E. en M. Van Ledden, 2005. WAQUA en HYDRA-VIJ voor de IJssel- en de Vechtdelta – Rapportage fase 3 en 4. Royal Haskoning en Svasek Hydraulics, Nijmegen, december 2005.
- Beijk, V.A.W., 2007. Achtergrondrapport HR2006 voor de Vecht- en IJsseldelta. Hydraulische Randvoorwaarden 2006 voor de Vechtdelta en Thermometerrandvoorwaarden 2006 voor de IJsseldelta. RWS RIZA Rapport 2007.024 (in voorbereiding).
- Duits, M.T., 2004. Hydra-VIJ Systeemdokumentatie, Versie 1.0. HKV Lijn in Water, september 2004.
- Geerse, C.P.M., 2003a. Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden Benedenrivierengebied. RIZA-werkdocument 2003.128x. RIZA Lelystad, december 2003.
- Geerse, C.P.M., 2003b. Probabilistisch model Hydraulische Randvoorwaarden IJssel- en Vechtdelta. RIZA-werkdocument 2003.129x. RIZA Lelystad, 29 september 2003.
- Geerse, C.P.M., 2005. Hydraulische Randvoorwaarden 2006 benedenrivierengebied – Afvoerstatistiek en overige statistische invoer Hydra-B. RIZA-werkdocument 2005.114x. RIZA Lelystad, september 2005.
- Geerse, C.P.M., 2006. Hydraulische Randvoorwaarden 2006 Vecht- en IJsseldelta - Statistiek IJsselmeerpeil, afvoeren en stormverlopen voor Hydra-VIJ. RIZA-werkdocument 2006.036x. RIZA Lelystad, januari 2006.
- Jansen, M., B. van Prooijen, E. Arnold en M. van Ledden, 2005. WAQUA en HYDRA-VIJ voor de IJssel- en de Vechtdelta – Rapportage fase 1. Royal Haskoning en Svasek Hydraulics, Nijmegen, juli 2005.
- Jansen, M., M. van Ledden, 2005. WAQUA en HYDRA-VIJ voor de IJssel- en de Vechtdelta – Rapportage fase 2. Royal Haskoning en Svasek Hydraulics, Nijmegen, juli 2005.
- Kalk, H.J. I.B.M. Lammers en C.P.M. Geerse, 2001. Uitbreiding afvoerstatistiek – Borg-haren, Lith, Lobith, Olst. HKV Lijn in Water, Lelystad, december 2001.
- Slomp R.M., C.P.M. Geerse en H. de Deugd, 2005. Onderbouwing Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het Benedenrivierengebied. RIZA-rapport 2002.017. RIZA Lelystad, 19 mei 2005.

BIJLAGE E /

GOLFBEREKENINGEN

VOLGENS EENVOU-

DIGE BENADERING

E.1 Algemeen

Achtereenvolgens wordt in deze bijlage ingegaan op de volgende onderdelen:

- *Golfgroei*
 - Golfgroeiformule;
 - Strijklengte;
 - Waterdiepte;
 - Windsnelheid.
- *Invloed van vegetatie*
- *Vertaling naar de waterkering*
 - Obstakels;
 - Voorland;
 - Golven in havens.
- *Complexe situaties*

E.2 Golfgroei

Bij deze methode worden golfhoogte en -periode vastgesteld in een situatie waarbij de wind over een watervlak waait met een constante snelheid en een zodanige duur dat de golf maximaal tot ontwikkeling komt. De tijd die nodig is om een golf over de maximaal voorkomende strijklengte – ongeveer 5 km – volledig tot ontwikkeling te laten komen, bedraagt, afhankelijk van de windsnelheid, driekwart tot één uur (zie bijvoorbeeld de Waal, 2003). Dit komt ongeveer overeen met de periode van één uur waarover de windgegevens van het KNMI zijn gemiddeld. Bij gebruik van uurgemiddelden van de windsnelheden kan dus worden aangenomen dat de berekende golfhoogten zich steeds volledig hebben kunnen ontwikkelen.

Uit de gegeven windsnelheid, de waterdiepte en de strijklengte worden rechtstreeks de significante golfhoogte en de kenmerkende golfperiode bepaald. Deze bepaling geschiedt aan de hand van empirisch vastgestelde golfgroeiformules. Als voorbeeld worden de formules van Bretschneider gegeven; deze zijn ook opgenomen in de Hydra-modellen. De formules

zijn uitgedrukt in dimensieloze parameters voor golfhoogte H , golfperiode T , waterdiepte d en strijklengte F , bij een gegeven windsnelheid u .

Als golfhoogte wordt de $H_{1/3}$ bepaald, en voor de golfperiode de $T_{1/3}$. Deze worden ook wel significante golfhoogte (H_s) of periode (T_s) genoemd.

De formules zijn als volgt (TAW, 1989):

$$\tilde{H} = 0,283 \operatorname{tgh}(0,35\tilde{d}^{0,75}) \operatorname{tgh}\left[\frac{0,0125\tilde{F}^{0,42}}{\operatorname{tgh}(0,35\tilde{d}^{0,75})}\right]$$

$$\tilde{T} = 2,4\pi \operatorname{tgh}(0,833\tilde{d}^{0,375}) \operatorname{tgh}\left[\frac{0,077\tilde{F}^{0,25}}{\operatorname{tgh}(0,833\tilde{d}^{0,375})}\right]$$

Waarin:

$$\tilde{H} = \frac{H_{1/3}g}{u^2} \quad (\text{dimensieloze golfhoogte})$$

$$\tilde{d} = \frac{dg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze waterdiepte})$$

$$\tilde{F} = \frac{Fg}{u^2} \quad (\text{dimensieloze strijklengte})$$

$$\tilde{T} = \frac{T_{1/3}g}{u} \quad (\text{dimensieloze golfperiode})$$

g	= versnelling van de zwaartekracht	[m/s ²]
u	= windsnelheid op 10 meter hoogte	[m/s]
d	= waterdiepte	[m]
F	= strijklengte	[m]
$H_{1/3}$	= significante golfhoogte	[m]
$T_{1/3}$	= significante golfperiode	[s]

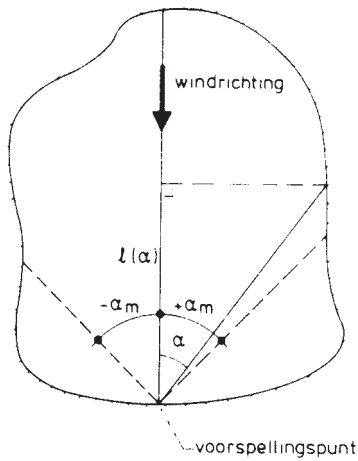
Strijklengte

Voor de in rekening te brengen strijklengte F wordt aanbevolen in alle situaties een effectieve strijklengte F_e te bepalen, die is afgestemd op de configuratie van het vóór de waterkering gelegen wateroppervlak. De effectieve strijklengte wordt dan in een willekeurige situatie gelijk gesteld aan een gewogen gemiddelde van de projecties $l(\alpha)$ op de windrichting van alle strijklengten in alle richtingen α (zie Figuur E.1.), volgens:

$$F_e = \frac{\int_{-\alpha_m}^{+\alpha_m} w(\alpha)l(\alpha)d\alpha}{\int_{-\alpha_m}^{+\alpha_m} w(\alpha)d\alpha}$$

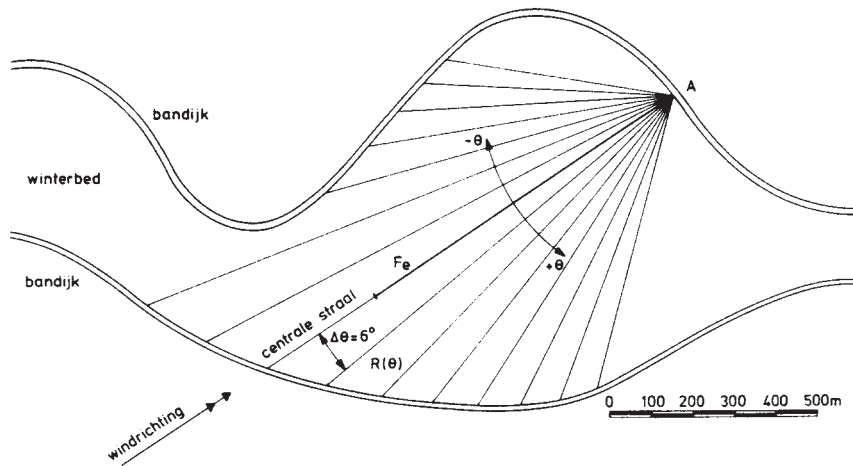
Hierin is $w(\alpha)$ een gewichtsfunctie. Aanbevolen wordt als gewichtsfunctie $w(\alpha) = \cos \alpha$ te gebruiken en voor α_m een waarde van 42° aan te houden. (Holthuijsen, 1980 en bijlage 9 in LOR1 (TAW, 1985)).

Figuur E.1 Principeschets effectieve strijklengte (TAW, 1985)



In Figuur E.2 is een rekenvoorbeeld gegeven, ontleend aan bijlage 9 in LOR1 (TAW, 1985).

Figuur E.2 Schema voor de bepaling van de effectieve strijklengte (TAW, 1985)



θ in graden	$\cos \theta$	$\cos^2 \theta$	$R(\theta)$ in meters	$R(\theta) \cdot \cos^2 \theta$	De effectieve strijklengte, F_e volgt uit: $F_e = \frac{\sum R(\theta) \cdot \cos^2 \theta}{\sum \cos \theta}$ $F_e = \frac{11220}{13,512} = 830 \text{ m}$
- 42	0,743	0,552	520	287	
- 36	0,809	0,654	570	373	
- 30	0,866	0,750	640	480	
- 24	0,914	0,835	720	601	
- 18	0,951	0,904	830	750	
- 12	0,978	0,956	1340	1281	
- 6	0,995	0,990	1240	1228	
0	1,000	1,000	1140	1140	
6	0,995	0,990	1050	1040	
12	0,978	0,956	980	937	
18	0,951	0,904	920	832	
24	0,914	0,835	880	735	
30	0,866	0,750	830	623	
36	0,809	0,654	780	510	
42	0,743	0,552	730	403	
$\sum \cos \theta = 13,512$		$\sum R \theta \cdot \cos^2 \theta = 11220$			

In de Hydra-modellen zijn effectieve strijklengtes (en waterdieptes) meegeleverd. Ze zijn gebaseerd op een berekening van individuele strijklengtes van bandijk tot bandijk. Benadrukt wordt dat het de ontwerper vrij laat om deze strijklengtes aan te passen. De effectieve strijklengte, en daarmee de golfhoogte, kan in belangrijke mate beperkt worden door de aanwezigheid van hooggelegen of hoogwatervrije gebieden zoals steenfabrieken en opritten van bruggen, en van leidammen en hoge zomerkades, mits ze niet te diep onder water liggen en de verwachting gewettigd is dat zij gedurende de planperiode aanwezig zullen blijven. Om niet onnodig hoog te ontwerpen verdient het aanbeveling daar bij het ontwerp rekening mee te houden. Hoogwatervrije terreinen of kades kunnen verwerkt worden door bij de bepaling van de strijklengtes hierbij rekening te houden. Met behulp van contouren van deze gebieden kunnen de effectieve strijklengtes worden berekend. Dit kan binnen de Hydra's. Voor complexe situaties wordt verwezen naar paragraaf E.5.

Waterdiepte

Voor de in rekening te brengen waterdiepte d wordt aanbevolen één waarde te bepalen die bij een schaaldijk is afgestemd op de gemiddelde waterdiepte in de rivier, of anders de waterdiepte boven de uiterwaard. De diepte in de zone direct langs de dijk is met name van belang. De invloed van plaatselijke, diepe geulen kan buiten beschouwing gelaten worden. In de Hydra-modellen zijn bodemhoogtes meegeleverd. Ze zijn berekend als een gemiddelde bodemhoogte over de strijkraai. Benadrukt wordt dat het de ontwerper vrij laat om deze strijklengtes aan te passen.

Het gebruik van meerdere vakken met verschillende waterdieptes conform LOR2 (TAW, 1989) wordt sterk afgeraden omdat dit een nauwkeurigheid suggereert die er niet is. Voor complexe situaties wordt verwezen naar paragraaf E.5.

Aanbevolen wordt om voorlanden en hooggelegen terreinen voor de waterkering niet in de waterdiepte mee te nemen. Het is beter om deze als voorland te beschouwen (zie paragraaf E.4).

Windsnelheid

De huidige ontwerp- en toetspraktijk is niet eenduidig in de toegepaste windsnelheid in de golfgroeiformules. Voor de bovenrivieren worden de ontwerpwindnelheden gebruikt, en dit zijn potentiële windsnelheden. In sommige gevallen wordt deze omgerekend naar openwater. In Hydra-B en Hydra-VIJ wordt de openwater windsnelheid gebruikt (zie voor uitleg paragraaf 4.6).

Ondanks deze inconsistentie wordt aanbevolen dit voorlopig te handhaven. Nader onderzoek moet uitwijzen welke windsnelheid in welke situaties het beste kan worden toegepast (zie ook paragraaf 11.2.3).

E.3 Invloed van vegetatie

De aanwezigheid van vegetatie zoals boomgroepen en struwelen voor de dijk kan reducerend werken op de aanwezige golven. In Commissie Boertien I (1993) Deelrapport 2 Bijlage E is een inschatting gemaakt van de mogelijke reductie. Voor een zes meter brede strook bos wordt een reductie van de golfhoogte van 40% mogelijk geacht. Hierbij is een parallel gemaakt met golfproeven in aanwezigheid van riet.

Er is nog veel onbekend over de reducerende werking van vegetatie. Mogelijk is via de hydraulische ruwheid van de vegetatie een relatie te leggen met de invloed ervan op de golven. Daarnaast is het onduidelijk of de vegetatie aanwezig blijft in de planperiode. Wanneer bij het ontwerp rekening wordt gehouden met de vegetatie, moet de aanwezigheid in alle ontwikkelingsstadia van de vegetatie gegarandeerd kunnen worden. Beheer van de vegetatie is daarvoor noodzakelijk, en eventuele aanplant om sterfte op te vangen (van Splunder, 1997).

Gezien de onzekerheden wordt voor ontwerp aanbevolen de aanwezige vegetatie niet mee te nemen in de berekening van de golven.

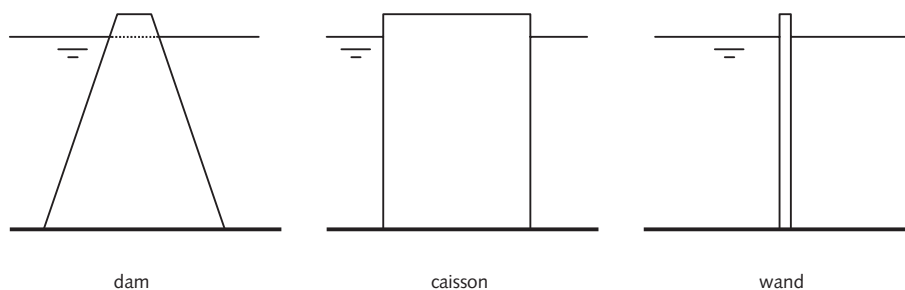
E.4 Vertaling naar de waterkering

In sommige gevallen is het nodig om golfrandvoorwaarden van enige afstand tot de waterkering te transformeren naar de waterkering zelf. Dit is het geval wanneer er obstakels aanwezig zijn zoals een dam, of een ondiep voorland, of een haven. In dit onderdeel wordt hier nader op ingegaan.

Obstakels

In de Hydra's is een voorziening opgenomen om een obstakel voor de waterkering te modelleren, de zogenaamde dammodule (Slomp et al., 2005). In de dammodule worden de Hydraulische Randvoorwaarden van buiten de dam vertaald (getransformeerd) naar nieuwe Hydraulische Randvoorwaarden direct binnen de dam. Deze transformatie vindt plaats door formules voor golftransmissie toe te passen. Bij golftransmissie neemt met name de golfhoogte af. De transformatie van de hydraulische condities in de dammodule is gebaseerd op de formules van Goda (1969) en Seelig (1979), zoals deze zijn bijeengebracht door Rijkswaterstaat Bouwdienst. De transmissie over de dam heeft in de huidige opzet uitsluitend invloed op de significante golfhoogte. De piekperiode, golfrichting en waterstand voor en na de dam blijven bij de toegepaste formules gelijk. De dam moet met twee kenmerken worden gekarakteriseerd. Het eerste kenmerk betreft het damtype, waarbij gekozen kan worden uit een (trapeziumvormige) dam, een caisson en een verticale wand, zie Figuur E.3, ontleend aan Slomp et al. (2005). Het tweede kenmerk betreft het kruinniveau in meters ten opzichte van NAP. De significante golfhoogte direct achter de dam (landzijde) wordt verondersteld alleen te worden veroorzaakt door golftransmissie over de dam heen – er wordt geen rekening gehouden met eventuele golfdoordringing door openingen in de dam.

Figuur E.3 Damtypes in de Hydamodellen



Voorlanden

Als golven een ondiep voorland bereiken kunnen ze door de dieptebeperking gaan breken. In principe is dit gunstig, want de golfhoogte bij de teen van de constructie wordt daardoor lager, en dus ook de golfloop of golfoverslag. Door breking kunnen ook langere golven ontstaan die juist een verhoging van de golfoverslag geven.

In de Hydra's is een zogenaamde voorlandmodule opgenomen. De achtergronden worden hieronder beschreven. Deze methode vervangt de in LOR2 (TAW, 1989) beschreven onderdelen breking, bodemwrijving en refractie. Onderstaande beschrijving is ontleend aan Slomp et al. (2005).

De transformatie van de Hydraulische Randvoorwaarden in de voorlandmodule gebeurt met het WL-model ENDEC (een acroniem voor ENERGY DECAY). Het model is als stand-alone 1-dimensionaal PC-programma ontwikkeld. ENDEC berekent de verandering van de golfhoogte en de golfrichting, maar niet van de golfperiode, als gevolg van:

- reflectie, draaiing van de golven als gevolg van veranderingen in de bodemhoogte;
- shoaling, veranderingen in de golfhoogte door bodemhoogteveranderingen;
- energieverlies door golfbreking;
- energieverlies door bodemwrijving;
- energiewinst door golfgroei ten gevolge van wind.

Bovendien berekent ENDEC de (doorgaans geringe) verandering van de waterstand als gevolg van golf-setup en golf-setdown. Zoals vermeld kan ENDEC geen verandering van de golfperiode (afname door breking of toename door wind) berekenen. Dat is niet zo erg, zo lang de door de golven af te leggen weg op het open water tot aan het begin van het voorland maar lang is in verhouding tot de lengte van het voorland. Het model ENDEC is een 1-dimensionaal model. Dit betekent dat de bodemligging in langsrichting (dat wil zeggen in de richting van de dijken) uniform wordt verondersteld. Dit betekent bijvoorbeeld dat de dieptelijnen worden verondersteld parallel aan de kust te lopen. De fout in de waterstand en in de golfcondities ter plaatse van de dijken neemt bij toepassing van de huidige voorlandmodule toe naarmate:

- De variatie in het bodemprofiel in de langsrichting toeneemt;
- De afstand tussen het begin van het voorland en de dijken toeneemt;
- De golven bij het begin van het voorland schever invallen ten opzichte van de lijn tussen het begin van het voorland en de dijken.

Opmerkingen

Wanneer gebruik gemaakt wordt van 2D-golfmodellen is in veel gevallen gebruik van een voorlandmodule niet nodig. Immers het 2D-model houdt al rekening met het voorland als de golfparameters bij de teen van de dijk worden gebruikt.

Het Technisch Rapport Golfploop en Golfoverslag bij Dijken (TAW, 2002) geeft een aangepaste formule voor de golfoverslag als er sprake is van een zeer ondiep voorland.

Golven in havens

Havendammen en andere obstakels vóór de havenmond kunnen effect hebben op de grootte van de windgolven die de waterkering in de (voor)haven belasten. Golfberekeningen worden uitgevoerd tot buiten de havenmonding. Indien met het ontwerp van de primaire waterkering in de haven gebruik wordt gemaakt van deze golfstandvoorwaarden, bestaat de mogelijkheid dat de keringen onterecht te hoog worden ontworpen. Om te voorkomen dat voor alle (voor)havens geavanceerde modelstudies uitgevoerd dienen te worden is een eenvoudige methode ontwikkeld. Deze vertaalt op basis van algemeen geaccepteerde kennis golfstandvoorwaarden vanaf de buitenkant van de (voor)haven door naar golfstandvoorwaarden bij de primaire waterkering in de (voor)haven. De beschrijving van de methode is opgenomen in RIKZ (2004).

De methode is bedoeld voor toetsing. Het gebruik voor ontwerpdoeleinden wordt niet aanbevolen, omdat dit kan leiden tot een onnodig conservatief ontwerp.

Voor geavanceerde modelstudies zijn de modellen DIFFRAC en PHAROS beschikbaar. Hiervoor wordt aangeraden contact op te nemen met specialisten.

E.5 Complexe situaties

Er zijn situaties waarbij de eenvoudige benadering (voorlopig) wordt toegepast, maar de situatie eigenlijk te complex is. In dit gedeelte wordt ingegaan op enkele situaties met een advies over hoe hiermee omgegaan kan worden. Desondanks kan het aan te raden zijn om deskundig advies in te winnen.

Met name in het benedenrivierengebied dienen voor zeer veel verschillende combinaties van omstandigheden golven berekend te worden. Door de wisselende waterstanden wijzigt ook de geometrie van het gebied door bijvoorbeeld het droogvallen of onderlopen van buitendijkse gebieden. De benadering van één strijklengte voor alle waterstanden is dan niet correct. Wanneer deze gebieden vlak voor de waterkering liggen, is het mogelijk deze op te nemen als voorland. In andere gevallen wordt geadviseerd om berekeningen te maken met meerdere sets strijklengtes: één waarbij is aangenomen dat het gebied onder water staat, en één waarbij het gebied droog is. Uit het verschil van deze berekeningen kan worden afgeleid hoe gevoelig de uitkomsten zijn voor de aanname van de strijklengte. Ook de gemiddelde bodemdiepte kan hierbij aangepast worden.

Indien buitendijks bebouwing aanwezig is, kan dezelfde procedure gevolgd worden. Een reducerend effect van bebouwing op de golven is alleen te verwachten bij dichte bebouwing en als de verwachting is dat de bebouwing gedurende de planperiode zal blijven staan.

E.6 Omrekening golfparameters

Ten behoeve van de golfoverslag (zie paragraaf 7.3.2) zijn de golfparameters aan de teen van de dijk nodig. Het gaat om de volgende parameters: H_{m0} en $T_{m-1,0}$.

Uit het 2D-golfmodel SWAN zijn deze parameters rechtstreeks te berekenen. Ze wijken echter af van de parameters die de golfgroeikrommes leveren. Daarom worden omrekeningsformules gegeven. De omrekening vindt plaats binnen de Hydra's.

Golfhoogte

Voor de berekening van de golfoverslag is H_{m0} nodig. Uit de golfgroeikrommes komt $H_{1/3}$, ook wel H_s genoemd. In een normale situatie is H_{m0} iets groter dan $H_{1/3}$. Beide kunnen bij benadering aan elkaar gelijk gesteld worden, ofwel:

$$H_{m0} = H_{1/3}$$

Golfperiode

Voor de berekening van de golfoverslag is $T_{m-1,0}$ nodig. Er gelden voor 'normale' golfspectra de volgende relaties:

$$T_{m-1,0} = T_p / 1,1 \quad (\text{TRGG; TAW, 2002})$$

$$T_{gem} = T_{1/3} / 1,15 \quad (\text{LOR2; TAW, 1989})$$

Voor niet-volgroeiende zeeegang geldt de volgende relatie (RWS, 2001):

$$T_p = 1,08 T_s \quad (\text{range } 1,04 - 1,11)$$

Concluderend kan dan $T_{m-1,0}$ ongeveer gelijk gesteld worden aan T_s .

E.7 Referenties

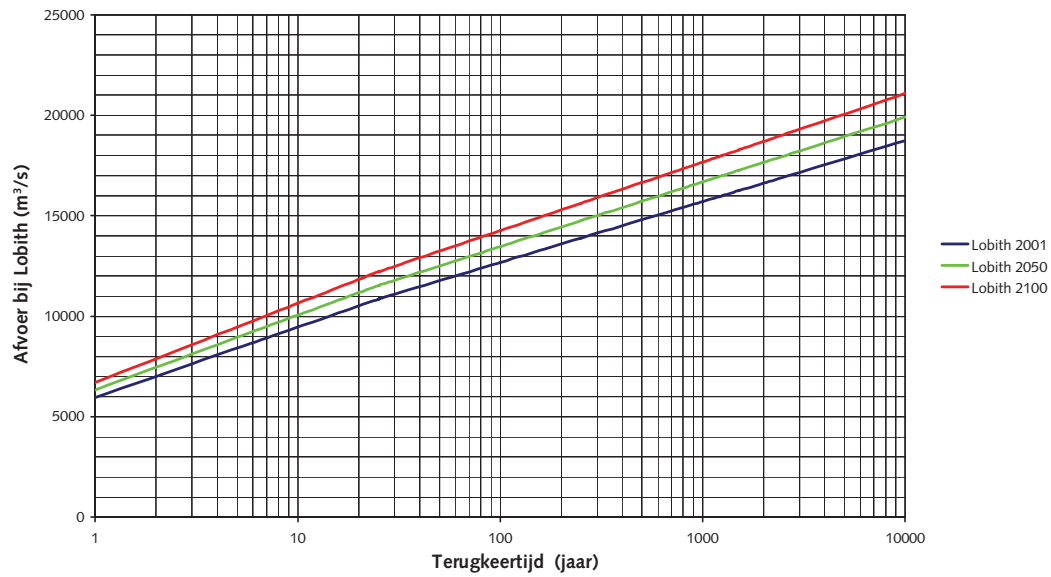
- Commissie Boertien I.* Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen, januari, 1993.
- Goda, Y., 1969.* Reanalysis of laboratory data on wave transmission over breakwaters. Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 18, No 3, September 1969.
- Holthuijsen, L.H., 1980.* Methoden voor golfvoorspelling. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen
- RIKZ, 2004.* Golfbelastingen in havens en afgeschermd gebied; een gedetailleerde methode voor het bepalen van golfbelastingen voor het toetsen van waterkeringen. Rijkswaterstaat, Rijksinstituut voor Kust en Zee, Rapport RIKZ/2004.001.
- RWS, 2001.* Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het toetsen van primaire waterkeringen.
- Seelig, W.N., 1979.* Effect of breakwaters on waves: laboratory tests of wave transmission by overtopping. Proc. Coastal Structures 1979, p. 941-961.
- Slomp R.M., C.P.M. Geerse en H. de Deugd, 2005.* Onderbouwing Hydraulische Randvoorwaarden 2001 voor het Benedenrivierengebied. RIZA-rapport 2002.017. RIZA Lelystad, 19 mei 2005.
- Splunder, I. van, 1997.* Ooibos, wilgen en populieren langs rivieren. RIZA Rapport 97.029.
- TAW, 1985.* Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 1 – Bovenrivierengebied. September 1985.
- TAW, 1989.* Leidraad voor het ontwerpen van rivierdijken. Deel 2 – Benedenrivierengebied. September 1989.
- TAW, 2002.* Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken. Mei 2002.
- Waal, J.P. de, 2003.* Windmodellering voor bepaling waterstanden en golven. Een analyse van de bouwstenen RIZA werkdocument 2003.118x.

BIJLAGE F /

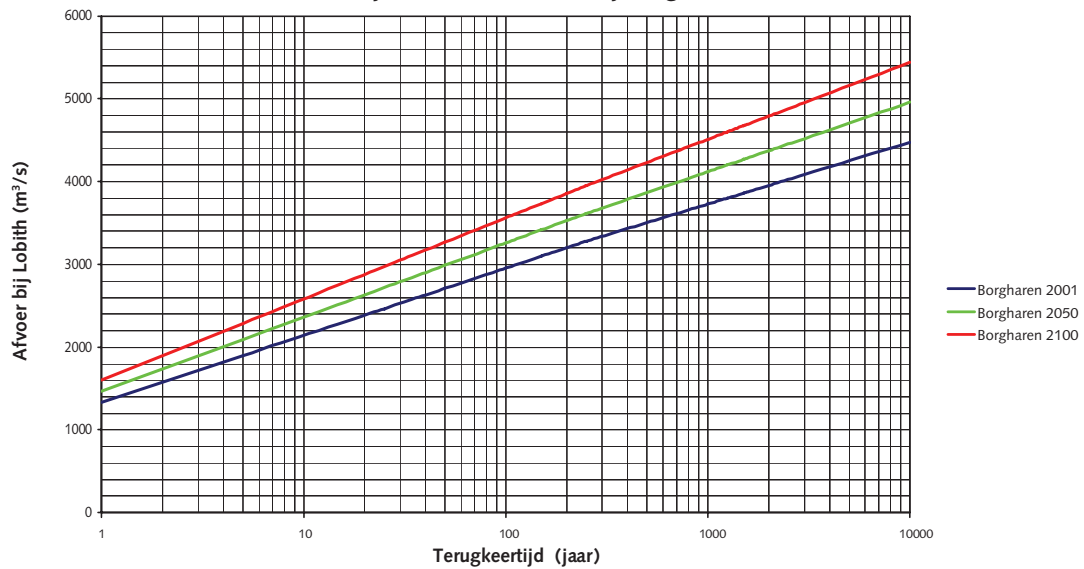
WERKLIJNEN LOBITH

EN BORGHAREN

Werklijnen voor de Rijn bij Lobith



Werklijnen voor de Maas bij Borgharen



Colofon

Uitgegeven door

Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Expertise Netwerk Waterkeren

Teksten

Rijkswaterstaat – Rijksinstituut voor Integraal Zoetwaterbeheer en Afvalwaterbehandeling

Ontwerp

2D3D

Foto's

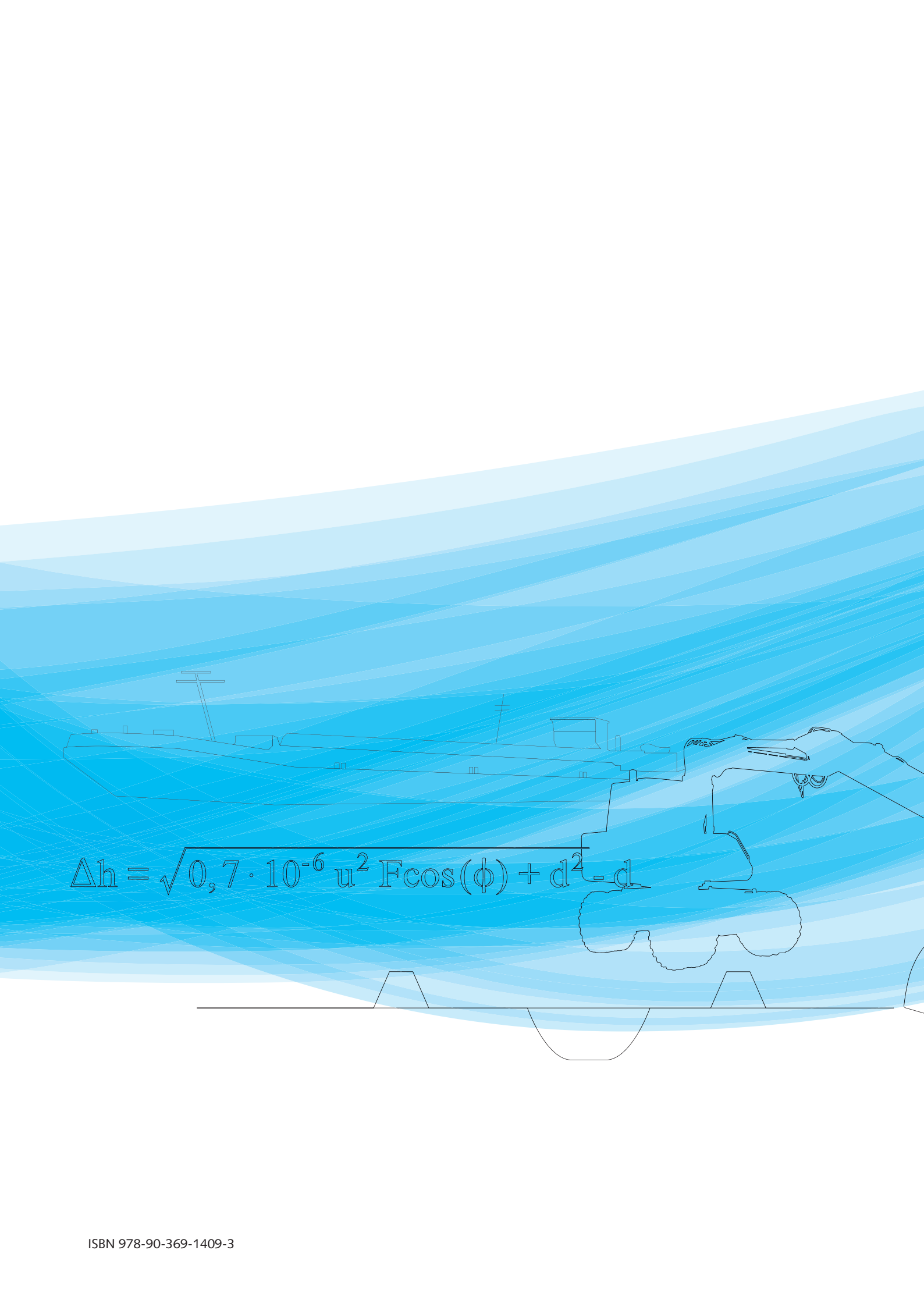
Alle foto's zijn afkomstig uit het beeldarchief van V&W

Druk

Drukkerij Ando bv, Den Haag

Datum

Den Haag, juli 2007


$$\Delta h = \sqrt{0,7 \cdot 10^{-6} u^2 F \cos(\phi) + d^2} - d$$