

Ministerie van Verkeer en Waterstaat



Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen

Deelrapport 2: Maatgevende belastingen



waterloopkundig laboratorium|WL

EAC European-American Center
for Policy Analysis RAND

Ministerie van Verkeer en Waterstaat

Toetsing uitgangspunten rivierdijkversterkingen

Deelrapport 2: Maatgevende belastingen

Auteurs:

J.H.A. Wijbenga

J.J.P. Lambeek

E. Mosselman

R.L.J. Nieuwkamer

R. Passchier

Inhoud

Lijst van tabellen

Lijst van figuren

Lijst van appendices

Woord vooraf

Rapportsamenvatting deel II

1	Inleiding	1 — 1
2	Bepaling van de maatgevende afvoer	2 — 1
2.1	Inleiding	2 — 1
2.2	Statistiek van hoge afvoeren	2 — 2
2.2.1	Evaluatie procedure Commissie Rivierdijken	2 — 3
2.2.2	Alternatieve frequentieverdelingen	2 — 8
2.2.3	Conclusies	2 — 19
2.3	Veranderingen in het stroomgebied	2 — 21
2.3.1	Veranderingen in het rivierprofiel	2 — 21
2.3.2	Retentie-maatregelen	2 — 28
2.3.3	Veranderingen door urbanisatie en ont/herbebossing	2 — 33
2.3.4	Conclusies	2 — 34
2.4	Klimaatwijzigingen en piekafvoeren	2 — 35
2.4.1	Historische gegevens	2 — 35
2.4.2	Regionale modellen	2 — 37
2.4.3	Gevoeligheidsanalyse	2 — 39
2.4.4	Conclusies en aanbevelingen	2 — 44
3	Toetsing van de bepaling van de maatgevende belastingen	3 — 1
3.1	Keuze berekeningsmethode	3 — 1
3.2	Berekening van de MHW-standen	3 — 2
3.2.1	Maaswijdte	3 — 3
3.2.2	Schematisatie van de riviergeometrie	3 — 4
3.2.3	Ruwheid zomerbed	3 — 7
3.2.4	Ruwheid winterbed	3 — 9
3.2.5	Ruwheid kribvakken, ontzandingen en havens.	3 — 10
3.2.6	Extra energieverliezen door stroomvertraging	3 — 10
3.2.7	Turbulente viscositeitscoëfficiënt	3 — 11
3.2.8	Tijdstap	3 — 11
3.2.9	Toetsing aan opgetreden hoogwaters	3 — 12
3.2.10	Extrapolatie naar normafvoer	3 — 13
3.2.11	Demping van de hoogwatergolf	3 — 15
3.2.12	Gevoeligheidsanalyses	3 — 16
3.3	Vergelijking van MHW-berekeningen voor en na normwijziging	3 — 18
3.4	Golfoploop en waakhogte	3 — 19

Inhoud (vervolg)

4	Ijs	4 — 1
4.1	De aanwezigheid van ijsdekken en ijsdammen in het verleden	4 — 1
4.2	De invloed van een ijsbezetting op de waterstand van de rivieren	4 — 7
4.3	De relatie tussen ijsdekken, ijsdammen en dijkdoorbraken	4 — 12
4.4	Meteorologische randvoorwaarden voor het ontstaan van ijsdammen	4 — 15
4.5	De invloed van klimaatverandering op het ontstaan van ijsdekken en ijsdammen	4 — 19
4.6	De invloed van warmtebelasting op de aanwezigheid van ijsdekken en ijsdammen	4 — 21
4.7	De invloed van chemische verontreiniging op de ijsbezetting van de rivieren	4 — 26
4.8	De invloed van de toename van de scheepvaart op het ontstaan van ijsdekken en ijsdammen	4 — 26
4.9	De effecten van de normalisering op de vorming van ijsdammen en dijkdoorbraken	4 — 26
4.10	De ijsafvoer	4 — 29
4.11	De doorbraak van een ijsdam bij Keulen	4 — 32
4.12	Het mechanisme van het ontstaan van ijsdammen op de Nederlandse rivieren	4 — 33
4.13	De relatie tussen de afvoer en ijsproblemen	4 — 38
4.14	Het huidige gevaar van dijkdoorbraken als gevolg van ijsvorming op de rivieren	4 — 43
5	Maatregelen ter verlaging van de maatgevende hoogwaterstanden	5 — 1
5.1	Inleiding	5 — 1
5.2	Autonome ontwikkeling	5 — 3
5.3	Overzicht van alternatieven	5 — 6
5.4	Evaluatie van alternatieven	5 — 9
5.4.1	Toelichting	5 — 9
5.4.2	Wijziging van het klimaat of beïnvloeding van het weer (MR-1)	5 — 9
5.4.3	Maatregelen in Duitsland, België en Frankrijk (MR-2)	5 — 9
5.4.4	Wijziging van de afvoerverdeling op splitsingspunten (MR-3)	5 — 10
5.4.5	Afleiding van water van de Waal op de Maas en vice versa (MR-4a)	5 — 11
5.4.6	Groene rivier (MR-4bc)	5 — 13
5.4.7	Lateraal kanaal (MR-4d)	5 — 14
5.4.8	Pijpleiding en pompen (MR-4e)	5 — 14
5.4.9	Reservoirs en overlaatgebieden in Nederland (MR-5)	5 — 14
5.4.10	Zandonttrekking uit het zomerbed (MR-6)	5 — 15

Inhoud (vervolg)

5.4.11	Verplaatsing van de mond in bovenstroomse richting (MR-7a)	5 — 16
5.4.12	Peilverlaging op het Haringvliet of het IJsselmeer (MR-7bc)	5 — 16
5.4.13	Verplaatsing van de zomerkaden (MR-8)	5 — 17
5.4.14	Verplaatsing van de bandijken (MR-9)	5 — 17
5.4.15	Bochtafsnijding (MR-10)	5 — 17
5.4.16	Verlaging van het winterbed (MR-11)	5 — 17
5.4.17	Verlaging van de ruwheid van het winterbed (MR-12ab)	5 — 18
5.4.18	Verwijdering van op- en afritten (MR-12c)	5 — 18
5.4.19	Aanpassing of verwijdering van kribben (MR-13abcd)	5 — 18
5.4.20	Aanleg van bodemkribben (MR-13e)	5 — 19
5.4.21	IJsmaatregelen (MR-14 en MR-15)	5 — 19
5.4.22	Demping van windgolven (MR-16)	5 — 20
5.5	Combinaties van maatregelen voor MHW-verlaging	5 — 20
5.5.1	Selectie van kansrijke combinaties van maatregelen	5 — 20
5.5.2	Evaluatie combinaties van MHW-verlagende maatregelen	5 — 22
5.6	Resultaten van de evaluatie	5 — 23
5.6.1	MHW-verandering	5 — 23
5.6.2	Kosten	5 — 24
5.6.3	Effecten voor de scheepvaart	5 — 26
5.6.4	Effecten voor de waterhuishouding	5 — 28
5.6.5	Aanpassing van de bestaande infrastructuur	5 — 29
5.6.6	Effecten op natuur en landschap	5 — 29
5.7	Conclusies en aanbevelingen	5 — 32
5.7.1	Scorekaart en conclusies	5 — 32
5.7.2	Discussie	5 — 35
5.7.3	Aanbevelingen	5 — 38

Literatuur

Appendices

Lijst van tabellen

- 2.1 Reeks LO-NED met Gumbel verdeling voor verschillende Q_0 .
- 2.2 Gumbel (Extreme type I) met $Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 2.3 Pearson III - verdeling.
- 2.4 log-normale verdeling (3-parameter).
- 2.5 Resultaten frequentie-analyse piekafvoeren Maas (m^3/s) voor verschillende ondergrenzen van de Gumbelverdeling
- 2.6 Effect van veranderingen in het rivierprofiel op de piekafvoer.
- 2.7 Veranderingen in historische piekafvoeren voor de stations Andernach en Keulen voor vier verschillende situaties (huidige retentiebekkens van 100 miljoen m^3).
- 2.8 Veranderingen in historische piekafvoeren voor de stations Andernach en Keulen voor vier verschillende situaties (geplande retentiebekkens van 212 miljoen m^3).
- 2.9 Herberekening van historische piekafvoeren voor een aantal verschillende situaties voor het meetstation Keulen (naar grootte geordend) voor de huidige situatie.
- 2.10 Resultaten frequentie-analyse gehomogeniseerde series van het station Keulen (3-parameter log-normale verdeling).
- 2.11 Vergelijking in trend tussen jaargemiddelde neerslag en afvoer.
- 2.12 Vergelijking in trend tussen jaargemiddelde neerslag en afvoer voor twee 30-jarige perioden.
- 2.13 Resultaten klimaatsberekening Zuid-Europa voor 2030.
- 2.14 Verwachte toename in gemiddelde seizoenstemperaturen in $^{\circ}\text{C}$ voor Europa volgens het OSU-GCM scenario.

- 3.1 Overzicht gebruikte dwarspeilingen.
- 3.2 Overzicht van de uitgevoerde toetsingsberekeningen.
- 3.3 Maatgevende afvoeren gebruikt in de MHW-berekeningen.

- 4.1 Percentage van winters waarin een vast ijsdek op de rivieren aanwezig was.
- 4.2 Gemiddeld aantal dagen per periode met een vast ijsdek op de rivieren.
- 4.3 Gemiddeld aantal dagen per jaar met een vast ijsdek op de rivieren.
- 4.4 Oorzaak dijkdoorbraken in de periode 1757 tot 1992.
- 4.5 Zonnevlekken-activiteit en het voorkomen van ijswinters.
- 4.6 Vergelijking ijsjaren voor en na 1880.
- 4.7 Vergelijking condities ijsdamjaren.

- 5.1 Historisch overzicht van een aantal ingrepen in de Rijntakken benedenstrooms van Bonn.
- 5.2 Maatgevende hoogwaterstanden bij regeling van de verdeling van de afvoer over de Waal en het Pannerdens Kanaal.
- 5.3 Maasafvoeren bij Borgharen tijdens de acht hoogste Rijnaftoertoppen bij Lobith in de periode 1911-1990.
- 5.4 Alle afvoertoppen $\geq 9500 \text{ m}^3/\text{s}$ op de Bovenrijn bij Lobith en alle afvoertoppen $\geq 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ op de Maas bij Borgharen in de periode 1911-1990. De drie samenvallende afvoergolven zijn aangeduid met respectievelijk een, twee en drie sterren.
- 5.5 MHW-verandering in meters ten opzichte van de huidige situatie ten gevolge van de verschillende combinaties van MHW-verlagende maatregelen.

Lijst van tabellen (vervolg)

- 5.6 Overzicht van de verschillende kosten per combinatie.
- 5.7 Overzicht van de scheepvaartkosten in miljoenen guldens per jaar en in procenten ten opzichte van de huidige situatie.
- 5.8 Veranderingen in afvoeren ten opzichte van de huidige situatie in m^3/s .
- 5.9 Verschil waterstanden in meters bij een afvoer van $1950 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith op tijdstip $t=0$ ten opzichte van de huidige situatie.
- 5.10 Effect van afgraving op inundatie van uiterwaarden.
- 5.11 Scorekaart voor de MHW-verlagende combinaties van maatregelen.

Lijst van figuren

- 1.1 Onderzoeksgebied.
- 1.2 Stromingsgebied Rijn.

- 2.1 Gumbel frequentie-verdeling zonder ondergrens voor Lobith.
- 2.2 Gumbel frequentie-verdeling met vier verschillende ondergrenzen voor Lobith.
- 2.3 Gumbel frequentie-verdeling met ondergrens op 7000 m³/s voor Lobith.
- 2.4 Pearson III frequentie-verdeling voor Lobith.
- 2.5 Log-normale en Gumbel ($Q_0=7000$ m³/s) frequentie-verdelingen voor Lobith.
- 2.6 Pearson III en Gumbel ($Q_0=1000$ m³/s) frequentie-verdelingen voor Borgharen.
- 2.7 Effect op de piekafvoer bij Rheinfelden van veranderingen in het stroomgebied
- 2.8a,b Gumbel frequentie-verdelingen voor een aantal meetstations op de Rijn (Basel, Maxau, Andernach en Keulen) en de zijrivieren (Mellingen, Stilli, Cochem en Wetter).

- 4.1 Relatie koude-index De Haas en het gewogen aantal ijsdagen van de IJssel en de Waal.
- 4.2 Voorkomen ijsdammen na 1880.
- 4.3 Lokaties ijsdamvorming na 1880.
- 4.4 Verhouding ruwheid rivieren met en zonder een vast ijsdek (Oudshoorn, 1970).
- 4.5 Waterstandsverhoging op de rivieren als gevolg van een vast ijsdek (Oudshoorn, 1970).
- 4.6 Waterstandsverhoging op de Waal als gevolg van een vast ijsdek in de winter 1962/1963.
- 4.7 Waterstandsverhoging op de IJssel als gevolg van ijsgang in de winter 1986/1987.
- 4.8 Koude-index IJnsen in de periode 1634 tot 1991.
- 4.9 Relatie koude-indexen De Maas en Labrijn.
- 4.10 Relatie koude-indexen De Haas en IJnsen.
- 4.11 Relatie koude-index De Haas en de vorming van ijsdammen in de periode 1734 tot 1991
- 4.12 Relatie koude-index De Haas en de duur van de vorstperiode.
- 4.13 Cumulatief aantal jaren waarin de koude-index van Labrijn kleiner was dan -40.
- 4.14 Gemeten opwarming Rijnwater in de winter (Wessels, 1984).
- 4.15 Opwarming Rijnwater door koelwaterbelasting in de winter (LAWA, 1991).
- 4.16 Relatie voorkomen ijsdammen en de gemiddelde temperatuur van de vorstperiode.
- 4.17 Relatie voorkomen ijsdammen en de minimum temperatuur van de vorstperiode.
- 4.18 Relatie voorkomen ijsdammen en de afvoer.
- 4.19 Frequentieverdeling afvoeren tijdens een ijsperiode.

- 5.1 Overzicht van alternatieve maatregelen om de maatgevende hoogwaterstanden te verlagen.
- 5.2 Bodemligging Pannerdens Kanaal - IJssel voor de autonome ontwikkeling en combinatie 2 na 50 jaar ten opzichte van de referentiesituatie.

Lijst van appendices

- A Afvoertoppen bij Lobith.
- B Ruwheid van het zomerbed.
- C Ruwheid van het winterbed.
- D Vergelijking van MHW-berekeningen voor en na normwijziging.
- E Golfoploop.
- F Review of ice processes.
- G Schematisatie van de WENDY-berekeningen.
- H Resultaten van de WENDY-berekeningen.
- I Kwantificering van de kosten van de maatregelen ter verlaging van MHW.
- J Effecten op de scheepvaart.

Woord vooraf

Het onderzoek 'Toetsing Uitgangspunten Dijkversterking' is uitgevoerd in opdracht van de Minister van Verkeer en Waterstaat door het WL (Waterloopkundig Laboratorium) en het European-American Center for Policy Analysis/RAND (AEC/RAND). Aan het onderzoek is meegewerkt door een aantal gespecialiseerde bureaus, zoals Grondmechanica Delft (GD), het Bureau SME, het Bureau Hamhuis, Van Nieuwenhuijzen en Sijmons (H+N+S) en daarnaast door een aantal adviseurs. Het rapport werd begeleid door de Commissie Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen (Commissie Boertien). De resultaten van het onderzoek zijn vastgelegd in de volgende rapporten:

Eindrapport

deelrapport 1; 'Veiligheid tegen overstromingen'

deelrapport 2; 'Maatgevende belastingen'

deelrapport 3; 'Constructief ontwerp'

deelrapport 4; 'Functies, waarden en procedures'

In het deelrapport 'Maatgevende belastingen' geven wij een overzicht van het onderzoek naar de randvoorwaarden voor het ontwerpen van dijkversterkingen, dat door WL is uitgevoerd. Het onderzoek omvat een analyse van de parameters die voor het ontwerp maatgevend zijn. Dit betreft onder meer de rivierafvoer, de bijbehorende hoogwaterstanden en de waakhogte. Daarnaast hebben wij onderzoek gedaan naar het optreden en het effect van ijsdammen, die in het verleden vaak de oorzaak van dijkdoorbraken waren. Ook geven wij een overzicht van mogelijke maatregelen en het effect daarvan voor een verlaging van de maatgevende hoogwaterstanden voor een gegeven (maatgevende) rivierafvoer.

Bij het onderzoek is gebruik gemaakt van informatie verkregen van een groep adviseurs en een groot aantal instanties en groepen, zoals waterschappen, provincies, Rijkswaterstaatsdiensten, ingenieursbureaus, wetenschappelijke instellingen en actiegroepen. Zonder deze informatie was het ons onmogelijk geweest het ons opgedragen onderzoek uit te voeren. WL en EAC/RAND zijn allen die ons informatie hebben verschaft dankbaar. Wij zijn vanzelfsprekend volledig verantwoordelijk voor de wijze waarop deze informatie is gebruikt bij het opstellen van de conclusies en aanbevelingen van het onderzoek. Wij verwachten echter dat het onderzoek een duidelijk antwoord geeft op de vragen van de Minister en zal kunnen bijdragen aan een veilig behoud van het rivierengebied en de daarin aanwezige waarden.

Rapportsamenvatting deel II

In het kader van het onderzoek 'Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterkingen' is onderzocht wat de maatgevende belastingen op rivierdijken zijn. De plaats van het onderzoek naar de maatgevende belastingen in het totale onderzoek naar de dijkversterkingen is gegeven in het 'Woord vooraf'.

Uitgangspunt van het onderzoek is de thans geldende *veiligheidsnorm*. Volgens deze norm moeten de dijken een afvoer kunnen keren met een overschrijdingskans van 1/1250 per jaar. Uitgaande van deze norm hebben wij in Hoofdstuk 2 onderzocht wat de meest waarschijnlijke afvoer zal zijn bij de geldende veiligheidsnorm. We maken hierbij gebruik van *frequentie-analyses* van afvoerpieken. In 1977 is een dergelijke analyse door de Commissie Rivierdijken uitgevoerd. De Commissie heeft de *negatief-exponentiële verdeling* toegepast op *afvoerpieken*. Op basis van deze frequentieverdeling is de maatgevende afvoer voor de Bovenrijn vastgesteld op 16.500 m³/s te Lobith. De maatgevende afvoer voor de Maas is later door Rijkswaterstaat (RWS) vastgesteld op 3.650 m³/s te Borgharen.

Bij onze analyse zijn wij uitgegaan van een aantal alternatieve frequentieverdelingen, zoals de *Gumbelverdeling met censor*, de *Pearson III verdeling* en de *log-normale verdeling*, die zijn toegepast op een serie jaarmaxima. De keuze van de juiste verdeling moet mede worden gebaseerd op kennis van het mechanisme van het ontstaan van piekafvoeren. Een hiertoe noodzakelijk model van het stroomgebied is nog niet voorhanden, zodat vooralsnog de maatgevende afvoer is gebaseerd op een middeling van de geëxtrapoleerde waarden met de drie verdelingen.

Op grond van deze methode bevelen wij voor de Bovenrijn thans een afvoer aan van 15.000 m³/s bij de geldende norm (1/1250 per jaar). In deze afvoer is rekening gehouden met een toename van 500 m³/s in de piekafvoeren als gevolg van veranderingen in het stroomgebied in Duitsland.

In een *onafhankelijk* onderzoek van *afvoerpieken* voor de Bovenrijn komt prof. dr P. Groeneboom tot een iets lagere waarde voor de maatgevende afvoer, namelijk ca. 14.000 m³/s (exclusief de te verwachten verhoging door wijzigingen in het stroomgebied). Hij maakt daarbij gebruik van een gewijzigde vorm van de exponentiële verdeling, die ten tijde van de Commissie Rivierdijken niet beschikbaar was.

Onderzocht is in hoeverre *veranderingen in het stroomgebied* van de Rijn de maatgevende afvoer beïnvloeden. Gekeken is naar veranderingen in het gebied van de Alpenrhein/Hochrhein, de Ober-/Mittelrhein, de Moezel en de Niederrhein. Voorts hebben wij onderzocht wat de invloed is van *retentie-maatregelen* in het gebied van de Mittelrhein, de Niederrhein tot Keulen en de Niederrhein tot Lobith. Ook veranderingen in het afvoerregime door *urbanisatie en ontbossing* hebben wij in beschouwing genomen. Uit de studies leiden wij af dat de te verwachten afvoer verandering moeilijk is te kwantificeren. Wij schatten de toename in de afvoer op de eerder vermelde 500 m³/s.

Bij deze schatting hebben wij het effect van de verdere aanleg van *retentiebekkens* in Duitsland op de afvoer te Lobith niet meegenomen, terwijl wij de invloed van verstedelijking en ontbossing in dit stadium niet kunnen kwantificeren.

Voor de Maas is een vergelijkbare analyse uitgevoerd. De verdelingen die hierbij zijn toegepast zijn de *Pearson III verdeling* en de *Gumbelverdeling met censor*. De uitkomsten van de uitgevoerde frequentie-analyses verschillen zo weinig van de bestaande maatgevende afvoer dat wij nu geen reden zien om hiervan af te wijken.

Klimaatveranderingen hebben invloed op de afvoer van rivieren. Het huidige klimaatsonderzoek is gebaseerd op Globale Circulatie Modellen. Dit zijn driedimensionale modellen van grootschalige processen in de atmosfeer. Voor elke rooster cel worden klimaatgegevens berekend. Deze modellen zijn te grof om voor de Rijn en de Maas kwantitatieve uitspraken te doen aangaande wijzigingen in de afvoer. Wel zijn analyses met regionale modellen op basis van een waterbalans of een afvoermodel en een aangenomen scenario voor klimaatveranderingen mogelijk. De nauwkeurigheid van deze modellen is echter niet groot. Op korte termijn kunnen geen kwantitatieve uitspraken worden gedaan over wijzigingen in de afvoer als gevolg van klimaatwijzigingen.

Met de door de Commissie Rivierdijken aanbevolen maatgevende afvoeren voor de Maas en de Rijn zijn door RWS voor beide rivieren de *maatgevende waterstanden* (MHW) bepaald. We hebben de door RWS gebruikte methode voor de berekening van de MHW-standen geëvalueerd. De berekeningsmethode geldt ook nu nog als de beste keuze om de MHW-standen te bepalen. Vervolgens zijn de uitgevoerde berekeningen zelf geëvalueerd. De berekende MHW-standen zijn afhankelijk van een groot aantal factoren, zoals schematisatie van de riviergeometrie en de hydraulische ruwheid van het zomer- en winterbed.

De *hydraulische ruwheid* van het *zomerbed* is gerelateerd aan de in de rivier voorkomende *beddingvormen*. De grootte van deze beddingvormen en de bijbehorende ruwheid is onder meer afhankelijk van de stroming en kan in beginsel met de ruwheidsvoorspeller van (Van Rijn, 1984) worden geschat. De ruwheidsvoorspeller van Van Rijn is getoetst aan metingen van de beddingvormen tijdens de hoogwaters van 1983 en 1984. Een correctie van de voorspellingsmethoden bleek nodig te zijn om de ruwheid tijdens MHW-omstandigheden te voorspellen. Wij zijn van mening dat hiermee de beste schatting is bereikt voor de ruwheid van het zomerbed.

Ten aanzien van de ruwheid van het *winterbed* hebben wij de schattingsmethode voor de verschillende begroeiingstypen (gras, heggen, bomen, rietvelden en grienden) onderzocht. Wij zijn van mening dat de toegepaste ruwheden voldoende nauwkeurig zijn bepaald. De ruwheid van rietvelden en grienden wordt in de berekeningen weliswaar onderschat, maar de invloed hiervan is te verwaarlozen omdat dit begroeiingstype thans niet veel voorkomt.

Zowel voor de Maas als voor de Rijn en zijn takken zijn de modellen voor de simulatie van de waterbeweging *getoetst* aan eerder voorgekomen hoogwaters. Alle modellen zijn aan minstens drie opgetreden hoogwaters met verschillende afvoeren getoetst. De resultaten van deze toetsingsberekeningen komen goed overeen met de metingen.

Met het optreden van *golfdamping* heeft rws rekening gehouden. De gevolgde procedure, waarbij eerst alle waterstanden bij een vaste (maatgevende) afvoer worden berekend en daarna via een schatting van de grootte van de golfdamping met een 1D-model de berekende waterstanden worden gecorrigeerd, is voldoende.

Rws heeft ruim aandacht besteed aan de *gevoeligheid* van de MHW-standen voor veranderingen in parameters, zoals beneden-waterstand, hoogte van het zomerbed, mate van begroeiing, grootte van het energieverlies bij kribben en een verdere uitschuring van het Pannerdens Kanaal. De variatie in MHW-standen bedraagt in deze berekeningen 0,05 tot 0,2 m.

De gewijzigde inzichten in de grootte van de hydraulische ruwheid voor het zomerbed bij de berekening van de MHW-standen voor de Waal (bij een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$) hebben in 1985/1986 tot de nodige discussie geleid toen bleek dat deze MHW-standen op de Waal belangrijk hoger waren dan de oude MHW-standen bij een afvoer van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Wij hebben daarom apart aandacht besteed aan het aangeven van de factoren die hebben bijgedragen aan de verhoging van de waterstanden op de Waal. De *verhoging van de MHW-standen* op de Waal is vooral het gevolg van de hogere ruwheid van het zomerbed en in mindere mate van de verhoging van de ruwheid van het winterbed. Bij de andere riviertakken was de verhoging van de ruwheid van het winterbed de belangrijkste factor, waardoor de MHW-standen op de andere Rijn-takken minder zijn afgenomen dan op grond van de afvoer-waterstandsrelaties mocht worden verwacht.

Op grond van een analyse van overstromingen in de periode 1720 tot 1870 komt (Bervaes, 1991) tot de slotsom dat het gevaar voor *overstroming door ijssdammen* belangrijk groter kan zijn (eens in de 11 à 12 jaar) dan het gevaar voor overstroming door hoge afvoeren (1/1250 per jaar). Op grond hiervan is een heroverweging van het gevaar voor overstroming door ijs gemaakt.

Uit een inventarisatie van de problemen met ijs in de Nederlandse rivieren vanaf 1750 tot aan 1991 leiden we af dat tot aan 1880 de dijken regelmatig overstroomden of doorbraken als gevolg van problemen met ijs. Ook in de periode na 1880 hebben zich in de Rijntakken en de Maas ijssdammen gevormd met een frequentie van globaal eens in de 9 jaar. In de toekomst moet derhalve nog steeds op het optreden van ijssdammen worden gerekend. De opgetreden gebeurtenissen tijdens ijssdammen zijn geanalyseerd door twee deskundigen (dr. G. Frankenstein en dr. J.L. Wuebben) van het Cold Regions Research Laboratory, Hanover, USA. Ijssdammen worden in twee categorieën ingedeeld, namelijk ijssdammen die ontstaan tijdens het dichtvriezen van de rivier en ijssdammen die ontstaan bij het opbreken van een vast ijsdek. Uit de beschrijvingen van de Sociëteit van Nijmegen maken we op dat veel ijssdammen van vóór 1880 in de laatste categorie vallen. Ijssdammen van het opvriezende type worden voor de periode vóór 1880 niet nadrukkelijk gemeld, maar wij verwachten dat dit type toen ook voorkwam. De ijssdammen ná 1880 waren van het opvriezende type. Het *karakter van de optredende ijssdammen* is dus veranderd.

Voor de analyse van ijssdammen in vorstperioden maken we gebruik van een *koude-index*. Vergelijking van deze index voor de periode vóór 1880 met die van ná 1880 laat geen significante verschillen zien in de koude-index. Voor de gemiddelde temperaturen van de vorstperioden is eveneens geen verschil aan te geven voor de jaren vóór 1880 en ná 1880. Wel treden ijssdammen nu pas bij hogere waarden voor de koude-index op. Zij doen zich thans pas voor als de koude-index ongeveer de waarde 100 overschrijdt (tegen een koude-index

van 40 rond 1780) en de gemiddelde temperatuur van de vorstperiode lager dan $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ is. In de laagste gemiddelde dagtemperaturen zijn enige verschillen aan te wijzen in de periode vóór 1880 en erna. Voor 1880 hebben zich enkele rampjaren voorgedaan bij minimumtemperaturen tussen de $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ en $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$. De meeste ijsproblemen hebben zich echter voorgedaan bij minimumtemperaturen tussen de -10 en $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die temperaturen komen ook in de periode ná 1880 regelmatig voor. Wij zijn dan ook van mening dat er onvoldoende argumentatie is aan te voeren om het verschil tussen de gevolgen van ijs op de rivier in de periode vóór 1880 en het ontbreken van overstromingen in de periode ná 1880 toe te wijzen aan klimatologische verschillen in deze periodes.

Voorts hebben Frankenstein en Wuebben met een *eendimensionaal model* van de Waal het gedrag van ijsdammen onderzocht. Uitgaande van een conservatieve aanname dat ijsdammen ook voor grotere afvoeren stabiel blijven tonen zij aan dat er geen gevaar is voor overstromingen tot afvoeren van $7.500\text{ m}^3/\text{s}$ te Lobith. Zij geven hierbij echter aan dat de ijsdammen bij een afvoer boven de $7.500\text{ m}^3/\text{s}$ instabiel zullen zijn en dus geen gevaar meer kunnen opleveren. In het verleden bleek het merendeel van de ijsdammen te zijn doorgebroken of met ijsbrekers binnen twee dagen te kunnen worden opgeruimd. De kans op het voorkomen van een afvoer boven $7.500\text{ m}^3/\text{s}$ in combinatie met het voorkomen van ijsdammen op de rivier schatten wij op 1/1100 per jaar. Deze kans moet nog worden vermenigvuldigd met de kans dat de ijsdam werkelijk stabiel blijft. De uiteindelijke kans op de overstromingen is dus kleiner dan het gevaar op overstromingen door hoge afvoeren.

Gelet op het feit dat ijsdammen zich in het recente verleden regelmatig hebben voorgedaan zijn wij van mening dat de bestrijding ervan aandacht blijft vragen. In Nederland kan dit het beste geschieden met ijsbrekers of luchtkussenvoertuigen.

De afname van de ijsproblemen schrijven wij toe aan een combinatie van factoren. Door de *normalisatie* van de rivieren is een veel gelijkmatiger stroming in de rivier ontstaan waardoor de kans op vorming van ijsdammen is afgenomen. De grotere *warmtebelasting* op de rivier leidt er daarnaast toe dat het langer duurt voordat er ijs op de rivier verschijnt en dat het ijs eerder is verdwenen. De invloed van *scheepvaart* op de vorming van ijs tijdens het opvriezen is negatief doordat het water bij gebrek aan een in zekere zin isolerende laag sneller afkoelt. Tijdens het opbreken kan de scheepvaart echter bijdragen aan een snelle opruiming van het ijs. Niet onvermeld mag blijven dat de *dijken* na overstromingen in het verleden regelmatig zijn verhoogd, waardoor nu tijdens ijsdammen grotere afvoeren kunnen worden gekeerd dan voorheen. De invloed van *chemicaliën* (hoofdzakelijk zout) kan worden verwaarloosd.

Naast een toetsend onderzoek naar de huidige dijkversterking hebben wij tevens maatregelen geëvalueerd die kunnen leiden tot een verlaging van de MHW-standen. We hebben hiervoor een *beleidsanalytische aanpak* gevolgd. Deze aanpak heeft geleid tot een groot aantal mogelijke maatregelen voor het verlagen van de MHW-standen, die vervolgens in twee rondes zijn geëvalueerd. De evaluatie van de maatregelen moet in beginsel zowel voor de Maas als de Rijn worden uitgevoerd. Omdat veel van de maatregelen zowel voor de ene rivier als de andere rivier toepasbaar zijn hebben wij de maatregelen eerst voor de Rijn geëvalueerd. In een later stadium zijn vervolgens de belangrijkste maatregelen ook voor de Maas uitgewerkt.

In de eerste ronde hebben wij op een globale inschatting van de *effectiviteit* en de *haalbaarheid* een keuze gemaakt welke maatregelen de moeite waard zijn om in meer detail uit te werken. Voor de tweede ronde maken we, naast handberekeningen, ook gebruik van een *eendimensionaal model* van de Rijn en zijn takken. We hebben een dergelijk model nodig om de gevolgen van ingrepen in de rivier voor de morfologie goed te kunnen schatten.

Mogelijkheden voor het aanleggen van bekkens voor het opvangen van een deel van de hoogwatergolf zijn noch in Duitsland noch in Nederland in voldoende mate aanwezig. Ook het weer in gebruik nemen van overlaten heeft onvoldoende effect of leidt tot grote schade in de dan overstroomde gebieden.

Aan het eind van de tweede evaluatie ronde blijken drie *maatregelen tot verlaging van de MHW-standen* van enige omvang te leiden, namelijk:

- een verlaging van het zomerbed,
- een verlaging van het winterbed en
- een aanpassing van de kribben.

Een verlaging van het zomerbed kan niet worden uitgevoerd zonder ook de kribben aan te passen, terwijl het aanpassen van de kribben alleen een beperkte verlaging van MHW-standen oplevert. Een verlaging van het winterbed kan alleen voldoende maatschappelijke draagkracht krijgen als er een meerwaarde aan kan worden gegeven. Momenteel staan plannen voor *natuurontwikkeling* erg in de belangstelling, getuige het recent gepresenteerde plan 'Levende Rivieren' van het Wereld Natuur Fonds. Te zamen met natuurontwikkeling verwachten wij dat een verlaging van het winterbed goed mogelijk is. De natuurontwikkeling, bestaande uit de aanleg van onder meer ooibossen zal echter door de hogere ruwheid een deel van de MHW-verlaging door de winterbedverlaging teniet doen.

Uitgaande van deze drie maatregelen hebben wij verschillende *combinaties van maatregelen* verder uitgewerkt:

- 1 verlaging van het zomerbed (1,0 m) in combinatie met aanpassing van kribben,
- 2 verlaging van het winterbed (2,0 m) in combinatie met natuur-ontwikkeling, en
- 3 een verlaging van het zomerbed (1,0 m), in combinatie met een verlaging van het winterbed (2,0 m) en een aanpassing van de kribben.

Voor deze combinaties hebben wij een aantal aspecten nader uitgewerkt:

- verlaging van de MHW-standen,
- kosten voor uitvoering van de maatregelen,
- het effect op de beschikbare vaardiepte voor de scheepvaart en de daaruit voortvloeiende kosten,
- veranderingen voor de waterhuishouding,
- gevolgen voor de bestaande infrastructuur, en
- gevolgen voor de natuur en het landschap in de uiterwaarden.

Om een vergelijking te kunnen maken met de huidige situatie (*autonome ontwikkeling*) hebben wij deze aspecten voor deze situatie ook uitgewerkt.

De bodemdaling in de autonome ontwikkeling heeft na 50 jaar een verlaging van de MHW-standen tot gevolg van maximaal 0,1 m. Het verlagen van kribben is erg duur en daarom niet haalbaar als oplossing voor de problematiek van de rivierdijkversterkingen. Het verlagen van het zomerbed in combinatie met het aanpassen van kribben is eveneens zeer kostbaar, heeft een beperkt effect op de waterstanden en veroorzaakt ongewenste neveneffecten, zoals het verdrogen van uiterwaarden. Wel is het aantrekkelijk binnen de bestaande programma's voor de verbetering en het onderhoud van vaarwegen, de kribben lager en gestroomlijnd te maken.

Afgraven van de uiterwaarden in combinatie met natuurontwikkeling biedt goede perspectieven om de MHW-standen te verlagen. Vanwege de lange uitvoeringstijd en de geringe afname van de lengte van de te verbeteren dijken vormt het thans echter geen alternatief voor het huidige dijkversterkingsprogramma. Wel kan lokale afgraving, in de vorm van nevengeulen en/of reliëfvolgend ontkleien plaatselijk een oplossing bieden voor knelpunten bij de dijkversterking. De kosten die gemoeid zijn met het afgraven van de uiterwaard en het vervolgens beheren van de nieuwe gebieden hebben wij niet kunnen kwantificeren.

Niet in alle gevallen is er genoeg ruimte in het dwarsprofiel voor compenserende maatregelen. In dat soort gevallen zou het wenselijk zijn de MHW-standen niet als norm op te leggen. Hiervoor is het echter noodzakelijk om het compensatie-beginsel flexibeler dan thans gebruikelijk is toe te passen, hetgeen er op neer komt dat lokaal de MHW-standen worden vastgesteld voor het toekomstige dwarsprofiel.

1 Inleiding

Het opgedragen onderzoek naar de 'Toetsing Uitgangspunten Dijkversterking' is opgedeeld in taakgroepen. Elke taakgroep is verantwoordelijk voor een deel van het totale werk. Het voorliggende rapport geeft de bevindingen van taakgroep 2: 'Maatgevende belastingen', voor het in Figuur 1.1 weergegeven gebied. Het gehele stroomgebied van de Rijn is weergegeven in Figuur 1.2.

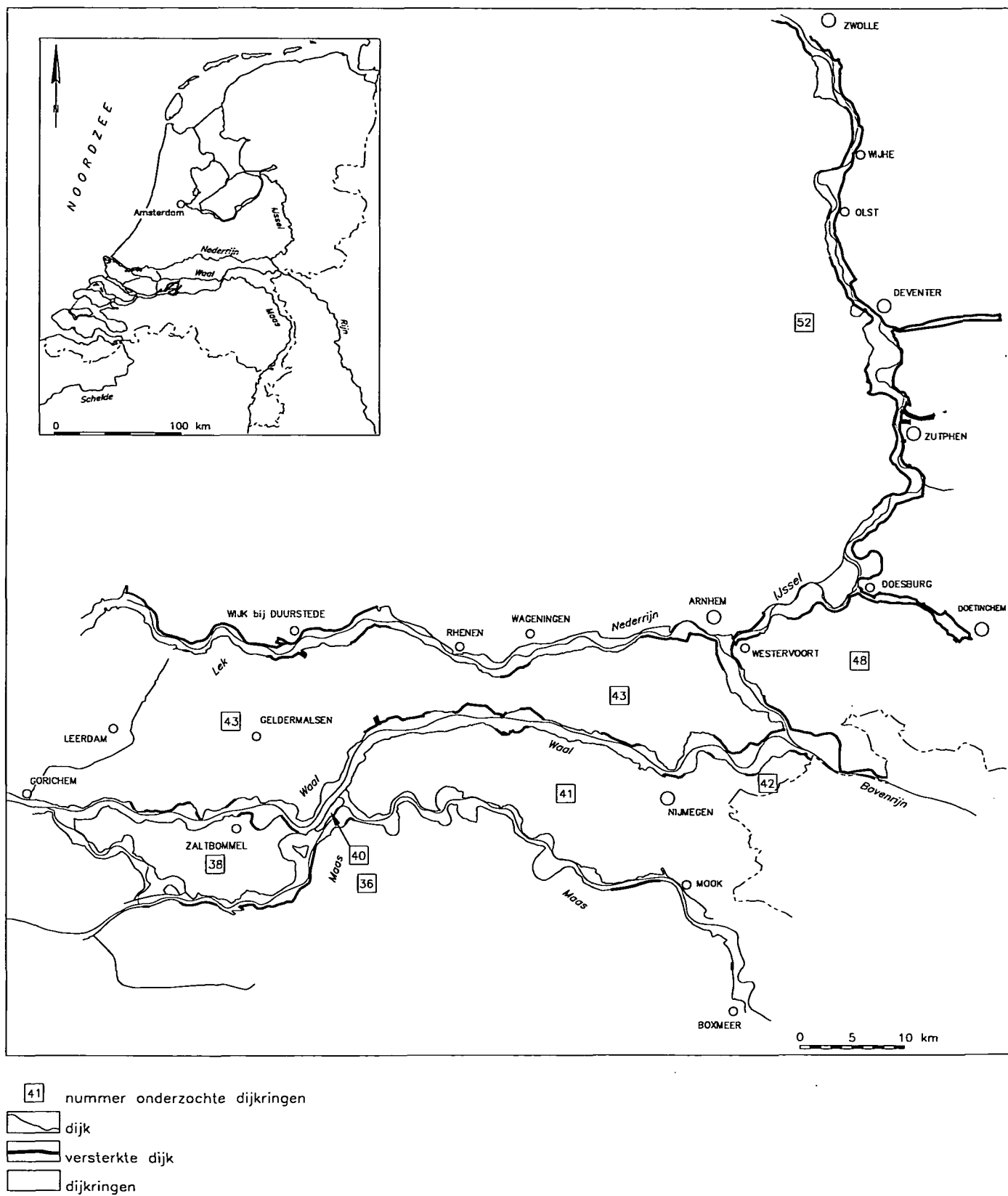
Allereerst evalueren wij in Hoofdstuk 2 de bepaling van de maatgevende afvoer. Op basis van frequentie-analyses wordt deze afvoer geschat. Voorts onderzoeken wij in hoeverre rekening gehouden moet worden met veranderingen in het klimaat en in het stroomgebied.

In Hoofdstuk 3 toetsen wij voor een gegeven maatgevende afvoer, de huidige berekeningsmethode van de maatgevende hoogwaterstanden en de uitgevoerde berekeningen. Tevens geven wij in dit hoofdstuk aan wat de belangrijkste verschillen zijn tussen de huidige MHW-berekeningen en de oude berekeningen van voor 1985. Voor het bepalen van de kruinhoogte van dijken is tevens de te verwachten golfoploop van belang. De wijze waarop deze wordt bepaald evalueren wij in Sectie 3.4.

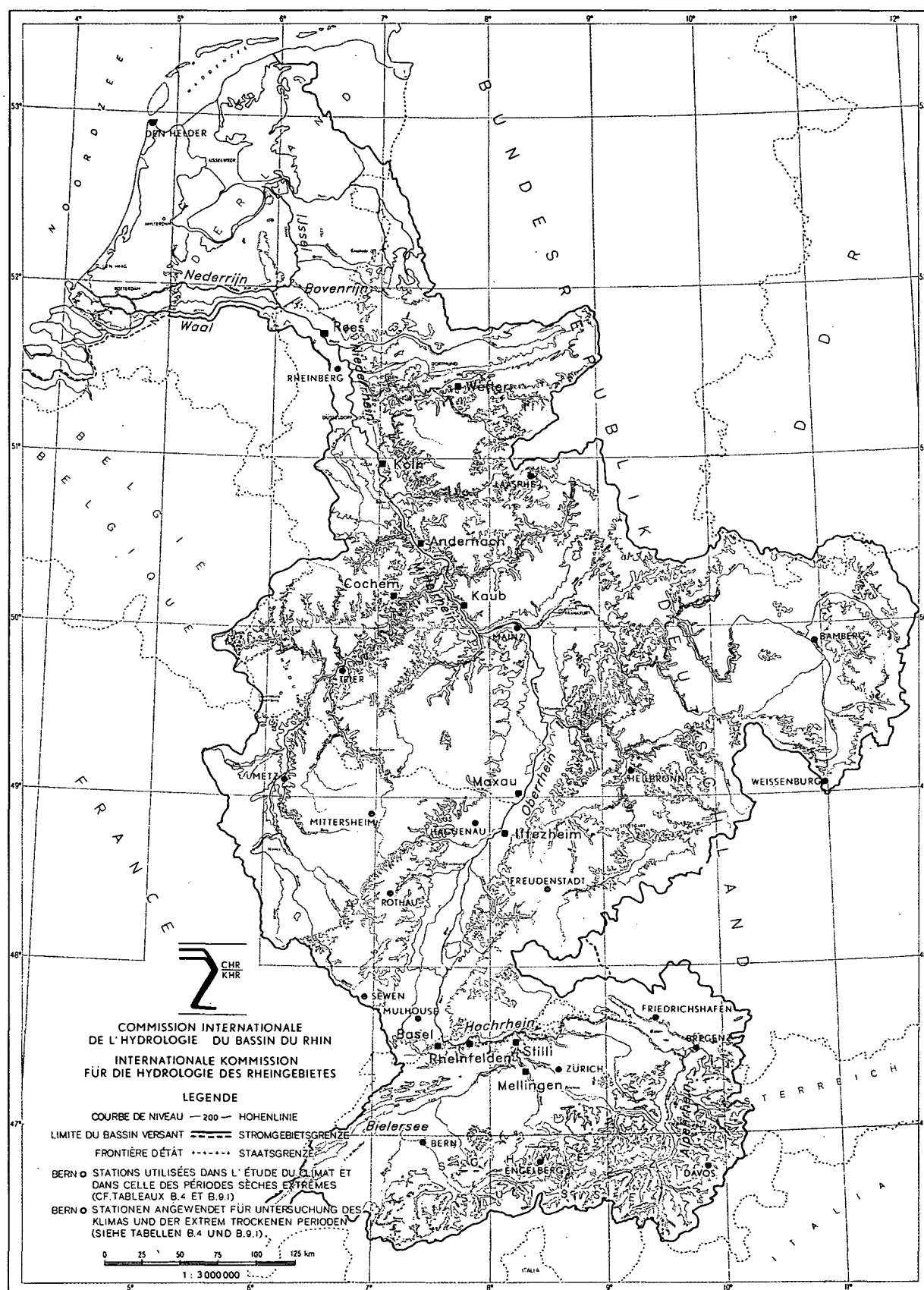
Uit een analyse van overstromingen in de jaren 1720 tot 1870, uitgevoerd door (Bervaes, 1991) is naar voren gekomen dat de kans op overstroming door ijssdammen en daarop volgende dijkdoorbraken in die tijd veel hoger was dan de huidige veiligheidsnorm. Deze publikatie maakt een hernieuwd onderzoek naar het optreden van ijssdammen in de rivier noodzakelijk. In Hoofdstuk 4 geven wij onze bevindingen.

Gelet op de problematiek rond de huidige dijkversterking hebben wij tevens gezocht naar mogelijkheden om de maatgevende waterstanden te verlagen. Wij hebben hierbij een beleids-analytische aanpak gevolgd. Dit maakte een integrale behandeling noodzakelijk van het effect van de verschillende maatregelen op de maatgevende waterstanden en de invloed ervan op de overige functies van de rivier, zie Hoofdstuk 5.

Aan het project is door een groot aantal mensen gelijktijdig gewerkt. De bepaling van de maatgevende afvoer is uitgewerkt door drs R. Passchier en prof ir H.J.M. Ogink, met een onafhankelijke bijdrage in de schatting van de maatgevende afvoer door prof. dr P. Groeneboom. De toetsing van de berekeningen van de maatgevende hoogwaterstanden is uitgevoerd door ir H.J. Verheij, ing D. Wilkens en ir J.H.A. Wijbenga. De analyse van ijs is uitgevoerd door drs J.J.P. Lambeek en een tweetal experts van het Cold Regions Research Laboratory, Hanover USA, dr G. Frankenstein en dr J.L. Wuebben. De evaluatie van maatregelen voor de verlaging van de maatgevende waterstanden is uitgewerkt door drs. M. Marchand, dr ir E. Mosselman, ir R.L.J. Nieuwkamer en ing H. Schoonman. De simulatie van de diverse waterstandsverlagende maatregelen is door dhr. J. Bremer uitgevoerd met het 1D WENDY-model. Waar nodig is advies ingewonnen van deskundigen, zoals ir G.J. Klaassen, ir N. Struiksma, prof dr ir M. de Vries en ir J.J. van der Zwaard. De projectleiding van taakgroep 2 was in handen van ir J.H.A. Wijbenga.



Figuur 1.1 Onderzoeksgebied



Figuur 1.2 Stromingsgebied Rijn

2 Bepaling van de maatgevende afvoer

2.1 Inleiding

De maatgevende afvoer met een bepaalde overschrijdingsfrequentie ($1/T$) ofwel een gemiddelde herhalingstijd (T) wordt meestal bepaald uit een frequentie-analyse van historische afvoergegevens. Voor die extreem lange herhalingstijd volgens de huidige veiligheidsnorm, $T=1250$ jaar, impliceert deze methode een vergaande extrapolatie. De kwaliteit van een dergelijke methode is afhankelijk van de aannames die hieraan ten grondslag liggen.

Deze aannames zijn:

- de serie historische afvoeren is homogeen, zodat ze benaderd kunnen worden door een bepaalde frequentieverdeling;
- het afvoergedrag van het stroomgebied bij extreem hoge afvoeren, zoals voor $T=1250$ jaar, is niet wezenlijk verschillend van het gedrag waarbij de historische afvoeren ontstonden (d.w.z. toekomstige extreme afvoeren behoren tot dezelfde groep homogene waarden als de historische afvoeren).

De eerste aanname kan worden getoetst door een statistisch onderzoek van de historische gegevens. Bij het voorkomen van inhomogeniteiten in de serie kan eventueel gebruik worden gemaakt van een deel van de serie die wel homogeen is, maar hierdoor neemt het aantal gegevens waarop de extrapolatie is gebaseerd (en daarmee de nauwkeurigheid) af. Het is mogelijk de serie te homogeniseren door te corrigeren voor uitgevoerde werken. Dit wordt momenteel uitgevoerd in Duitsland (zie sectie 2.3.1). De tweede aanname kan alleen gecontroleerd worden door een gedegen studie van het afvoergedrag van het stroomgebied onder extreme omstandigheden. Modellen, die de fysische verschijnselen van het stroomgebied goed beschrijven, spelen bij zo'n studie een belangrijke rol.

Voor de extrapolatie naar een bepaalde herhalingstijd staat een heel scala van frequentieverdelingen ter beschikking. De toepassing van verschillende frequentieverdelingen leidt meestal tot aanmerkelijke verschillen tussen de geëxtrapoleerde waarden. De keuze van de juiste verdeling dient te worden gebaseerd op kennis van het mechanisme van ontstaan van extreme piekafvoeren. Hiervoor is het gewenst een hydrologisch/hydraulisch model ter beschikking te hebben, waarmee een studie van de fysica van het gebied kan worden uitgevoerd. Een dergelijke studie kan twee aspecten betreffen:

1. bepaling van een absolute bovengrens van piekafvoer op basis van maximale neerslaghoeveelheden en afvoerverloop van hoofd- en zijrivieren dat resulteert in een maximale versterking van de uiteindelijke afvoergolf bij het uitstroompunt van het gebied;
2. een modellering van het stroomgebied op basis van hydrologische en hydraulische methoden waarmee extreme situaties kunnen worden doorgerekend.

De *eerste* methode geeft meestal dergelijk hoge waarden voor de bovengrens dat ze niet worden gebruikt als basis voor het berekenen van waterhoogten en rivierdijken. De methode wordt wel regelmatig toegepast bij het ontwerpen van de maximale uitstroomcapaciteit van reservoirs. De *tweede* methode kan een goed inzicht geven in de te verwachten hoge afvoeren als gevolg van te voorziene extreme klimatologische omstandigheden. Met deze methode is het eveneens mogelijk de effecten van veranderingen in het stroomgebied te kwantificeren.

In sectie 2.3 zal worden aangegeven met welke veranderingen rekening moet worden gehouden.

Daar een dergelijk model voor het stroomgebied van de Rijn nog niet voorhanden is, moeten de verdelingen worden beoordeeld op basis van de aanpassing aan de afvoergegevens. Statistische toetsen zijn alleen bruikbaar om verdelingen eventueel te verwerpen en vaak is hun kritisch vermogen hiervoor te gering. Het is zeker niet mogelijk op deze manier een bepaalde verdeling als 'beste' verdeling aan te merken. De keuze moet vooralsnog worden gebaseerd op een visuele beoordeling van de mate van aanpassing van de frequentie-verdelingen aan de waarnemingen. De bepaling van de maatgevende afvoer wordt daarna gebaseerd op een middeling van de uitkomsten van de verdelingen die visueel een goede aanpassing geven.

In het volgende hoofdstuk wordt een statistische methode gebruikt om een vergelijking met de methodiek van de Commissie Rivierdijken te kunnen maken en een indicatie te geven over de maatgevende afvoer die bij de huidige inzichten zou worden berekend.

2.2 Statistiek van hoge afvoeren

Voordat een statistische analyse van hoge afvoeren kan worden uitgevoerd moet een keuze gemaakt worden tussen twee typen gegevens: de serie *jaarmaxima* of een serie van *afvoerpieken* boven een bepaalde ondergrens. Deze laatste wordt een *partiële* serie genoemd.

Bij de frequentie-analyse op piekafvoeren is het belangrijk, dat de afvoeren onafhankelijk zijn van elkaar, dat wil zeggen, ze moeten niet tot dezelfde afvoergolf behoren. De grens van het kalenderjaar (1 januari) ligt midden in de periode met maximale afvoeren op de Rijn bij Lobith, hetgeen kan resulteren in een situatie waarbij twee jaarmaxima van opeenvolgende jaren tot dezelfde afvoergolf behoren. Door de grens van het hydrologische jaar te leggen in de periode met de laagste afvoeren wordt een dergelijke situatie voorkomen.

De jaarmaxima zijn dus de hoogste afvoerwaarden in een hydrologisch jaar. In Nederland loopt het hydrologische jaar van september tot eind augustus van het volgende jaar. Daar de extreme afvoeren vrijwel altijd in de winter voorkomen, kan door deze definitie van het hydrologische jaar voorkomen worden dat twee pieken in dezelfde winterperiode als jaarmaxima worden aangewezen (hetgeen bij een kalenderjaar waarschijnlijk zou zijn, met als voorbeeld de afvoer van 1925/26) en dus mogelijk niet onafhankelijk zouden zijn.

Voor partiële series hoeft geen hydrologisch jaar te worden gedefinieerd. Alle afvoerpieken boven een bepaalde gekozen minimale waarde worden in de analyse betrokken. Bij partiële series wordt geprobeerd de onafhankelijkheid te bereiken door de ondergrens van de serie een minimale waarde te geven en daarnaast een zichtduur in te stellen. Van verschillende pieken die binnen een zichtduur vallen wordt dan alleen de hoogste waarde meegenomen. De keuze van de ondergrens is een afweging tussen de eis van onafhankelijkheid en het behoud van zoveel mogelijk pieken in de serie. Een hoge ondergrens garandeert wel een redelijke onafhankelijkheid, maar kan het aantal pieken sterk reduceren. De combinatie van een ondergrens en een zichtduur voor de selectie is een optimale methode voor de keuze van de afvoerpieken in de partiële serie, maar zekerheid aangaande de onafhankelijkheid is niet te geven.

De keuze tussen de serie jaarmaxima en een partiële serie van afvoerpieken bepaalt ook in hoge mate de toe te passen frequentieverdeling. Jaarmaxima worden meestal benaderd met de Gumbel (Extreme value type I), de Pearson III en de log-Pearson III verdelingen. Partiële series worden benaderd met Pareto-verdelingen, waarvan de exponentiële verdeling een bijzonder geval is.

Van de landen waartoe het stroomgebied van de Rijn behoort gebruikt alleen Nederland de exponentiële verdeling met een partiële serie voor de extrapolatie van piekafvoeren (Mendel, 1986). In de andere landen wordt de bepaling van de extreme afvoer niet afhankelijk gesteld van één enkele verdeling maar wordt gebruik gemaakt van een aantal verschillende verdelingen, zoals de Gumbel, Pearson-III, log-Pearson-III of een andere gamma-verdeling, op basis van jaarmaxima.

De evaluatie van de bepaling van de maatgevende afvoer te Lobith, behorende bij een gemiddelde herhalingsjijd van $T = 1250$ jaar op basis van een statistische analyse van hoge afvoeren omvat twee delen:

1. evaluatie van de gevolgde procedure voor de bepaling van de maatgevende afvoer voor de Commissie Rivierdijken; en
2. een eventuele alternatieve keuze van een frequentieverdeling en de bijbehorende maatgevende afvoer.

2.2.1 Evaluatie procedure Commissie Rivierdijken

De procedure die is gevolgd voor de bepaling van de maatgevende afvoer is beschreven in twee interimrapporten van Rijkswaterstaat, waarop de uiteindelijke presentatie door de Commissie Rivierdijken is gebaseerd. De interimrapporten zijn aangeduid met de codes WH76.08 en WH76.13, beide gepubliceerd in 1976.

a. Eerste interimrapport

In het eerste interimrapport (nr. WH 76.08) is allereerst vastgesteld dat uit overleg met het KNMI is gebleken dat het met de huidige kennis niet mogelijk is een fysisch maximum te geven voor de afvoer van de Rijn te Lobith.

Uit een groot aantal verschillende series van afvoeren wordt een serie jaarmaxima gekozen. Met statistische toetsen wordt aangetoond dat deze serie (1901...1975) niet afwijkend is van de reeks 1911...1960, waarop de oorspronkelijke maatgevende afvoer van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$ was gebaseerd.

Voor de frequentie-analyse zijn zes verdelingen onderzocht:

- de lineair-exponentiële verdeling
- de normale verdeling
- de log-normale verdeling (2-parameter)
- de Pearson III verdeling
- de log-Pearson III verdeling
- de Gumbel verdeling.

De conclusies in het eerste interimrapport zijn:

- aanbevolen wordt jaarmaxima uit de serie 1901...1975 te gebruiken voor de frequentie-analyse. De beste verdelingen zijn (op basis van parameterschatting met de momentenmethode) de Pearson III, log-Pearson III en Gumbel;
- de geëxtrapoleerde afvoerwaarden voor $T = 1250$ jaar zijn:
 Pearson III: 15.150 m³/s
 log-Pearson III: 16.750 m³/s
 Gumbel: 15.250 m³/s

Statistische toetsen geven geen uitsluitsel aangaande de 'beste' verdeling, zodat een opdracht werd verstrekt aan het Mathematisch Centrum. De resultaten van dit onderzoek zijn verwerkt in het tweede interimrapport.

b. Tweede interimrapport

In het tweede interimrapport (nr. WH 76.13) wordt een aantal belangrijke wijzigingen geïntroduceerd t.o.v. het eerste rapport. Daar dit rapport direct ten grondslag ligt aan het uiteindelijke rapport van de Commissie Rivierdijken, wordt hier een uitgebreidere samenvatting van gegeven. In het rapport worden ook de resultaten van de studie van (Mosonyi, 1972) gepresenteerd over de frequentie-analyse van de waarnemingen bij het meetstation Rees.

Voor de frequentie-analyse zijn de volgende onderwerpen van belang:

- Gevoeligheid voor uitschieters (jaarmaxima).

In het eerste interimrapport zijn de Pearson III, log Pearson III en Gumbel verdelingen als de drie beste verdelingen aangemerkt voor jaarmaxima. In het tweede rapport wordt een toetsing beschreven naar de gevoeligheid van deze drie verdelingen voor variatie in de extreme waarden. Hiertoe werden voor iedere verdeling achtereenvolgens de hoogste, de twee hoogste en de drie hoogste waarnemingen zodanig gewijzigd dat ze elk een waarde kregen die overeenkwam met de berekende waarde volgens die toegepaste verdeling. Met deze nieuwe reeks werd opnieuw de afvoer behorend bij een overschrijdingsfrequentie van 3×10^{-4} uitgerekend. De parameters van de verdelingen zijn geschat met de momenten-methode. Dit gaf de volgende resultaten:

Verdeling	Ongewijzigd	hoogste gewijzigd	2 hoogste gewijzigd	3 hoogste gewijzigd
Pearson III	15.400 m ³ /s	14.600 m ³ /s	14.400 m ³ /s	14.500 m ³ /s
log Pear. III	14.300 m ³ /s	13.600 m ³ /s	13.400 m ³ /s	13.500 m ³ /s
Gumbel	18.300 m ³ /s	18.200 m ³ /s	18.200 m ³ /s	18.300 m ³ /s

Hieruit wordt geconcludeerd, dat geringe wijzigingen in de hoogste afvoerwaarden bij de Pearson III en log Pearson III verdelingen een vrij sterke invloed hebben op de geëxtrapoleerde waarden. Hoewel deze twee verdelingen wel de beste aanpassing geven aan de data, worden ze om die reden niet betrouwbaar geacht voor extrapolatie buiten het waarnemingsbereik. De voorkeur gaat uit naar minder gevoelige verdelingen, die in het tweede interimrapport 'robuuste' verdelingen worden genoemd. Als voorbeeld worden de Gumbel verdeling en de exponentiële verdeling genoemd. Over de theoretisch samenhang tussen deze twee verdelingen wordt gesteld, dat indien een partiële serie voldoet aan de exponentiële verdeling

de jaarmaxima aan de Gumbel-verdeling voldoen. Deze stelling gaat echter slechts op indien in de partiële serie ook alle jaarmaxima voorkomen. Een jaarmaximum dat kleiner is dan de ondergrens van de partiële serie zal niet in deze serie worden opgenomen.

- Statistische bewerking van de afvoertoppen (partiële series)

Een afvoertop op de Rijn wordt gedefinieerd als een afvoermaximum dat binnen 15 dagen voor of na het tijdstip van het maximum debiet wordt overschreden door een ander maximum. Deze 'zichtduur' van 15 dagen is empirisch bepaald. Voor de Maas geldt 8 dagen.

Met dit criterium is een reeks van 819 toppen afgeleid in de periode 1901-1975. Voor de hogere afvoeren ($> 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$) valt de reeks vrijwel samen met de jaarmaxima.

De toetsen op homogeniteit (serie-toets, plus/min toets, autocorrelatie-toets) geven aan, dat de homogeniteit sterk afhankelijk is van het toepassen van een ondergrens op de afvoermaxima en sterk toeneemt naarmate deze ondergrens hoger wordt gelegd.

Bij het uitzetten van de afvoermaxima op half-logaritmisch papier, blijkt er een duidelijke discontinuïteit tussen $3.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$. De grens kan ook worden bepaald voor de exponentiële verdeling en ligt dan tussen $4.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze discontinuïteit wordt geïnterpreteerd als een wijziging in het afvoerregime door de overstroming van uiterwaarden, waardoor een zekere inhomogeniteit in het waarnemingsmateriaal wordt geïntroduceerd. De grens is niet scherp, omdat niet alle uiterwaarden bij eenzelfde afvoer overstromen en er sinds 1930 een duidelijke verlaging is opgetreden in het zomerbed van de Nederrijn en de Bovenrijn, waardoor de grens van overstroming is verhoogd. Om deze redenen wordt de ondergrens van de afvoerpieken gesteld op $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Keuze van de overschrijdingslijn van de Bovenrijnafvoeren.

De overschrijdingslijnen zijn geconstrueerd volgens de exponentiële verdelingsfunctie m.b.v. de methode der grootste aannemelijkheid voor de partiële series (met $Q_0=4.000$ en $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$) en de jaarmaxima (met $Q_0=5.000 \text{ m}^3/\text{s}$). De lijn wordt steiler naarmate de ondergrens omlaag gaat en naarmate de zichtduur wordt verhoogd (van 15 dagen naar 30 dagen, en tot een jaar, waarbij bij benadering de serie jaarmaxima overeenkomt met een partiële serie met een zichtduur van een jaar).

Hoewel in theorie de exponentiële verdeling niet gevoelig is voor de keuze van de ondergrens, is er duidelijk een effect zichtbaar van de discontinuïteit tussen afvoeren van 4.000 en $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Uiteindelijk wordt gekozen voor een overschrijdingslijn met als ondergrens een topafvoer tussen de $4.500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$. De topafvoeren voor een overschrijdingsfrequentie van 3×10^{-4} liggen voor $Q_0=4.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_0=5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ op resp. $18.600 \text{ m}^3/\text{s}$ en $17.800 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat voor de geëxtrapoleerde waarde bij deze frequentie $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt aangehouden. De bijbehorende overschrijdingslijn wordt vastgelegd door als tweede punt de topafvoer van $9.000 \text{ m}^3/\text{s}$ te leggen bij een herhalingstijd van $T=10$ jaar. Met deze lijn kunnen de tussenliggende topafvoeren worden afgeleid (Tabel III in oorspronkelijke rapport). Voor $T=1250$ jaar is de maatgevende afvoer dan $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$, met als bovengrens (95% betrouwbaarheid) $19.050 \text{ m}^3/\text{s}$. De terugkeertijd van de 1926 afvoergolf (gesteld op $13.000 \text{ m}^3/\text{s}$) is dan 132 jaar.

Uit een toetsing van gescheiden zomer- of winterafvoeren wordt geconcludeerd dat een seizoensgebonden keuze van afvoertoppen geen betere basis vormt voor de bepaling van de overschrijdingslijn dan het gehele jaar.

In de conclusies wordt nog gesteld, dat de verdeling van Gumbel toegepast op jaarmaxima uit de periode van 1901...1975 een overschrijdingslijn geeft, die iets steiler loopt dan de aanbevolen lijn. Voor een eerste benadering van een overschrijdingslijn lijkt deze verdeling goed bruikbaar.

De keuze van de toepassing van de exponentiële verdeling op de partiële reeks ($Q_0 > 5.000 \text{ m}^3/\text{s}$) wordt ondersteund door de resultaten van een onafhankelijk onderzoek door het Mathematisch Centrum. De uitkomsten van dit onderzoek worden in paragraaf d samengevat.

c. Discussie interimrapporten

- Gevoeligheid verdelingen voor veranderingen in extreme waarden

In het tweede interimrapport wordt de gevoeligheid voor uitschieters van de drie genoemde verdelingen bepaald met de momentenmethode. Deze methode is juist zeer gevoelig voor extreme waarden. Bij gebruik van de grootste aannemelijkheid-methode is de gevoeligheid van de Pearson III en log-Pearson III verdelingen veel geringer (zie Sectie 2.2.2). De verworping van de twee Pearson verdelingen lijkt daarom voorbarig. De ongevoeligheid van de Gumbel-verdeling is begrijpelijk, daar het hier een 2-parameterverdeling betreft met een vaste scheefheid. Overigens wordt in (Van Urk, 1978) op pagina 13 gesteld, dat de toepassing van de momentenmethode voor Pearson III tot problemen kan leiden.

De conclusie van de test is alleen gebruikt voor het verwerpen van twee verdelingen, maar op basis van deze test had ook gekozen kunnen worden voor de Gumbel-verdeling met jaarmaxima.

Overigens lijken de waarden behorende bij de Pearson III-verdeling en, met name, de log-Pearson III verdeling veel te laag in vergelijking met de uitkomsten gegeven in het eerste interimrapport.

- Keuze type extreme afvoeren en de bijbehorende frequentieverdeling

Het belangrijkste verschil tussen de methoden die aan de basis liggen van de analyses zoals beschreven in de twee interimrapporten is gebaseerd op de keuze van het type van de serie extreme afvoeren. Deze keuze bepaalde tevens het type verdeling. In het eerste interimrapport is de analyse gebaseerd op jaarmaxima, waardoor de keuze viel op hiervoor geëigende verdeling (Gumbel, Pearson III en log-Pearson III).

In het tweede interimrapport wordt overgestapt op een partiële serie van afvoerpieken, waarvoor de exponentiële verdeling meer geëigend is. De keuze voor deze verdeling wordt ondersteund door het onderzoek van het Mathematisch Centrum.

De argumentatie voor de overstap naar een partiële serie is verwoord in (Van der Made, 1987):

- het gebruik van jaarmaxima gaf geen bevredigende resultaten, omdat de geëxtrapoleerde waarden van de drie verdelingen teveel uiteenliepen;
- door de toepassing van een partiële serie wordt meer informatie meegenomen in de analyse.

Hier kan tegenin worden gebracht, dat de Gumbel verdeling uit de gevoeligheidsanalyse als stabiele verdeling naar voren kwam, en dus als basis voor de extrapolatie had kunnen worden gebruikt. Daarbij is de uitkomst van de extrapolatie met de Pearson III verdeling vrijwel gelijk aan die met de Gumbel verdeling (resp. 15.250 en $15.150 \text{ m}^3/\text{s}$). Daarom lijkt er geen reden te zijn de toepassing van deze twee verdelingen op jaarmaxima te verwerpen. Het

bezwaar tegen de voorkeur voor de partiële serie boven de jaarmaxima is de onzekerheid bij de eerste over het onafhankelijk zijn van de waarnemingen.

d. Advies Mathematisch Centrum

Het Mathematisch Centrum (MC) heeft Rijkswaterstaat geadviseerd over de toe te passen frequentieverdeling (Groeneboom & Overweel, 1976). Hiertoe heeft het MC de beschikking gekregen over twee typen afvoerreeksen: de piekafvoeren en de jaarmaxima. In overleg met de RWS is al in een vroeg stadium besloten de aandacht te richten op de piekafvoeren, waardoor de Gumbel verdeling automatisch afviel. De Pearson III verdeling wordt in het rapport niet genoemd.

Het MC ging ervan uit, dat de frequentieverdeling van een reeks afvoertoppen boven een bepaalde waarde niet beïnvloed wordt door lagere waarden. Volgens het MC is alleen de exponentiële verdeling ongevoelig voor de keuze van de ondergrens, en daarom de meest geschikte kandidaat voor verdere toetsing. In de studie is nagegaan of de exponentiële verdeling op basis van statistische toetsen moet worden verworpen. Hiertoe zijn de volgende toetsen gebruikt:

- Chi-kwadraat
- Kolmogorov-Smirnov
- Cramer-von Mises
- Anderson-Darling

De laatste twee worden als de krachtigste toetsen beschouwd. Met deze twee toetsen bleek de aanname van een exponentiële verdeling niet te worden verworpen. De aanpassing van de verdeling aan de data was duidelijk beter voor de partiële serie dan voor de jaarmaxima. De Gumbel-verdeling is niet meer toegepast op de jaarmaxima, omdat hiervoor de twee laatst genoemde statistische toetsen nog niet beschikbaar waren. Het MC heeft als alternatief nog gekeken naar de normale en de (2-parameter) log-normale verdelingen. Deze alternatieven moesten worden verworpen op grond van de uitkomst van de twee laatstgenoemde toetsen. Voorts is getoetst in hoeverre de faalkans ('failure rate') debietsafhankelijk is. De exponentiële verdeling is de enige verdeling met een debietsonafhankelijke faalkans. De hypothese van een constante faalkans werd met de toets op deze aanname niet verworpen.

Het MC gaf als eindconclusie dat de exponentiële verdeling toegepast moest worden op de partiële serie met als ondergrens 5000 m³/s.

Discussie:

De keuze van de partiële serie als basis voor de frequentie-analyse betekende een sterke beperking van de mogelijke frequentie-verdelingen. De verwerping van de jaarmaxima sloot het gebruik van daarvoor geëigende verdelingen, zoals de Gumbel (Extreme value Type I) en de Pearson-verdelingen uit. Van de twee bestudeerde alternatieve verdelingen is de normaal verdeling ongeschikt en de (2-parameter) log normale verdeling minder geschikt voor extreme waarden.

Statistische toetsen kunnen niet worden gebruikt als argument voor de keuze van een verdeling. Voor het verwerpen van een verdeling zijn ze meestal niet voldoende kritisch. De exponentiële verdeling, die een bijzonder geval is van de Pareto-verdeling, wordt aanbevolen

voor partiële series. Het is daarom begrijpelijk, dat het MC tot de conclusie kwam dat de exponentiële verdeling goed bruikbaar was voor de extrapolatie van partiële series.

e. Recente studies

In 1984 is opnieuw een onderzoek uitgevoerd naar de maatgevende afvoer van de Rijn te Lobith (Van der Made & de Ronde, 1984). In dit onderzoek zijn enkele kleine correcties toegepast op de oorspronkelijke series die ten grondslag liggen aan de twee genoemde interim-rapporten.

Hoewel in dit rapport wel een eerste studie naar inhomogeniteiten wordt uitgevoerd, wordt alleen gekeken naar inhomogeniteit tussen twee verschillende periodes en niet naar eventuele inhomogeniteit tussen grootte-klassen van afvoeren. Er wordt uitgegaan van de exponentiële methode en niet gekeken naar eventuele alternatieve frequentieverdelingen.

Door (Van der Made, 1987) wordt een uitgebreide beschrijving gegeven van de toegepaste rekenmethoden.

f. Conclusie

In de beschrijving van de procedure zoals vastgelegd in de twee interimrapporten wordt geen duidelijke verantwoording gegeven voor de keuze van de partiële serie als basis voor de analyse. Wel wordt aandacht besteed aan de statistische toetsen en methoden die de keuze voor de exponentiële verdeling moeten onderbouwen. De nadruk wordt daardoor gelegd op de statistische eigenschappen van de verdeling. De studie van de fysica van het afvoergedrag van het stroomgebied van de Rijn blijft buiten beschouwing. Wij menen dat de maatgevende afvoer niet alleen op statistische methoden moet worden bepaald, maar ook op een studie van het afvoergedrag van de Rijn onder extreme omstandigheden. Hierop wordt teruggekomen in sectie 2.3.

2.2.2 Alternatieve frequentieverdelingen

Voor de bepaling van de maatgevende afvoer bij een herhalingstijd van $T = 1250$ jaar hebben wij gebruik gemaakt van zowel de serie jaarmaxima als van de partiële serie van afvoerpieken. Naast de analyse door het Waterloopkundig Laboratorium is door Prof. P. Groeneboom op ons verzoek een onafhankelijke studie uitgevoerd naar de frequentieverdeling van een partiële serie van piekafvoeren. Deze serie is goed vergelijkbaar met de serie die ten grondslag ligt aan de studie voor de Commissie Rivierdijken.

a Frequentie-analyse op basis van jaarmaxima

1 Resultaten Rijnafvoer te Lobith

Voor de evaluatie van de frequentieverdelingen van de jaarmaxima voor de Rijn te Lobith is gebruik gemaakt van de serie van 1901 - 1990. Ten behoeve van een gevoeligheidsanalyse is ook nog een tweede serie aangemaakt. De series zijn:

- LO-NED = Jaarmaxima Lobith volgens Nederlands hydrologisch jaar (sept - aug);
- LO-COR = Jaarmaxima als serie LO-NED, met de waarden voor 1920 en 1926 aangepast conform de RWS-gevoeligheidstest (tweede interim-rapport).

In de series van het meetstation Lobith is de waarde van de 1925/26 afvoer gecorrigeerd op basis van de waarde gegeven in 'Le Bassin du Rhin/Das Rheingebiet', deel B (CHR, 1977). De waarde is verlaagd van 13.000 m³/s naar 12.280 m³/s. Deze waarde komt goed overeen met de waarden in de stations Keulen en Rees (resp. 11.100 m³/s en 12.300 m³/s). Tussen Keulen en Rees komen de zijrivieren Ruhr en Lippe nog bij de hoofdriever, maar tussen Rees en Lobith treedt vrijwel alleen damping op van de afvoergolf. Het meetstation Rees ligt 25 km bovenstrooms van Lobith. De afstand Keulen-Lobith is 174 km.

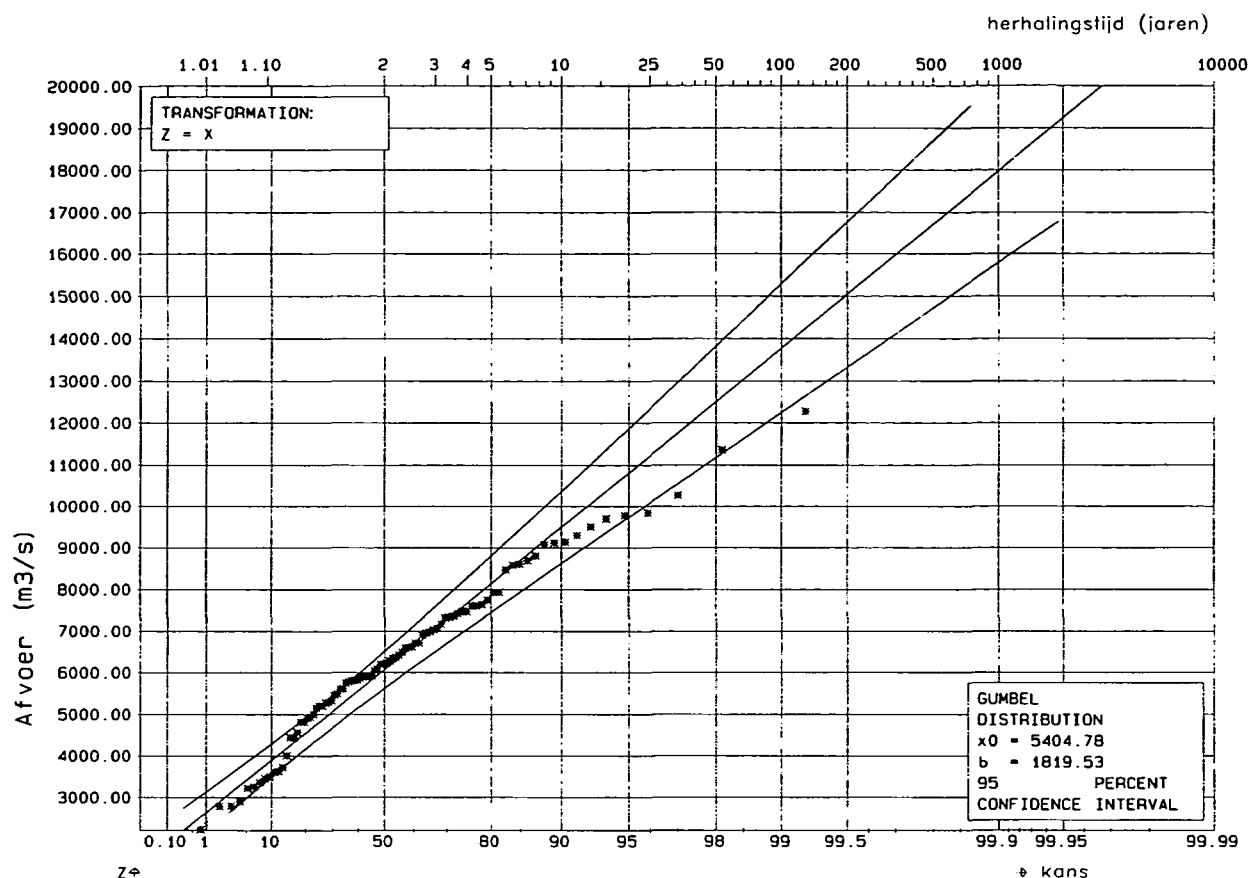
De hier toegepaste series zijn niet gecorrigeerd voor de veranderingen in de piekafvoeren door de rivierwerken in Duitsland. De series zijn dus inhomogeen. De afvoergegevens van de Duitse stations zijn door hydrologische berekeningen gehomogeniseerd, maar het meest benedenstroomse station waarvoor dergelijke gegevens beschikbaar zijn is Keulen. Wij geven als aanbeveling om voor toekomstige berekeningen de afvoeren bij Lobith te homogeniseren. Het effect van homogeniseren van de historische afvoergegevens is beschreven in sectie 2.3.2.

Met de twee series zijn voor een aantal frequentieverdelingen de afvoeren behorende bij een bepaalde gemiddelde herhalingstijd uitgerekend. De maatgevende afvoer is berekend op basis van de serie LO-NED. De serie LO-COR is toegevoegd voor een analyse van de gevoeligheid van de frequentie-verdelingen voor veranderingen in de waarden van de twee hoogste historische afvoeren. De resultaten zijn weergegeven in Tabellen 2.1-2.4. Voor het bepalen van de parameters is gebruik gemaakt van de grootste aannemelijkheids-methode voor de Gumbel-verdeling en een gemodificeerde grootste aannemelijkheids-methode voor de Pearson-III en de log-normale verdeling. Deze laatste methode is ontwikkeld door WL. De resultaten zijn afgerond op 25 m³/s.

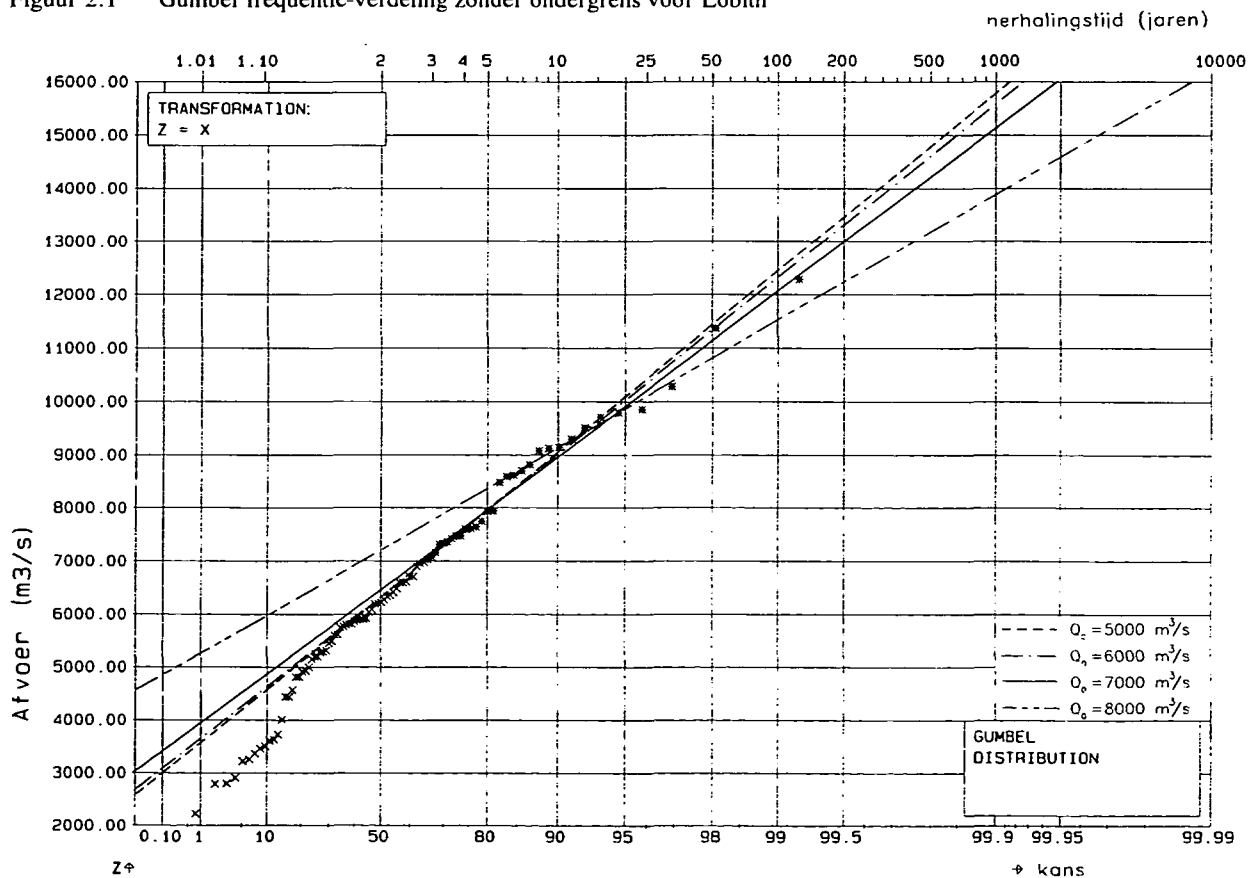
- Gumbel verdeling.

De Gumbel verdeling (Extreme value Type I) is speciaal geschikt voor het benaderen van series gebaseerd op jaarmaxima. Bij een eerste toepassing van de verdeling op de serie piekafvoeren bij Lobith werd een duidelijke discontinuïteit zichtbaar voor de hoogste afvoeren (Figuur 2.1). De piekafvoeren nemen bij grotere herhalingstijden minder snel toe dan de verdeling aangeeft. Deze discontinuïteit in de Gumbel-verdeling is zichtbaar in alle stations langs de Rijn vanaf de samenvloeiing met de Aare in Zwitserland. Mogelijke fysische verklaringen voor dit verschijnsel worden besproken in sectie 2.3.

Hieruit volgt, dat de Gumbel-verdeling ontoereikend is om het volledige bereik van de afvoerwaarden te benaderen, omdat er een overschatting optreedt van de geëxtrapolerde



Figuur 2.1 Gumbel frequentie-verdeling zonder ondergrens voor Lobith



Figuur 2.2 Gumbel frequentie-verdeling met vier verschillende ondergrenzen voor Lobith (geen betrouwbaarheidsgrenzen getekend).

waarden. Voor een goede aanpassing aan de extreme afvoeren moet een ondergrens worden toegepast op de data. De keuze van de ondergrens zou moeten worden gebaseerd op kennis van het afvoergedrag van het stroomgebied. Daarbij zou zowel aandacht moeten worden besteed aan de fysische interpretatie van de afwijking waarop de ondergrens wordt gebaseerd, als aan de aannemelijkheid van een verder homogene serie extreme afvoeren boven deze ondergrens. Bij het toepassen van extrapolatie boven deze grens wordt hier vanuit gegaan.

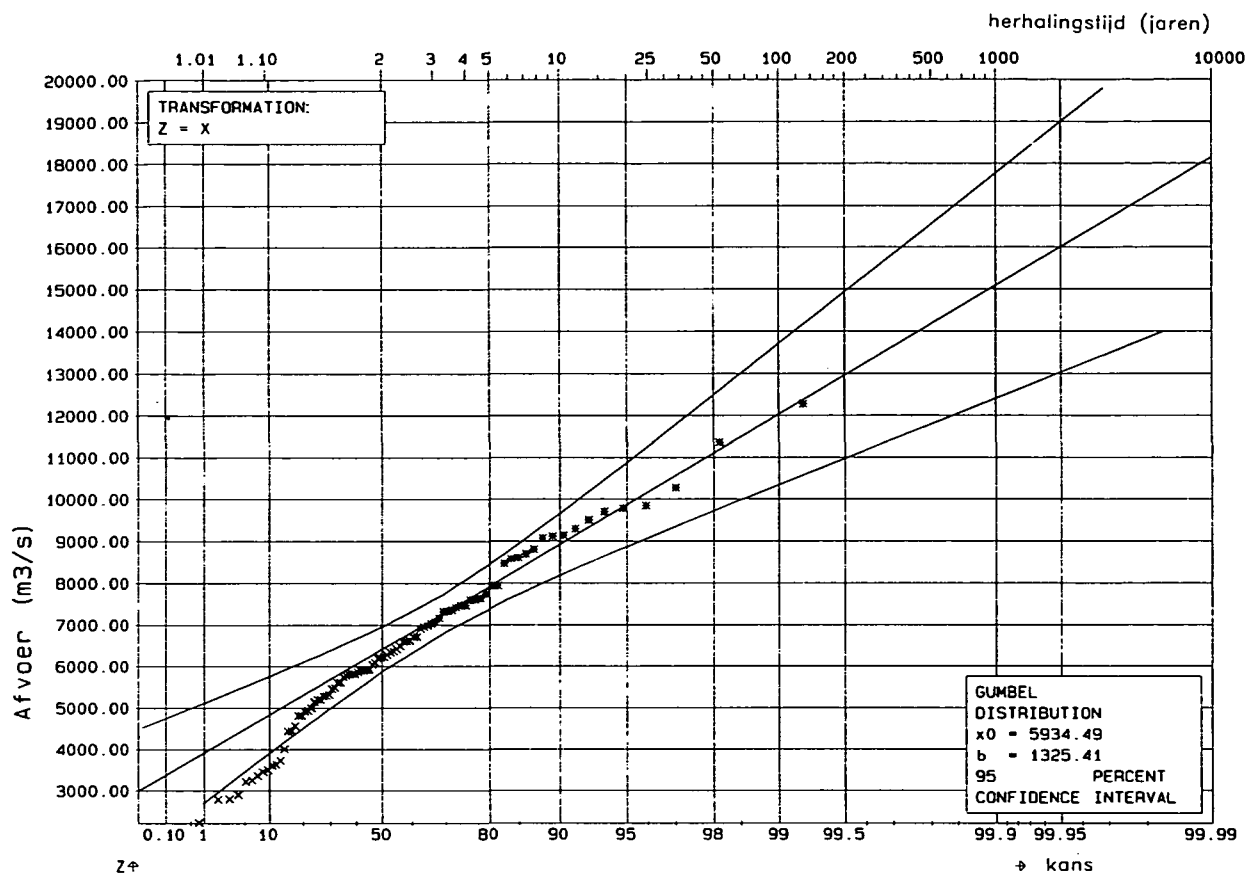
Om de invloed van de keuze van de ondergrens bij de Gumbel verdeling te toetsen, is voor de reeks LO-NED de afvoeren behorende bij verschillende herhalingstijden uitgerekend met zes verschillende waarden voor de ondergrens Q_0 (Tabel 2.1). Hieruit blijkt dat bij toenemende Q_0 de geëxtrapoleerde waarden voor de langere herhalingstijden sterk afnemen, met de grootste verandering tussen de ondergrenzen $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $8.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Figuur 2.2). De afname in maatgevende afvoer is circa $1300 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een nog hogere waarde van de ondergrens is de verandering weer gering.

	$Q_0 = 5000$	$Q_0 = 6000$	$Q_0 = 7000$	$Q_0 = 7500$	$Q_0 = 8000$	$Q_0 = 8500$
Aantal waarnemingen:	70	49	31	22	16	15
T	Afvoer (m^3/s)					
2	6.225	6.275	6.425	6.550	7.175	7.200
5	7.875	7.875	7.925	7.975	8.325	8.350
10	8.975	8.925	8.925	8.925	9.100	9.100
25	10.350	10.275	10.175	10.150	10.075	10.075
50	11.350	11.275	11.100	11.025	10.775	10.775
100	12.375	12.250	12.025	11.925	11.500	11.500
250	13.700	13.550	13.250	13.075	12.425	12.425
500	14.700	14.525	14.175	13.975	13.150	13.125
1000	15.725	15.525	15.075	14.850	13.850	13.825
1250	16.050	15.825	15.375	15.125	14.075	14.050
2500	17.050	16.800	16.300	16.025	14.775	14.750
5000	18.050	17.800	17.225	16.900	15.500	15.475
10000	19.050	18.775	18.150	17.775	16.200	16.175

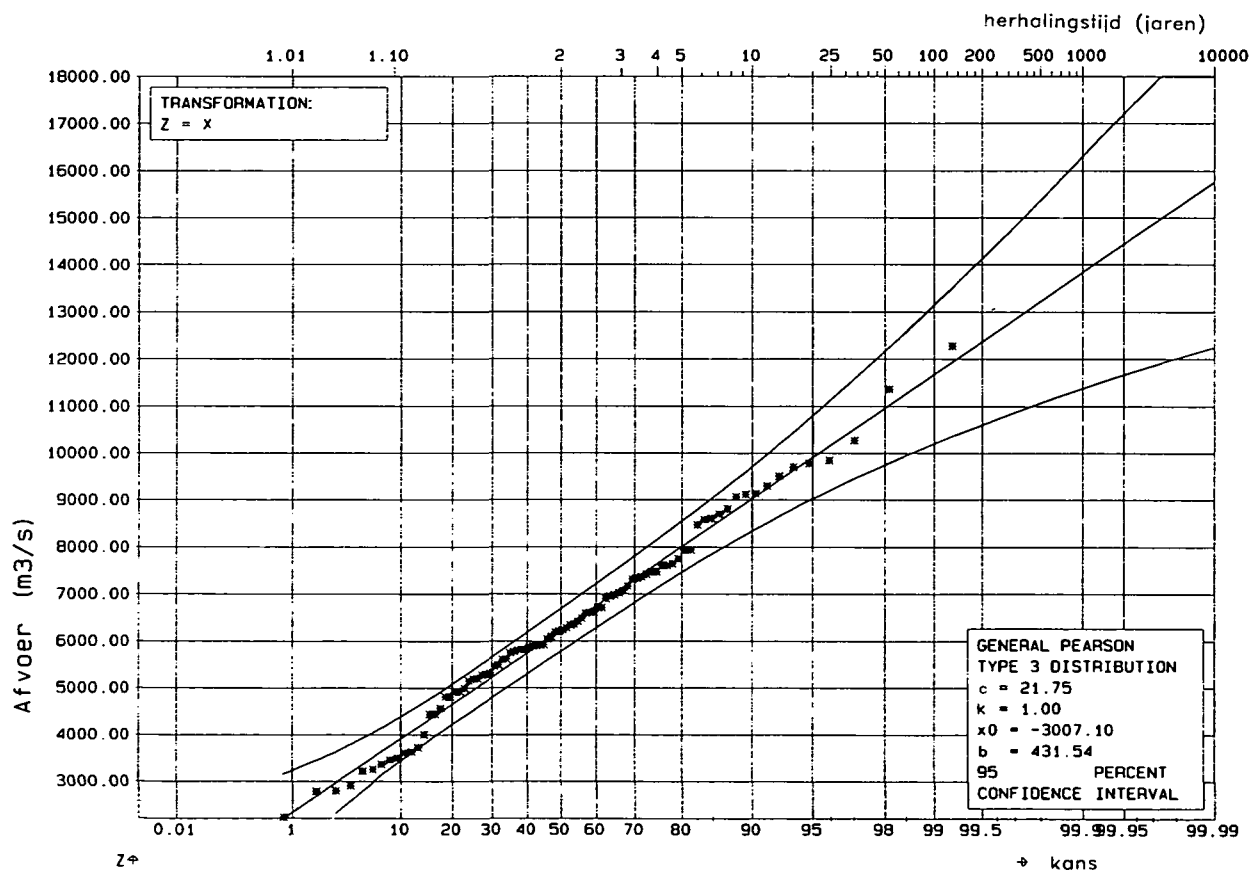
Tabel 2.1 Reeks LO-NED met Gumbel verdeling voor verschillende ondergrenzen Q_0 .

Als deze twee waarden worden toegepast als ondergrens voor de Gumbelverdeling, dan ligt de maatgevende afvoer tussen 14.075 en $15.375 \text{ m}^3/\text{s}$, waarbij de laagste waarde overeenkomt met een ondergrens van $Q_0 = 8.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Daar een onderbouwing van de keuze van de ondergrens op basis van de fysica van het stroomgebied nog niet mogelijk is, is op basis van een visuele beoordeling van de beste aanpassing van de frequentieverdeling aan de meetgegevens (Figuur 2.3) de keuze gevallen op een ondergrens van $Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Hierbij moet worden opgemerkt, dat de positie van de meest extreme waarden sterk afhankelijk is van de gekozen formule waarmee de waarnemingen in de figuren worden geplot (bijvoorbeeld Weibull, Chegodayev en Gringorten). In



Figuur 2.3 Gumbel frequentie-verdeling met ondergrens op 7000 m³/s voor Lobith



Figuur 2.4 Pearson III frequentie-verdeling voor Lobith

De uiteindelijke keuze van de juiste ondergrens kan echter alleen worden gemaakt na een studie van het fysische systeem van het stroomgebied van de Rijn, zoals beschreven in sectie 2.3. In afwachting van een nader onderzoek bevelen we aan voorlopig een conservatieve waarde van $Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ als ondergrens te gebruiken (Figuur 2.3).

Voor de ondergrens van $Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ zijn in Tabel 2.2 de resultaten gegeven van de Gumbel-verdeling voor de historische (LO-NED) en aangepaste (LO-COR) reeksen.

	LO-NED	LO-COR
Aantal waarnemingen:	31	30
T	afvoer	(m^3/s)
2	6.425	6.450
5	7.925	7.925
10	8.925	8.875
25	10.175	10.100
50	11.100	11.025
100	12.025	11.925
250	13.250	13.100
500	14.175	14.000
1000	15.075	14.900
1250	15.375	15.175
2500	16.300	16.075
5000	17.225	16.975
10000	18.150	17.875

Tabel 2.2 Gumbel verdeling (Extreme value type I) met ondergrens $Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$

De maatgevende afvoer voor een herhalingstijd van $T = 1250$ jaar met de Gumbel-methode bedraagt circa $15.375 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Pearson-III verdeling

Ook de Pearson-III verdeling (en de daarop gebaseerde log-Pearson-III verdeling) is geschikt voor het benaderen en extrapoleren van jaarmaxima. De Pearson-III verdeling geeft een goede aanpassing aan de waarnemingen over het gehele bereik (Figuur 2.4), zonder een duidelijke discontinuïteit. Daar hier geen ondergrens op de afvoeren wordt toegepast, worden alle 90 jaarmaxima in de extrapolatie betrokken.

De geëxtrapolerde waarden zijn weergegeven in Tabel 2.3.

	LO-NED	LO-COR
T	Afvoer (m ³ /s)	
2	6.225	6.275
5	8.025	8.000
10	9.025	9.000
25	10.175	10.100
50	10.950	10.850
100	11.675	11.525
250	12.575	12.375
500	13.225	12.975
1000	13.850	13.575
1250	14.025	13.750
2500	14.625	14.300
5000	15.200	14.850
10000	15.750	15.350

Tabel 2.3 Pearson-III verdeling

Op basis van toepassing van de Pearson-III verdeling is de afvoer behorende bij een herhalingsstijd van $T=1250$ jaar circa 14.025 m³/s.

De log-Pearson-III verdeling is wel geprobeerd, maar resulteerde in een matige aanpassing en is verder niet uitgewerkt.

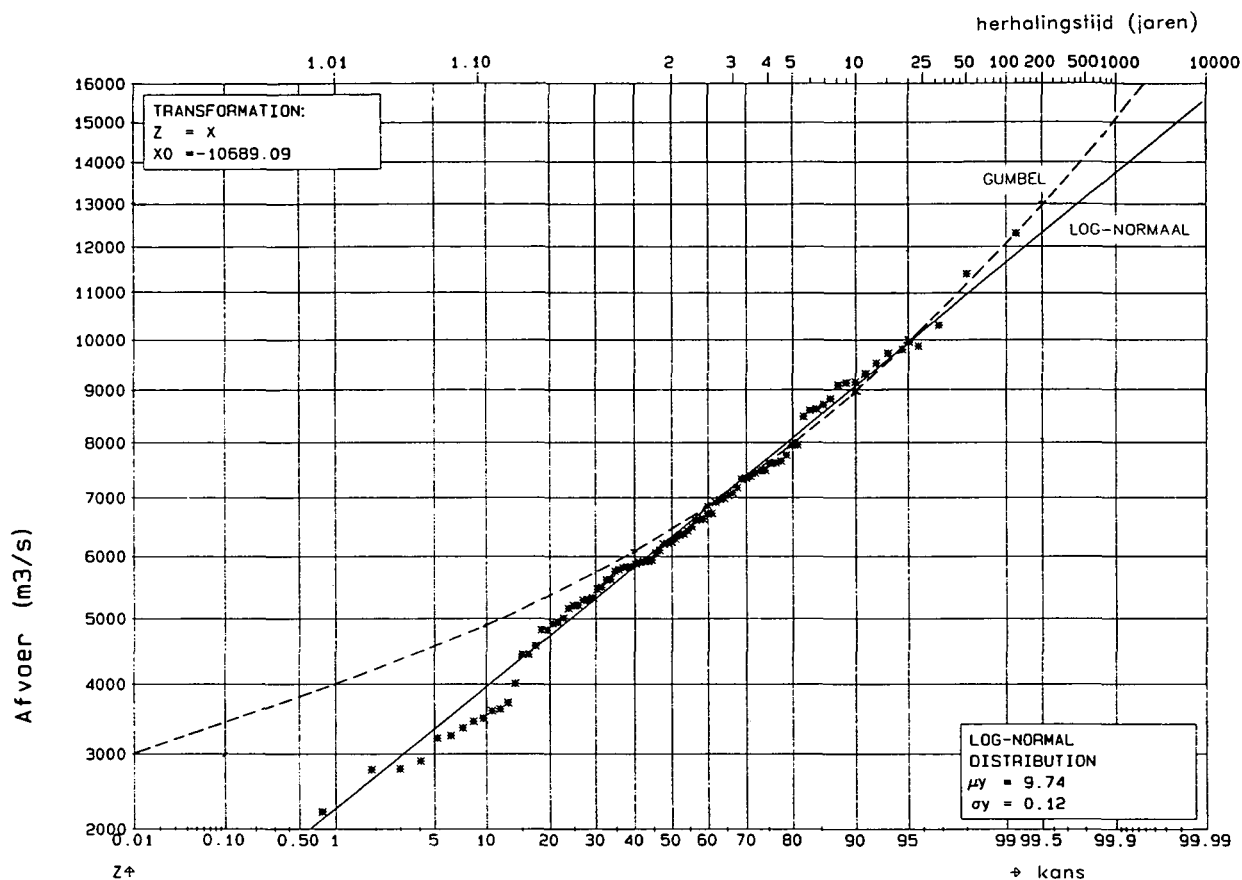
- log-normale verdeling (3-parameter)

Hoewel de log-normale verdeling niet speciaal is ontworpen voor extreme waarden, geeft de toepassing van deze verdeling een goede aanpassing aan de data. Ook bij deze verdeling is geen discontinuïteit zichtbaar, zodat alle 90 waarnemingen worden meegenomen in de extrapolatie. De resultaten zijn vermeld in Tabel 2.4.

	LO-NED	LO-COR
T	Afvoer (m ³ /s)	
2	6.250	6.300

Tabel 2.4 log-normale verdeling (3-parameter)

Met de log-normale verdeling wordt een maatgevende afvoer gevonden van circa 13.825 m³/s voor $T=1250$ jaar.



Figuur 2.5 Log-normale en Gumbel ($Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$) frequentie-verdelingen voor Lobith

In Figuur 2.5 worden de frequentielijnen van de Gumbel ($Q_0 = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$) en van de log-normale verdeling gegeven. De frequentielijn van de Pearson-III verdeling valt vrijwel samen met die van de log-normale verdeling.

- Gevoeligheidstest

Als de waarden van de twee hoogste afvoeren worden verlaagd (serie LO-COR) ten opzichte van de oorspronkelijke serie LO-NED, heeft dit invloed op de geëxtrapoleerde piekafvoeren (Tabellen 2.2, 2.3 en 2.4). De bespreking van de gevoeligheid is gebaseerd op de waarden behorende bij een gemiddelde herhalingsstijd van $T = 1250$ jaar.

Voor de Gumbel verdeling is het verschil circa $200 \text{ m}^3/\text{s}$, terwijl voor de Pearson III en log-normale verdelingen het verschil circa $275 \text{ m}^3/\text{s}$ bedraagt. Met name voor de Pearson-III verdeling is deze gevoeligheid beduidend minder dan beschreven in het tweede interimrapport. Dit kan worden verklaard uit het verschil in de methode van schatting van de parameters van de Pearson-verdeling (momenten-methode in RWS-onderzoek versus gemodificeerde grootste aannemelijkheids-methode in huidige onderzoek), zoals eerder beschreven bij de discussie van de twee interimrapporten van RWS.

De berekening van de maatgevende afvoer met de oorspronkelijke waarde van $13.000 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de afvoer van 1926 op basis van de Gumbel verdeling met ondergrens ($Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$) geeft een waarde van circa $15.600 \text{ m}^3/\text{s}$, d.w.z. circa $225 \text{ m}^3/\text{s}$ hoger dan met de gecorrigeerde waarde.

- **Verwachte overschrijdingsfrequentie**

Het feit dat de maatgevende afvoer bij een bepaalde herhalingstijd moet worden afgeleid uit een serie waarnemingen, die slechts een kleine greep is uit de totale reeks van mogelijke afvoeren, resulteert in een onderschatting van de werkelijke waarde. De berekende waarde met een frequentie-verdeling is de mediaan van alle mogelijke waarden. In werkelijkheid is de verdeling van alle mogelijke uitkomsten scheef, waardoor de gemiddelde waarde hoger is dan de mediaan. Door te corrigeren voor dit effect zouden de volgende waarden van de maatgevende afvoer bij $T=1250$ jaar moeten worden gebruikt:

	Maatgevende afvoer	
	(mediaan) m^3/s	(gemiddeld) m^3/s
log-normale verdeling	13.825	14.025
Pearson III verdeling	14.025	14.250

Voor deze correctie moet in beide gevallen dus $200 \text{ m}^3/\text{s}$ worden opgeteld bij de waarde berekend uit de frequentie-verdeling. Voor de Gumbel-verdeling is de correctie-methode nog onbekend, zodat deze achterwege is gelaten.

2 Resultaten Maasafvoer te Borgharen

Dezelfde methode die is toegepast voor de bepaling van de maatgevende afvoer bij Lobith voor de Commissie Rivierdijken is door Rijkswaterstaat toegepast voor de bepaling van de maatgevende afvoer van de Maas bij het meetstation Borgharen. Deze waarde is bepaald op $3.650 \text{ m}^3/\text{s}$ voor een gemiddelde herhalingstijd van $T=1250$ jaar. De zichtduur voor de samenstelling van de partiële serie van de piekafvoeren is 8 dagen, omdat afvoergolven op de Maas korter duren dan op de Rijn (zichtduur 15 dagen).

Voor de frequentie-analyse van de afvoerpieken van de Maas hebben wij gebruik gemaakt van een serie jaarmaxima bij Borgharen van 1911-1990. De volgende frequentie-verdelingen zijn toegepast:

- log-normaal (3-parameter)
- Pearson III
- log-Pearson III
- Gumbel

Van deze vier typen laten de log-normale en de log-Pearson III verdelingen een matige aanpassing van de waarnemingen aan de verdelingen zien. Deze verdelingen zijn daarom niet in beschouwing genomen. Voor de Gumbel-verdeling zijn drie ondergrenzen toegepast op de serie jaarmaxima, omdat door de aanwezigheid van stuwen in de Maas een discontinuïteit optreedt in de serie jaarmaxima bij een afvoer van circa $1200 \text{ m}^3/\text{s}$ (zie sectie 2.3). De resultaten van de verschillende verdelingen zijn gegeven in Tabel 2.5.

	Pearson III	Gumbel Geen Q_0	Gumbel $Q_0=1000$	Gumbel $Q_0=1200$	Gumbel $Q_0=1500$	Gumbel $Q_0=1800$
Aantal waarnemingen:	81	81	67	54	32	17
T	afvoer (m^3/s)					
2	1.350	1.325	1.350	1.350	1.400	1.500
5	1.750	1.775	1.725	1.725	1.725	1.775
10	2.000	2.075	1.975	1.975	1.950	1.975
25	2.250	2.450	2.300	2.275	2.225	2.225
50	2.450	2.725	2.525	2.525	2.450	2.400
100	2.625	3.000	2.775	2.750	2.650	2.575
250	2.850	3.375	3.075	3.050	2.925	2.800
500	3.000	3.650	3.300	3.275	3.150	2.975
1000	3.150	3.925	3.525	3.500	3.350	3.175
1250	3.200	4.025	3.600	3.575	3.400	3.225
2500	3.350	4.300	3.850	3.825	3.625	3.400
5000	3.475	4.575	4.075	4.050	3.825	3.575
10000	3.625	4.850	4.300	4.275	4.025	3.750

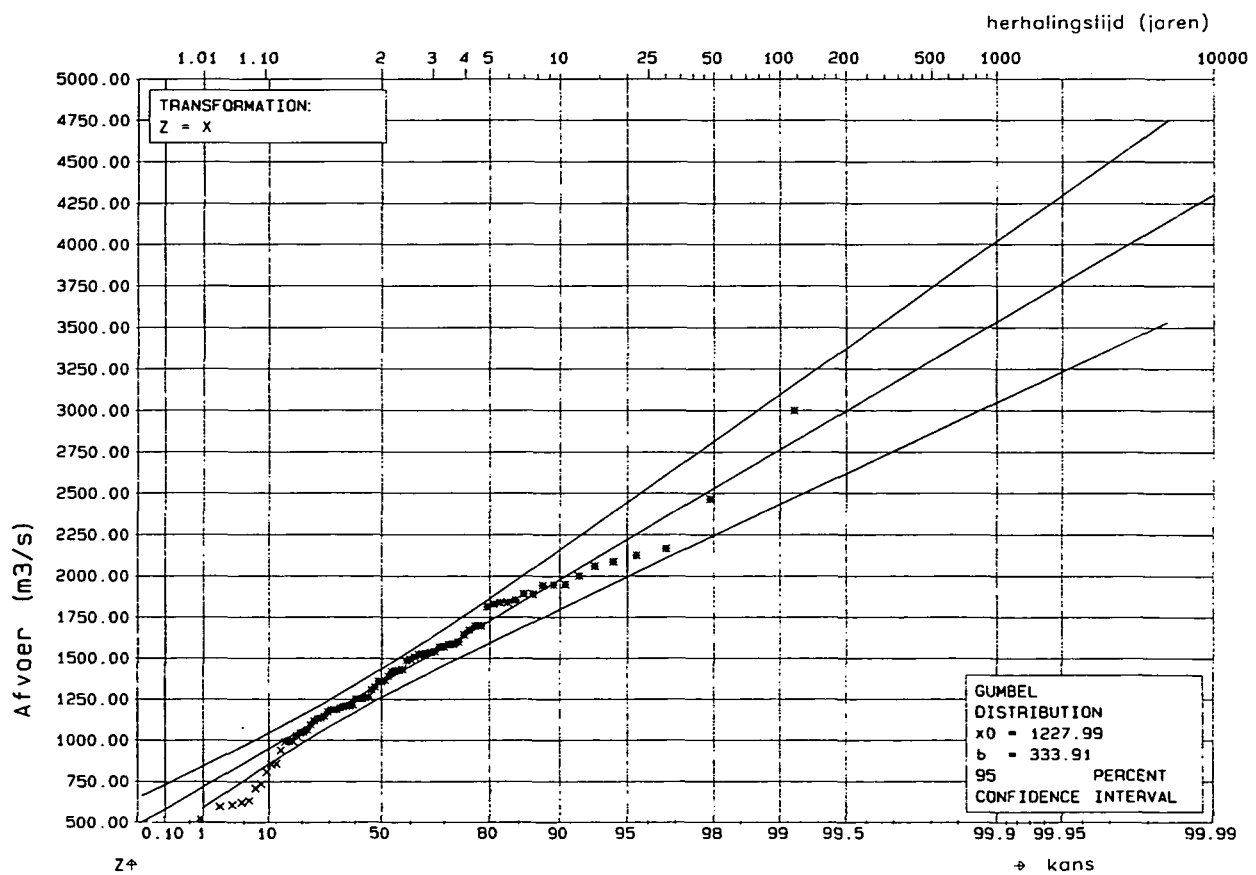
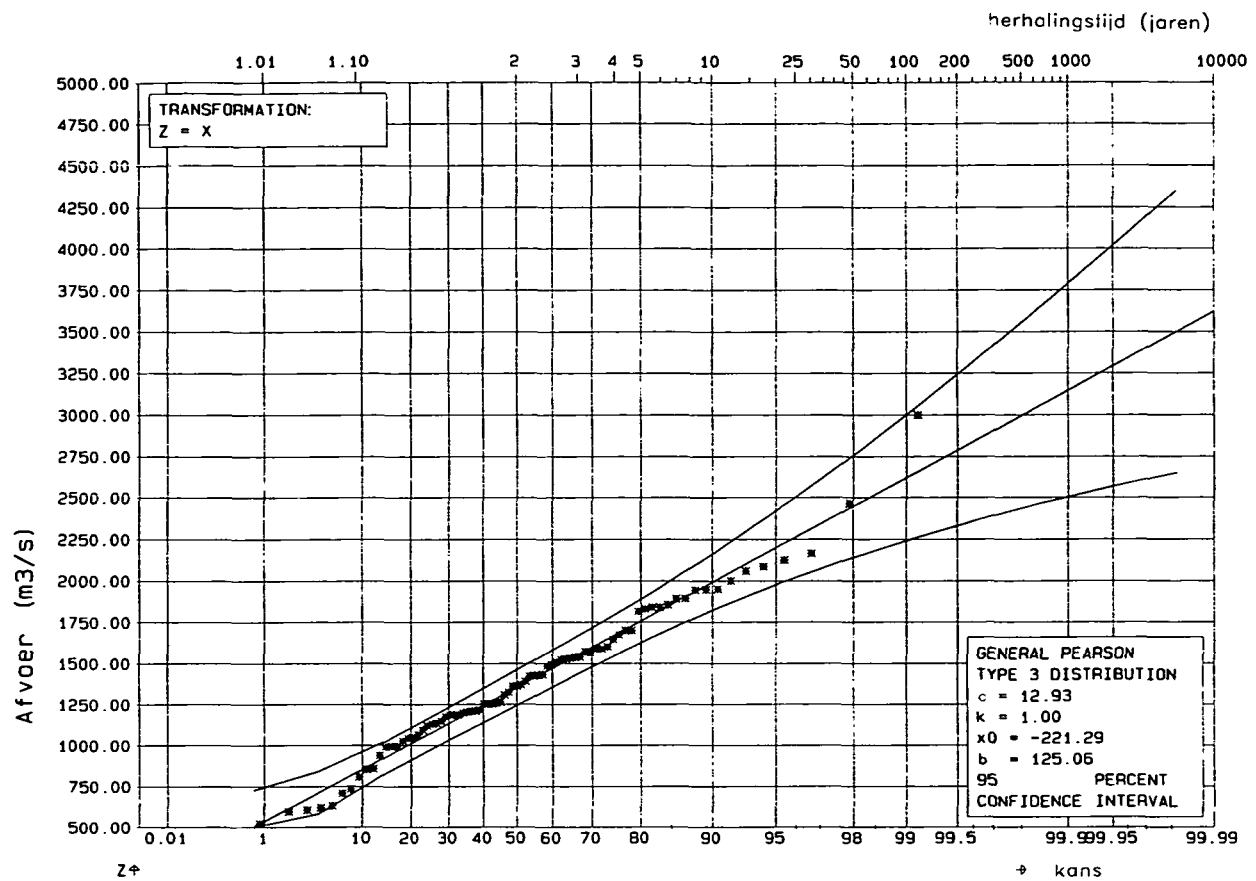
Tabel 2.5 Resultaten frequentie-analyse piekafvoeren Maas (m^3/s) voor verschillende ondergrenzen van de Gumbelverdeling

De resultaten lopen niet ver uiteen, maar ook hier is er een duidelijke afname in de geëxtrapoleerde waarden van de Gumbel-verdeling naarmate de ondergrens Q_0 hoger wordt gekozen. Op basis van visuele beoordeling van de plots van de verdelingen geven de Pearson III en de Gumbel-verdeling met $Q_0 = 1000 m^3/s$ de beste resultaten. In Figuur 2.6 zijn de frequentielijnen van de Gumbel en Pearson verdeling weergegeven. De geëxtrapoleerde waarden voor $T = 1250$ jaar zijn resp. $3.200 m^3/s$ en $3.600 m^3/s$ (Tabel 2.5).

b. Frequentie-analyse op basis van afvoerpieken

- Onderzoek maatgevende afvoer door Prof. P. Groeneboom.

Onafhankelijk van de bovenstaande studie, is in opdracht van het WL door Prof. P. Groeneboom van de TU Delft een berekening uitgevoerd naar de maatgevende afvoer voor verschillende herhalingstijden (Groeneboom, 1992). Dit onderzoek is gebaseerd op statistische technieken die de laatste tien jaar zijn ontwikkeld en als zodanig nog niet beschikbaar waren tijdens de werkzaamheden van de Commissie Rivierdijken. Groeneboom maakt gebruik van een speciaal geval van de Pareto verdeling, waarbij sprake is van een bovengrens. De parameter schatting is gebaseerd op de grootste aannemelijkheidsmethode. Het onderzoek is uitgevoerd op alle afvoerpieken die voldoen aan de zichtduur van 15 dagen en boven een gekozen ondergrens van $5.000 m^3/s$ liggen. De resultaten van dit onderzoek zijn direct vergelijkbaar met de uitkomsten van de studie voor de Commissie Rivierdijken, die van een vergelijkbare, maar kortere reeks, is uitgegaan. Groeneboom maakt gebruik van twee partiële series, die alleen afwijken in hun waarde voor de piekafvoer van 1926 (resp. 12.280 en $13.000 m^3/s$). Voor de serie met $Q_{1926=12.280}$ is de berekende maatgevende afvoer $13.950 m^3/s$ voor $T = 1250$ jaar. Voor $Q_{1926=13.000}$ is deze waarde $14.450 m^3/s$.



Figuur 2.6 Pearson III en Gumbel ($Q_0 = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$) frequentie-verdelingen voor Borgharen

Dezelfde analyse met partiële series gebaseerd op een hogere bovengrens (6000 en 7000 m³/s) geeft vergelijkbare resultaten.

De integrale tekst van het verslag van onderzoek van Prof. Groeneboom is afgedrukt in Appendix A.

- Op basis van dezelfde partiële serie die is gebruikt in het onderzoek van Prof. Groeneboom (met $Q_{1926}=12.280 \text{ m}^3/\text{s}$) is door ons een frequentie-analyse uitgevoerd met de algemene Pareto verdeling. De ondergrens, waarop de partiële serie is gebaseerd, is gevarieerd van 5000 to 7000 m³/s in stappen van 250 m³/s. De parameter schatting is gebaseerd op de momentenmethode die in theorie voor de voorliggende serie de meest betrouwbare resultaten geeft. De waarden voor de maatgevende afvoer bij verschillende ondergrenzen zijn redelijk stabiel. De gemiddelde waarde is 14.415 m³/s, met een standaard-deviatie van 240 m³/s.

c. Onderzoek Kwadijk & Middelkoop.

(Kwadijk & Middelkoop, 1992) hebben op een geheel andere statistische manier ook de maatgevende afvoer bepaald voor de Rijn te Lobith. In hun studie is een relatie gelegd tussen de gemiddelde maandafvoeren en klassen van piekafvoeren. Een uitgebreide beschrijving van de door hen gevolgde methode is beschreven in sectie 2.4.3. De berekende waarde voor $Q_{t=1250}$ is 14.300 m³/s. Voor een studie van de maatgevende afvoer voor herhalingstijd van $T=1250$ jaar is de gebruikte tijdreeks van 25 jaar echter feitelijk te kort. Er is geen berekening gemaakt voor de Maas.

2.2.3 Conclusies

Op basis van een evaluatie van de gevolgde procedure en van de boven beschreven alternatieve frequentieverdelingen komen wij tot de volgende conclusies:

1. Principe van bepaling maatgevende rivierafvoeren:

Het bepalen van de maatgevende afvoer van een rivier zou gebaseerd moeten worden op een combinatie van de volgende drie stappen:

- toetsing van de homogeniteit van de series waarnemingen die onderworpen worden aan statistische analyse;
- extrapolatie van de historische afvoergegevens door middel van frequentie-verdelingen; en
- interpretatie van de geëxtrapolerde waarden op basis van kennis van het fysisch gedrag van het stroomgebied onder extreme omstandigheden, bij voorkeur verkregen door toepassing van hydrologische/hydraulische modellering van dat stroomgebied.

2. Procedure bepaling maatgevend afvoer van de Rijn en Maas voor de Commissie Rivierdijken

Door het ontbreken van een goed hydrologisch/hydraulisch model voor de stroomgebieden van de Rijn en de Maas was het niet mogelijk de gebruikte extrapolatiemethoden op hun fysische juistheid te controleren. De procedure voor de bepaling

van de maatgevende afvoer voor de Commissie Rivierdijken moest daarom beperkt blijven tot een statistische beschrijving van de piekafvoeren. Ten aanzien van de uitgevoerde statistische analyse concluderen wij dat:

- de keuze van een partiële serie van piekafvoeren als basis voor de frequentie-analyse het gebruik van een exponentiële verdeling impliceerde, daar de Gumbel en Pearson III verdelingen niet bruikbaar zijn voor partiële series;
- er geen aanleiding is voor het verwerpen van de jaarmaxima als basis voor de frequentie-analyse;
- de toetsing van geschikt frequentie-verdelingen daarom uitgevoerd had moeten worden voor zowel de partiële serie van piekafvoeren als voor de serie van jaarmaxima.

3. Bepaling maatgevende afvoer met alternatieve frequentieverdelingen

a. Methode

- Daar het gebruik van partiële series geen zekerheid geeft ten aanzien van de onafhankelijkheid van de verschillende pieken in de serie is de voorkeur gegeven aan een frequentie-analyse op basis van jaarmaxima (hydrologisch jaar september - augustus). Voor dit type waarnemingen zijn de Pearson III en de Gumbel (Extreme value Type I) verdelingen geschikt;

b. Rijn afvoer te Lobith

- bij de toepassing van de Gumbel-verdeling is er een duidelijke discontinuïteit in de afvoerreeks. Deze discontinuïteit maakt de toepassing van een ondergrens (Q_0) noodzakelijk. Bij de Rijn te Lobith ligt de discontinuïteit tussen de $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ en $8.000 \text{ m}^3/\text{s}$. De maatgevende afvoer voor $T=1250$ jaar ligt voor deze ondergrenzen met de Gumbel-verdeling tussen 14.075 en $15.375 \text{ m}^3/\text{s}$;
- op basis van een visuele beoordeling van de Gumbel-verdeling bij verschillende ondergrenzen kan als conservatieve keuze $Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ worden aangehouden. De maatgevende afvoer voor $T = 1250$ jaar ligt met de Gumbelverdeling met een ondergrens van $7.000 \text{ m}^3/\text{s}$ op circa $15.375 \text{ m}^3/\text{s}$;
- bij toepassing van de log-normale verdeling en de Pearson-III verdeling wordt een maatgevende afvoer gevonden van resp. $14.025 \text{ m}^3/\text{s}$ en $14.250 \text{ m}^3/\text{s}$ voor $T=1250$ jaar;
- toepassing van de Pareto-verdeling op partiële series met verschillende ondergrenzen (variërend van 5000 tot $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ in stappen van $250 \text{ m}^3/\text{s}$) resulteerde in een gemiddelde waarde van $14.415 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de maatgevende afvoer. De standaarddeviatie is circa $240 \text{ m}^3/\text{s}$;
- in een onafhankelijk onderzoek heeft Prof. P. Groeneboom een benadering van de gegeneraliseerde Pareto verdeling toegepast op een serie piekafvoeren met een zichtduur van 15 dagen en een ondergrens van $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (partiële serie). De maatgevende afvoer voor $T=1250$ jaar bedraagt $13.950 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de situatie met $Q_{1926} = 12.280 \text{ m}^3/\text{s}$ en $14.450 \text{ m}^3/\text{s}$ voor de situatie met $Q_{1926} = 13.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor partiële series met een hogere ondergrens (6000 en $7000 \text{ m}^3/\text{s}$) zijn de geëxtrapoleerde waarden vrijwel gelijk aan de hier gegeven waarden.

- op basis van een koppeling tussen gemiddelde maandafoeren en klassen van piekafvoeren is door Kwadijk & Middelkoop een maatgevende afvoer voor $T = 1250$ jaar bepaald van circa $14.300 \text{ m}^3/\text{s}$. De gebruikte tijdreeks is echter feitelijk te kort voor een dergelijke extrapolatie.

De waarde van de maatgevende afvoer voor de Rijn bij Lobith voor een herhalingsstijd van $T = 1250$ jaar wordt op basis van een statistische analyse van jaarmaxima gesteld op de gemiddelde waarde van de Gumbel (ondergrens $Q_0 = 7.000 \text{ m}^3/\text{s}$), de Pearson-III en de log-normale verdelingen. Afgerond (op $100 \text{ m}^3/\text{s}$) is de uitkomst circa $14.500 \text{ m}^3/\text{s}$. Deze waarde komt goed overeen met de waarden die zijn bepaald op basis van een partiële serie van afvoerpieken.

De berekende waarde moet nog worden gecorrigeerd voor het effect van de rivierwerken in Duitsland. Deze correctie wordt beschreven in sectie 2.3.

- c. Maasafvoer te Borgharen
 - voor de Maas wordt een maatgevende afvoer berekend tussen $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ (Pearson III) en $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ (Gumbel met ondergrens $Q = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$).

Als dezelfde procedure wordt gevolgd als bij de bepaling van de uiteindelijke waarde van de maatgevende afvoer van de Rijn (middelen) wordt als gemiddelde waarde $3400 \text{ m}^3/\text{s}$ gevonden. Voor de Maas is echter geen parallel-onderzoek uitgevoerd op basis van een partiële serie. Er zijn daarom niet voldoende gegevens beschikbaar om een correctie van de oorspronkelijke waarde te rechtvaardigen.

Om die reden wordt voorgesteld vooralsnog de oorspronkelijke waarde van $3650 \text{ m}^3/\text{s}$ aan te houden als maatgevende afvoer.

2.3 Veranderingen in het stroomgebied

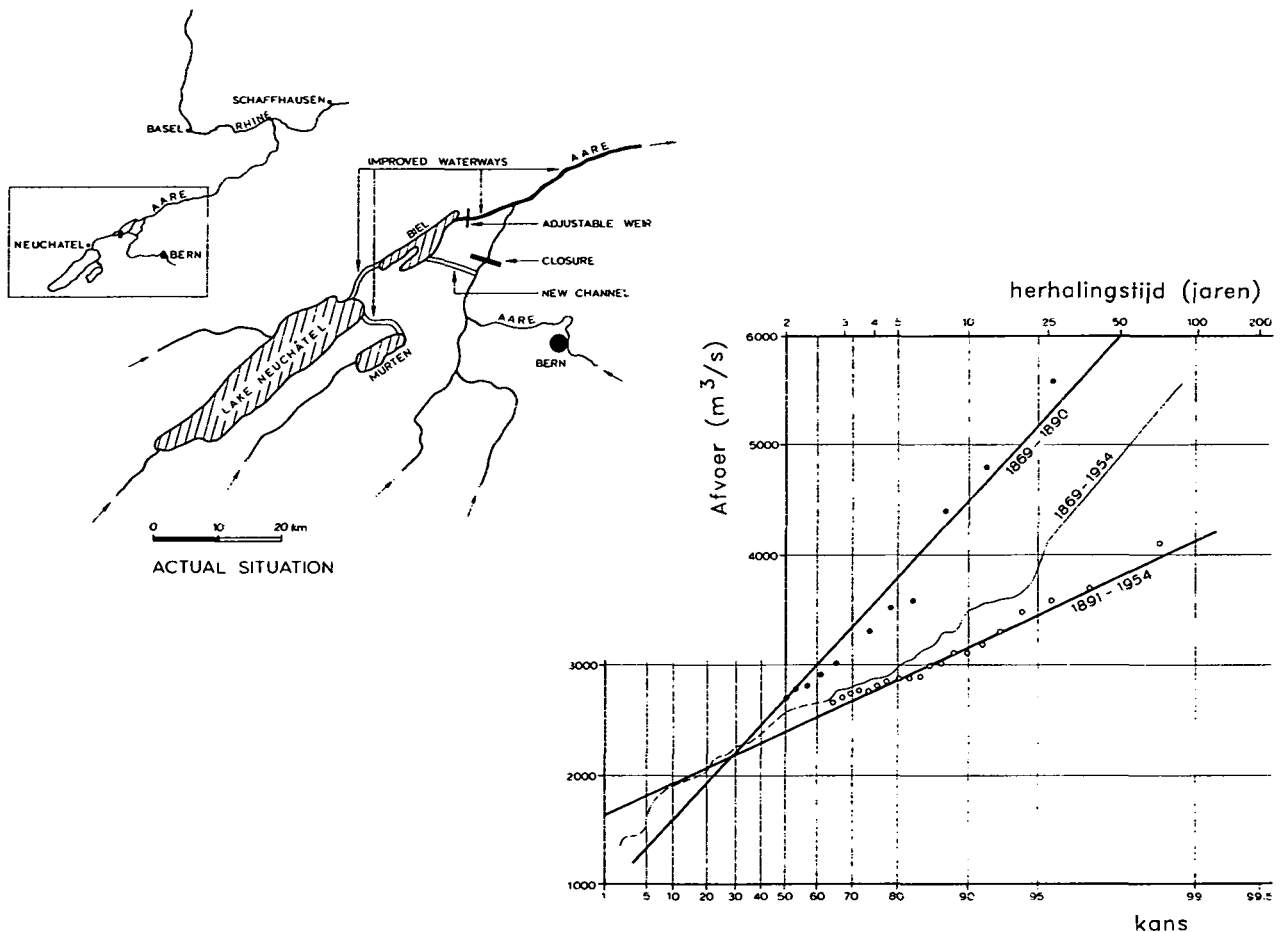
In dit hoofdstuk wordt een korte samenvatting gegeven van de veranderingen die in de loop van de tijd zijn opgetreden in het stroomgebied van de Rijn. Voor de lokaties wordt verwezen naar Figuur 1.2.

2.3.1 Veranderingen in het rivierprofiel

a. Alpenrhein/Hochrhein

In de bovenloop van de Rijn in Zwitserland (Alpenrhein/Hochrhein) is al in 1713 een begin gemaakt met het omleiden van de zijrivier Kander naar één der meren om hoogwaterafvoeren te dempen. Pas in de 19^e eeuw werden uitgebreide maatregelen toegepast om de hoogwaterafvoeren te verlagen. De maatregelen bestonden uit het omleiden van de zijrivieren naar de meren (met name de Linth en de Aare), het bouwen van dammen en baggeren. De belangrijkste verandering was de 'Eerste Jura-correctie' die plaats vond in de periode 1868-1891. Hierbij werd de Aare omgelegd naar de Bielersee, waardoor het bergend vermogen van de Bielersee sterk werd vergroot. Tegenwoordig gaat circa $2/3$ van de afvoer door de meren. Het dempende effect op de afvoeren als gevolg van de eerste Jura-correctie is beschreven door (Walser, 1959). De verlaging van de piekafvoeren is verder stroomafwaarts zichtbaar, hetgeen is vastgesteld in de (CHR monografie, 1977) en in (HSG, 1991). Op basis van frequentie-

analyses van de piekafvoeren voor en na de grootste werken is de verlaging door de omleidingen naar de meren berekend (Jansen, et al. 1979). Voor een herhalingstijd van 50 jaar is de vermindering in piekafvoer circa $2.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ($6.000 \text{ m}^3/\text{s}$ in 1890 en $3.800 \text{ m}^3/\text{s}$ in 1954) bij het meetstation Rheinfelden (Figuur 2.7). Dit effect is in deze eeuw nog versterkt door verdere vergroting van het bergend vermogen door reservoirbouw. Voor de zijrivieren die in de Bodensee uitmonden heeft het dempende effect altijd al een grote rol gespeeld. Dit effect is nog verder vergroot door regulerende werken bij de Bodensee.

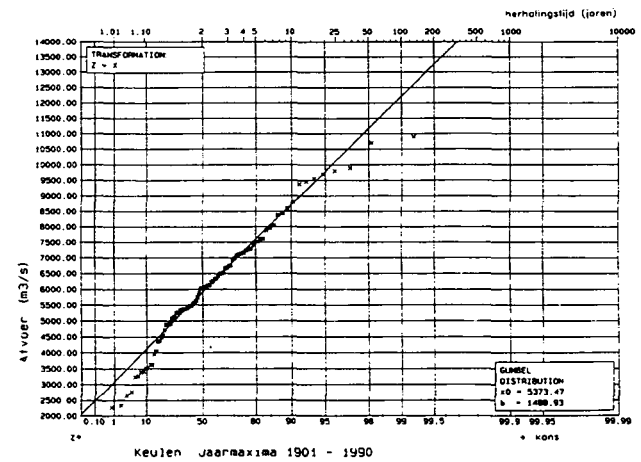
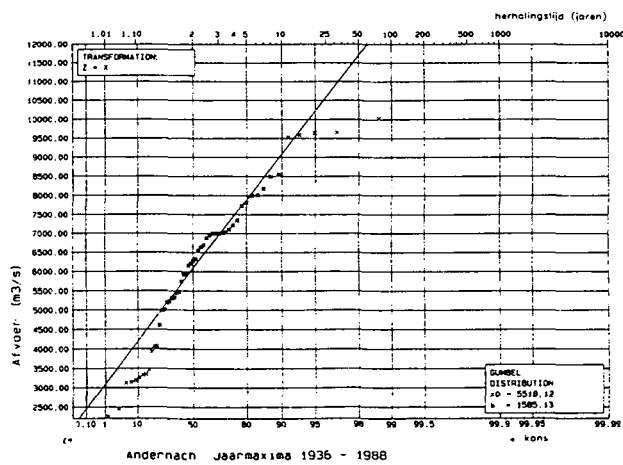
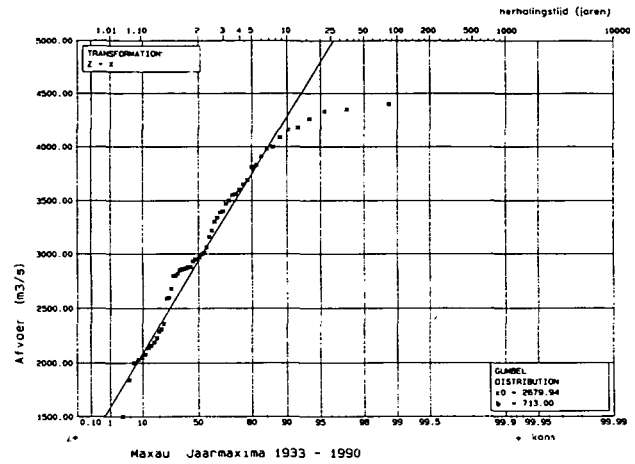
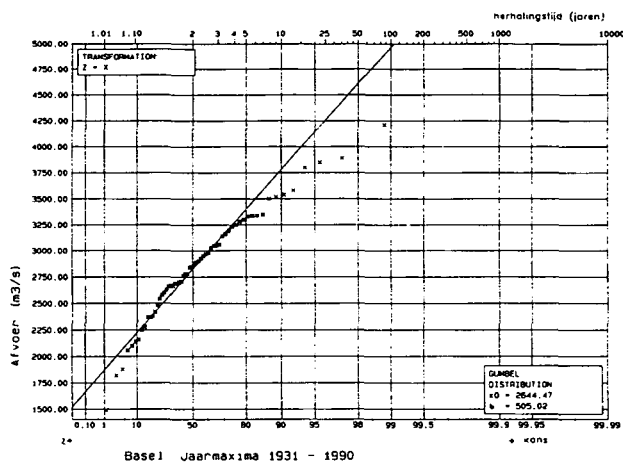


Figuur 2.7 Effect op de piekafvoer bij Rheinfelden van veranderingen in het stroomgebied
(Bron: Jansen, et al., 1979)

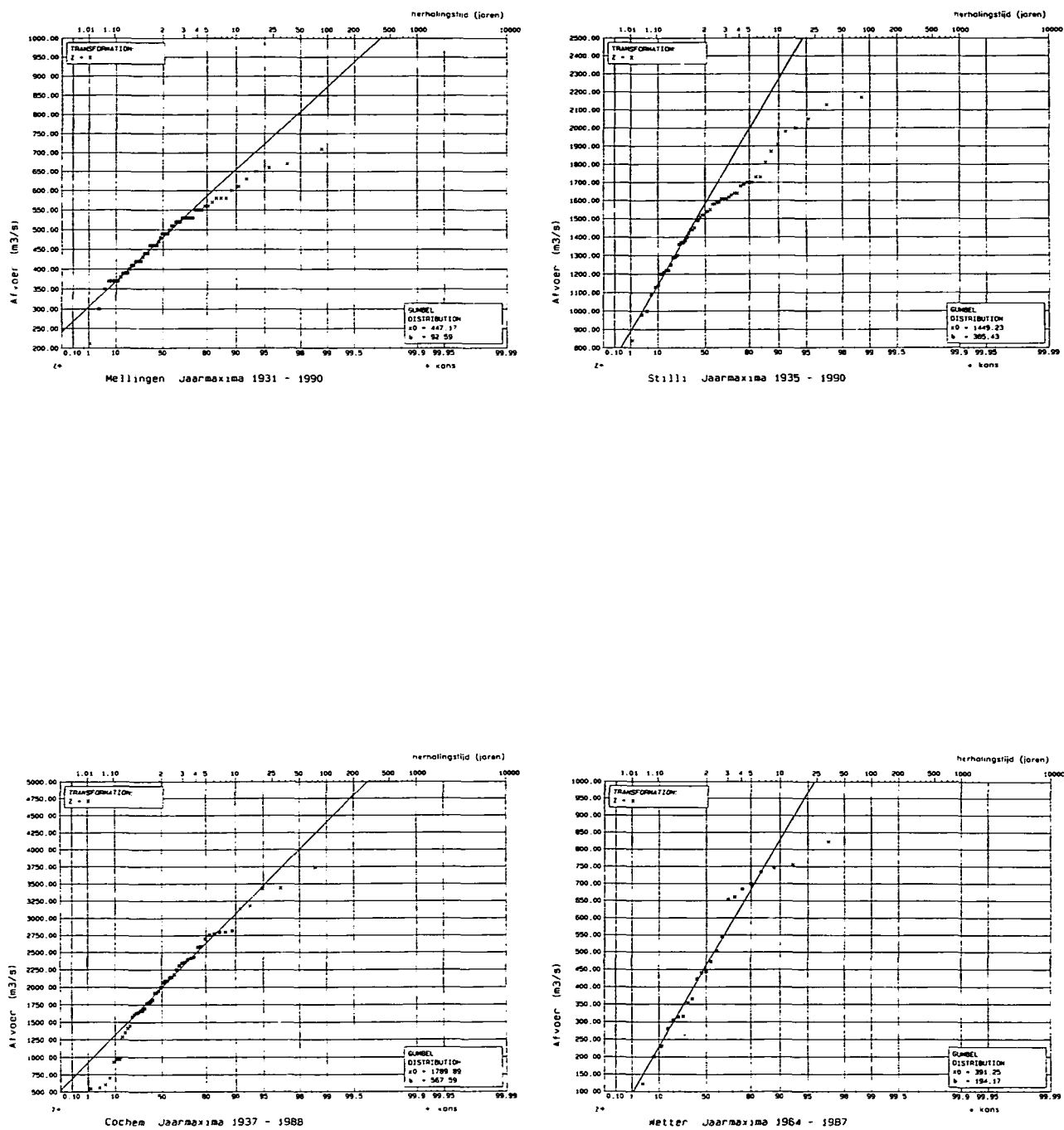
Met de 'Tweede Jura-correctie', in de periode 1962-1973, werd de verbinding tussen de Bielersee, de Neuenburgersee en de Murtensee vergroot en is de dempende werking verder toegenomen.

Daarnaast werden ook verkortingen van de rivierlopen uitgevoerd, die juist een verhogende werking hebben.

Of, en in hoeverre de hier beschreven riviercorrecties de discontinuïteit in de frequentieverdeling van Gumbel voor de jaarmaxima van de Rijn te Lobith, zoals beschreven in Sectie 2.2.2, veroorzaken is onduidelijk. Het feit dat de piekafvoeren in Zwitserland voornamelijk in de zomer optreden maakt deze aanname onwaarschijnlijk. Uit een frequentie-analyse van jaarmaxima van 1816-1990 van het station Keulen blijkt dat de discontinuïteit over de volledige periode aanwijsbaar is.



Figuur 2.8a Gumbel frequentie-verdelingen voor een aantal meetstations op de Rijn (Basel, Maxau, Andernach en Keulen) en de zijrivieren (Mellingen, Stilli, Cochem en Wetter)



Figuur 2.8b Gumbel frequentie-verdelingen voor een aantal meetstations op de Rijn (Basel, Maxau, Andernach en Keulen) en de zijrivieren (Mellingen, Stilli, Cochem en Wetter)

Uit een frequentie-analyse met de Gumbel-verdeling van de meetstations langs de Rijn in Zwitserland en Duitsland, en van enkele zijrivieren, blijkt dat in vrijwel alle gevallen een discontinuïteit optreedt (Figuur 2.8). Voor de statistische analyse met de Gumbel verdeling moet daarom een ondergrens worden toegepast op de serie waarnemingen die ten basis liggen aan de analyse. De ligging van de ondergrens bij Lobith is al besproken in Sectie 2.2.2.

De mogelijkheid bestaat dat de discontinuïteit het gevolg is van verschillende mechanismen van ontstaan van piekafvoeren. Dit kan alleen worden bepaald door een onderzoek van het stroomgebied op basis van een hydrologisch/hydraulisch model.

b. Oberrhein/Mittlerhein

De geschiedenis van de antropogene ingrepen in de loop van de Rijn in Duitsland is beschreven in (Engel & Mürlebach, 1986) en (HSG, 1991).

De belangrijkste ingrepen benedenstrooms van Basel, de zogenaamde Tulla-regulering, zijn uitgevoerd in de periode 1840-1884. Hierbij heeft de Oberrhein in Duitsland een meer uniform profiel gekregen. Deze kanalisatie heeft vooral een vergrotende werking op de piekafvoeren door een vermindering van de overstroombare oppervlakte.

In de periode 1817-1861 zijn belangrijke verkortingen van de rivierloop doorgevoerd, resulterend in een steiler verhang en toegenomen erosie.

De belangrijkste rivierwerken waren rond 1950 beëindigd. Door alle werken was tussen Basel en Maxau het oorspronkelijke retentie-gebied verminderd met circa 730 km². In de periode tussen 1950 en 1977 is door de bouw van stuwen (met name bij Iffezheim) nog eens 130 km² verloren gegaan in het Oberrhein gebied. Het algemene effect van de maatregelen was een toename van de piekafvoer en een duidelijk steilere afvoergolf, zodat de maxima eerder dan vroeger worden bereikt. De looptijd van een afvoergolf van Basel tot Maxau is verkort van gemiddeld 64 naar 23 uur. Van Basel tot Worms is de vermindering van 99 naar 59 uur. Door deze verkorting van de looptijd met circa 2 dagen is de kans op een ongunstige samenkomst van de pieken uit de zijrivieren (Neckar) met die op de hoofdriever vergroot, hetgeen zal leiden tot een verdere verhoging in de hoofdriever.

Dijkverhogingen zijn al vele eeuwen in uitvoering. Met name na de piekafvoer van 1955 zijn extra verhogingen uitgevoerd. In het voorjaar van 1991 zijn door de deelstaten Baden-Württemberg, Hessen en Rheinland-Pfalz gezamenlijke dijkhoogten vastgesteld voor hoogwaterbescherming.

Uit mondelinge informatie van H. Engel van de Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) in Koblenz volgt dat de veranderingen in de bedijking van de Rijn een vergaande invloed hebben op de huidige piekafvoeren. In de afvoerreeksen komen belangrijke inhomogeniteiten voor, die eerst moeten worden gecorrigeerd. De correctie is al doorgevoerd voor de afvoerreeksen bovenstrooms van Keulen. Deze correctie betreft dus alleen de effecten van rivierwerken in Duitsland. Er is niet gecorrigeerd voor het effect van demping door de Zwitserse meren, noch voor effecten van bijv. urbanisatie.

c. Moezel

Momenteel is ook een studie gaande naar de effecten van veranderingen in het stroomgebied van de Moezel. De eerste resultaten geven aan dat hier de rivierwerken nauwelijks invloed hebben op de piekafvoeren voor de Niederrhein (Deutsch-Luxemburgische Expertengruppe, 1990). Voor afvoeren groter dan $2.200 \text{ m}^3/\text{s}$ is er benedenstrooms van Trier geen noemenswaardige verandering in looptijd en piekafvoer. De gemiddelde toename in piekafvoer, berekend voor 23 pieken, is circa $40 \text{ m}^3/\text{s}$.

d. Niederrhein

Uit recente gegevens van het Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen volgt dat in het Niederrheingebied de uiterwaarden onderlopen bij afvoeren variërend van 3.000 tot $5.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Een uitgebreide studie naar de invloed van de verhoging van de bedijking op de afvoer van de Niederrhein is nog onderweg, maar er is een eerste voorbeeldberekening uitgevoerd voor de historische afvoer van de winter 1925/26 (Engel et al., 1987). Daar in Duitsland het maatgevende hoogwater is gekoppeld aan de maximale waterstanden behorende bij deze piekafvoer, is bestudeerd in hoeverre bij de historische situatie van 1925/26 nog hetzelfde debiet zou optreden. Voor het traject Basel-Iffezheim wordt uitgegaan van een historische situatie van het rivierprofiel in 1955 en een huidige situatie sinds 1977. Voor het laatste traject van Iffezheim tot aan Emmerich wordt de bodemconfiguratie van 1980 gebruikt. Voor Lobith is de uitkomst van de berekening voor het station Rees relevant. Uit de berekening volgt dat de historische afvoer bij Rees van $12.300 \text{ m}^3/\text{s}$ is gewijzigd naar een waarde van $12.771 \text{ m}^3/\text{s}$, dat wil zeggen, een opnieuw optreden van de vloed van 1925/26 zou in de huidige toestand resulteren in een afvoer bij Rees die $+471 \text{ m}^3/\text{s}$ ($+3.8\%$) hoger ligt dan de historisch opgetreden afvoer. Daarbij is duidelijk dat de afvoergolf ook eerder zou optreden, het verschil is circa één dag. Overigens is op basis van gegevens uit (CHR, 1977) de waarde van de historische afvoer in de publikatie van (Engel et al, 1987) aangepast van 11.700 naar $12.300 \text{ m}^3/\text{s}$, waardoor het oorspronkelijke verschil in debiet is teruggebracht van 1071 naar $471 \text{ m}^3/\text{s}$.

Voor de huidige situatie geven de berekeningen van de bijbehorende hoogwaterstanden voor de Niederrhein tussen Keulen en Emmerich in vergelijking met de historische situatie juist een daling te zien als gevolg van bodemdaling en erosie. Bij Emmerich is het effect echter positief en zou in de huidige situatie de 1925/26 afvoer resulteren in waterstanden die circa 18 cm hoger liggen dan in de historische situatie.

Voor een berekening van het effect bij Lobith voor verschillende situaties moet eerst een homogene serie beschikbaar zijn voor Lobith.

Uit recente informatie van het Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen volgt dat in 1977 de maatgevende hoogwaterstanden zijn vastgelegd voor de meetstations Keulen, Düsseldorf, Duisburg, Rees en Emmerich. Hiervan afgeleid zijn de maatgevende hoogwaterstanden voor het tussenliggende traject met een interval van 500 m . De waterstanden komen overeen met een piekafvoer van $13.300 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Keulen en Düsseldorf, en $14.600 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Wesel. Vooralnog zijn niet alle dijkhoogten hieraan aangepast en in de huidige situatie zal overlopen van dijken op kunnen treden bij afvoeren boven $12.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Op basis van deze piekafvoeren geeft (Veraart, 1984) de volgende oppervlakten (en bijbehorende volumina) die onder zullen lopen:

Debiet Lobith (m ³ /s)	Oppervlakte (ha)	Volume (miljoen m ³)
12000	2000	20
14000	7500	75

Volgens Veraart lopen de overige poldergebieden pas onder bij afvoeren van ca. 17.000-18.000 m³/s te Lobith. Daarbij komt nog dat door voortgaande bodemdaling van het zomerbed langs grote delen van het hier beschreven gebied de kerende hoogte van de dijken nog toeneemt.

Van belang voor de interpretatie van de discontinuïteit in de afvoerseries is de berekening in de studie van Veraart, waaruit blijkt dat het inlopen van de polders op de piekafvoer van 16.500 m³/s geen wezenlijke reductie geeft op de tophoogte. Wel is er mogelijk een effect van topvervlakking door zijdelingse berging, maar dit effect is nog niet nader bestudeerd. Als conclusie wordt dan ook gesteld dat de afvoertoppen tot 17.000 m³/s (en mogelijk zelfs tot 18.000 m³/s) niet worden beïnvloed door het vollopen van de polders in het Niederrhein gebied.

e. Maas

Een uitvoerige beschrijving van alle aspecten van het stroomgebied van de Maas is gegeven in de monografie van (RWS, 1992). Sectie 2.2 in dit RWS-rapport geeft een overzicht van de verschillende rivierwerken die zijn uitgevoerd in de Maas. De afvoer van de Maas bij Borgharen wordt sterk beïnvloed door de aanwezigheid van een groot aantal stuwen bovenstrooms. De stuwen zijn gebouwd in de periode 1918-1935.

De piekafvoeren van de Maas kunnen worden verdeeld tussen afvoeren boven en onder 1200 m³/s bij Borgharen, omdat bij deze waarde de stuwen in een bepaalde volgorde worden gestreken. Deze situatie doet zich gemiddeld 3½ dag per jaar voor, maar er komen zowel jaren zonder dergelijke pieken (voor periode 1971-79) als met extreem lange pieken (20 dagen in 1965). Bij afvoeren boven 1500 m³/s treedt de rivier op veel plaatsen buiten haar oevers. Op basis van deze gegevens is er een discontinuïteit te verwachten in de jaarmaxima van de Maas rond een afvoer van 1200 m³/s, en mogelijk ook bij 1500 m³/s. Gezien het geringe verschil tussen deze waarden is waarschijnlijk slechts één discontinuïteit zichtbaar. Deze informatie is toegepast bij de frequentie-analyse van de jaarmaxima (Sectie 2.2).

In het algemeen kan worden gesteld dat er veel minder bekend is aangaande het effect van veranderingen in het stroomgebied van de Maas dan van de Rijn.

Recentelijk is een uitgebreide studie gepubliceerd naar het voorspellen van piekafvoeren van de Maas door (Berger, 1992).

2.3.2 Retentie-maatregelen

a. *Mittelrhein en Niederrhein tot Keulen*

Uit recente mondelinge informatie van H. Engel (BFG) volgt, dat men in Duitsland wil proberen een groot deel van de huidige verhogingen van de piekafvoeren weer teniet te doen door het aanleggen van retentiebekkens. In hoeverre dit zal lukken en op welke termijn deze werken zullen worden uitgevoerd is echter niet bekend.

In 1982 is er een overeenkomst getekend tussen Frankrijk en het toenmalige West-Duitsland waarin de beide landen zich verplichten in totaal 212 miljoen m³ aan retentiebekkens te realiseren. Hiervan ligt 56 miljoen m³ in Frankrijk en 156 miljoen m³ in Duitsland (Rother, 1989). Een gedetailleerde beschrijving van de geplande bekkens is gegeven in (HSG, 1991). Momenteel is circa 100 miljoen m³ aan retentie bekkens beschikbaar.

Door de 'Hochwasserstudienkommission für den Rhein' (HSK) is in de periode 1968-1978 gezocht naar mogelijkheden om de ontstane effecten weer terug te dringen. Overigens is voornamelijk aandacht besteed aan afvoeren met een herhalingstijd kleiner dan of gelijk aan T=200 jaar, en is de aandacht alleen gericht op verlaging van de piekafvoer, en dus niet op de herstel van de oorspronkelijke looptijd. Als resultaat van dit onderzoek is voorgesteld een aantal retentiebekkens aan te leggen. Deze bekkens zijn alleen mogelijk bovenstrooms van Iffezheim (Maxau). Uit onderzoek werd duidelijk dat het verlagende effect van de retentiebekkens in sommige gevallen weer geheel teniet kan worden gedaan door toestroming uit de Neckar.

In de periode 1978-1985 heeft de Hochwasserstudiengruppe (HSG) zich beziggehouden met het traject Worms-Kaub. Hierin zijn de noodzakelijke retentiebekkens gedefinieerd voor het riviertraject benedenstrooms van de monding van de Main. De meeste van de bekkens liggen nu achter bandijken en zijn nog geheel buiten de invloed van hoogwaterafvoeren.

In het voorlopige rapport van de 'Hochwasserstudiengruppe für die Rheinstrecke Kaub-Rolandswerth' (HSG, 1991) is de invloed van de veranderingen in de rivierprofielen beschreven. Alle berekeningen zijn uitgevoerd met het stroommodel van de BFG. Uit de berekeningen volgt een verkorting van de looptijd voor het afvoerstation Maxau van circa 30 uur voor een piekafvoer met een terugkeertijd van 200 jaar. De verhoging van de piekafvoer voor verschillende terugkeertijden is weergegeven in Tabel 2.6 voor de stations Andernach en Keulen. De aanduidingen 1977 A en 1977 B geven de situaties aan met respectievelijk de huidige (100 miljoen m³) en de toekomstige volledige (212 miljoen m³) retentiebekkens.

T	Andernach				Keulen			
	1955	1977	1977 A	1977 B	1955	1977	1977 A	1977 B
2	6.200	6.400	6.400	6.400	6.550	6.700	6.700	6.700
5	7.600	7.850	7.850	7.830	7.950	8.200	8.200	8.180
10	8.500	8.850	8.810	8.760	8.900	9.250	9.210	9.160
25	9.650	10.150	10.000	9.880	10.050	10.550	10.400	10.280
50	10.550	11.150	10.950	10.770	10.950	11.550	11.350	11.170
100	11.500	12.200	11.850	11.700	11.850	12.550	12.200	12.050
200	12.450	13.250	12.670	12.550	12.750	13.550	12.980	12.850

Tabel 2.6 Effect van veranderingen in het rivierprofiel op de piekafvoer (m³/s).

Voor Keulen moet voor de winterpiekafvoeren met circa 50 m³/s meer worden gerekend. De invloed van de veranderingen in het stroomgebied zijn met name gelegen in het traject bovenstrooms van Worms. Het verschil tussen 1955 en 1977 voor een terugkeertijd van 200 jaar blijft constant van Worms tot Keulen op 800 m³/s.

Uit Tabel 2.6 blijkt dat voor Keulen bij een volledige verwezenlijking van de retentiebekkens ten opzichte van de historische situatie (1955) nog steeds gerekend moet worden op een afvoerverhoging van 100 m³/s voor een herhalingstijd van T=200 jaar.

Historische piekafvoer	Andernach				Keulen			
	I m ³ /s	II m ³ /s	III m ³ /s	IV %	I m ³ /s	II m ³ /s	III m ³ /s	IV %
1882/83	1889	1366	523	72	1881	1355	526	72
1920	218	221	-3	101	297	298	-1	100
1925/26	82	82	0	100	107	107	0	100
1955	498	162	336	33	521	174	347	33
april 1983	382	239	143	63	388	248	140	64
mei 1983	459	328	131	72	468	337	131	72
1988	427	365	62	86	424	361	63	85
I = Toestand 1977 minus toestand 1955 (Afvoerverhoging); II = Toestand 1977 'A' minus toestand 1955 (als I, maar met retentiebekkens van 100 miljoen m ³); III = Verschil tussen I en II (vermindering van de afvoerverhoging door de retentiebekkens); IV = II, uitgedrukt in %.								

Tabel 2.7 Veranderingen in historische piekafvoeren voor de stations Andernach en Keulen voor vier verschillende situaties (huidige retentiebekkens van 100 miljoen m³).

Historische piekafvoer	Andernach				Keulen			
	I m ³ /s	II m ³ /s	III m ³ /s	IV %	I m ³ /s	II m ³ /s	III m ³ /s	IV %
1882/83	1889	718	1171	38	1881	711	1170	37
1920	218	215	3	99	297	296	1	100
1925/26	82	82	0	100	107	107	0	100
1955	498	-115	613	-23	521	-107	628	-20
april 1983	382	202	180	53	388	210	178	54
mei 1983	459	166	293	36	468	175	293	37
1988	427	75	352	18	424	106	318	25
I = Toestand 1977 minus toestand 1955 (Afvoerverhoging); II = Toestand 1977 'A' minus toestand 1955 (als I, maar met retentiebekkens van 100 miljoen m ³); III = Verschil tussen I en II (vermindering van de afvoerverhoging door de retentiebekkens); IV = II, uitgedrukt in %.								

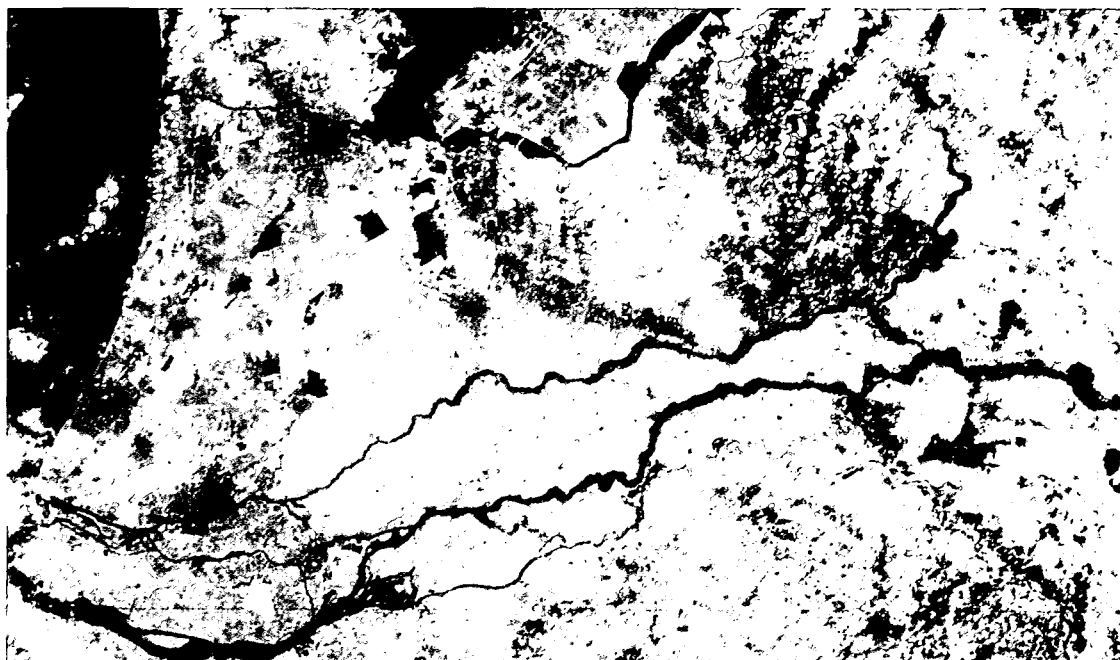
Tabel 2.8 Veranderingen in historische piekafvoeren voor de stations Andernach en Keulen voor vier verschillende situaties (geplande retentiebekkens van 212 miljoen m³).

In de Tabellen 2.7 en 2.8 is duidelijk te zien dat het effect van de retentiebekkens op de piekafvoer in Keulen niet eenduidig is, maar sterk afhangt van de oorsprong van de afvoer. Voor 1925/26 is het effect nul, omdat de piekafvoer benedenstrooms van de Main ontstond. Negatieve (verhogende) effecten kunnen optreden door ongunstige verschuiving van de afvoergolf op de hoofdrivier ten opzichte van die op de zijrivieren.

In Tabel 2.9 is een volledig overzicht gegeven van de herberekeningen van de historische piekafvoeren bij Keulen voor verschillende situaties.

Kolom 1 geeft de historische afvoeren zoals die zijn gemeten. In de kolommen 2, 3, 5 en 7 zijn herberekende afvoeren gegeven voor verschillende situaties. De kolommen 2 en 3 zijn historische afvoeren, gecorrigeerd voor de rivierwerken in Duitsland. De kolommen 5 en 7 geven respectievelijk de piekafvoeren bij gedeeltelijke en volledige retentie weer. De gedeeltelijke retentie (100 miljoen m³) komt ongeveer overeen met de huidige situatie. Uit de resultaten in Tabel 2.9 blijkt, dat zowel de mate van beïnvloeding door de rivierwerken als de invloed van de retentiebekkens op de piekafvoeren sterk afhankelijk is van de herkomst van de piekafvoer. De hoogste afvoer in Duitsland (1883) is mogelijk een uitzonderlijk geval, omdat hier door de rivierwerken de piekafvoer op de zijrivieren en de hoofdrivier vrijwel samenvielen. In andere gevallen (bijv. 1882) is het effect gering.

Op de vijf series in Tabel 2.9 is een frequentie-analyse (3-parameter log-normale) toegepast om de verschillen in maatgevende afvoer te bepalen voor een herhalingstijd van 1250 jaar. De resultaten zijn weergegeven in Tabel 2.10. De toepassing van een Gumbelverdeling (met ondergrens) is op deze series niet mogelijk, omdat het geen jaarmaxima zijn. De waarden in Tabel 2.10 moeten alleen gebruikt worden voor een onderlinge vergelijking, en niet als absolute waarden.



False color satelietfoto van het hoogwater op de Rijn, 2 april 1988

Foto: LANDSAT (c) Eurimage NLR 1988.

Datum	Hist. (1)	1955 (2)	1977 (3)	(3-2) (4)	1977 A (5)	(5-2) (6)	1977 B (7)	(7-2) (8)
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
1883	9.350	11.005	12.886	1881	12.360	1355	11.716	711
1920	10.700	10.866	11.163	297	11.164	298	11.162	296
1926	11.100	10.676	10.783	107	10.783	107	10.783	107
1882	10.400	10.672	10.730	58	10.730	58	10.730	58
1988	9.560	10.010	10.434	424	10.371	361	10.116	106
1955	9.550	10.003	10.524	521	10.177	174	9.896	-107
1948	9.950	9.943	10.388	445	10.338	445	10.388	445
1924	9.570	9.855	10.209	354	10.209	354	10.209	354
1983	9.690	9.624	10.012	388	9.872	248	9.834	210
1983	9.900	9.561	10.029	468	9.898	337	9.736	175
1919	8.930	8.983	9.608	625	9.480	497	9.228	245
1958	8.690	8.804	8.936	132	8.936	132	8.936	132
1930	8.380	8.594	8.881	287	8.881	287	8.881	287
1984	8.500	8.401	8.780	379	8.780	379	8.780	379
1942	8.050	8.389	8.412	23	8.412	23	8.412	23
1958	7.720	8.063	8.329	266	8.329	266	8.329	266
1941	7.890	7.852	7.925	73	7.925	73	7.925	73
1948	8.570	7.793	7.834	41	7.834	41	7.834	41
1952	7.620	7.645	7.752	107	7.752	107	7.752	107
1896	7.140	7.530	8.045	515	7.959	429	7.880	350
1956	7.350	7.528	7.932	404	7.932	404	7.932	404
1982	8.030	7.512	7.721	209	7.721	209	7.721	209
1982	7.610	7.327	7.465	138	7.465	138	7.465	138
1937	7.070	7.298	7.411	113	7.411	113	7.411	113
1952	7.160	7.271	7.237	-34	7.237	-34	7.237	-34
1952	7.000	7.185	7.262	77	7.262	77	7.262	77
1982	7.480	7.105	7.277	172	7.277	172	7.277	172
1957	6.810	7.013	7.691	678	7.642	629	7.691	678
1919	6.370	6.525	6.863	338	6.881	356	6.797	272
1924	6.550	6.513	6.734	221	6.755	242	6.734	221
1981	6.320	6.336	6.794	458	6.814	478	6.749	413
1981	6.210	6.285	6.570	285	6.579	294	6.570	285
1951	6.560	6.277	6.520	243	6.520	243	6.520	243
1950	6.140	5.891	5.796	-95	5.791	-100	5.796	-95
1986	6.050	5.778	6.106	328	6.106	328	6.106	328
1986	5.780	5.523	5.679	156	5.679	156	5.679	156
1955	5.058	5.058	5.392	334	5.392	334	5.392	334
1980	4.630	4.859	4.859	0	4.868	9	4.859	0
1946	4.680	4.563	4.622	59	4.622	59	4.622	59
1984	3.430	3.582	3.654	72	3.654	72	3.654	72
1985	3.520	3.586	3.735	167	3.735	167	3.735	167

Tabel 2.9 Herberekening van historische piekafvoeren voor een aantal verschillende situaties voor het meetstation Keulen (naar grootte geordend voor de huidige situatie).

T	Historisch m ³ /s	1955 m ³ /s	1977 m ³ /s	1977 A (100 MC) m ³ /s	1977 B (212 MC) m ³ /s
200	12.675	12.725	13.650	13.375	13.050
1000	13.800	13.800	14.900	14.550	14.125
1250	13.925	13.950	15.050	14.700	14.275
2500	14.375	14.375	15.550	15.150	14.700
MC staat voor miljoen m ³ . De waarden zijn afgerond op 25 m ³ /s					

Tabel 2.10 Resultaten frequentie-analyse gehomogeniseerde series van het station Keulen (3-parameter log-normale verdeling).

Daar de historische afvoeren een inhomogene serie vormen, kan deze slechts als indicatie worden gebruikt. De verschillen met de situatie in 1955 zijn echter gering. Uit de resultaten van deze berekening volgt, dat voor een herhalingstijd van $T=1250$ jaar de maatgevende afvoer bij Keulen door de rivierwerken tussen 1955 en 1977 circa $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ is verhoogd. Door de gedeeltelijke uitvoering van retentiebekkens is deze waarde weer teruggebracht tot circa $700 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een volledige de constructie van de geplande retentie moet altijd nog rekening worden gehouden met circa $300 \text{ m}^3/\text{s}$ hogere afvoeren ten opzichte van de situatie in 1955 voor een herhalingstijd van $T=1250$ jaar.

De waarden voor $T=200$ jaar zijn toegevoegd om een vergelijking te kunnen maken met de gegevens uit het rapport van HSG, weergegeven in Tabel 2.6. De waarden voor 1955 en 1977 komen goed met elkaar overeen, maar voor de situaties met retentie zijn de waarden uit de frequentie-analyse hoger (circa $400 \text{ m}^3/\text{s}$ voor 1977A en $200 \text{ m}^3/\text{s}$ voor 1977B). Hierdoor is het effect van de retentie, gebaseerd op de frequentie-analyse, minder gunstig dan zoals afgeleid uit de Duitse berekeningen in Tabel 2.6.

b. Niederrhein tot Lobith

Het deel van de Rijn tussen Bonn en de Nederlandse grens, aangeduid met Niederrhein, is van speciaal belang voor het optreden van hoogwaterafvoeren in Nederland. De oppervlakte van de uiterwaarden die vrij kunnen overstroomd is circa 900 km^2 . De breedte van het natuurlijke overstromingsgebied neemt stroomafwaarts toe van 4 km bij Keulen, 6 km bij Düsseldorf tot 10 km benedenstrooms van het Ruhrgebied. Door dit overstromingsgebied treedt een belangrijke demping op van de afvoergolf tussen Keulen en Lobith, waardoor de berekende waarden in Tabel 2.10 niet direct kunnen worden gebruikt voor Lobith. Als we uitgaan van gelijke demping voor de verschillende grootte-klassen van piekafvoeren tussen Lobith en Keulen zijn de genoemde verschillen tussen de series wel toepasbaar.

De studiegroep voor het traject benedenstrooms van Keulen is in het najaar van 1990 van start gegaan en er zijn nog geen resultaten bekend van deze studie. Uit een voorbeeldstudie voor de historische afvoer van 1925/26 blijkt, dat het effect van retentiebekkens op deze afvoer nul is, omdat de grootste afvoer pas ontstond benedenstrooms van de Main. De retentiebekkens liggen bovenstrooms van Worms en worden pas effectief bij afvoeren $> 3.300 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor de geplande bekkens ligt de ondergrens zelfs bij $> 3.800 \text{ m}^3/\text{s}$. In 1925/26 bleef de afvoer voor de Oberrhein onder deze grens.

Dit toont aan dat de bouw van retentiebekkens slechts effect heeft voor afvoerpieken die al in het traject Basel-Worms boven een bepaalde ondergrens liggen. Afvoerpieken die in het Mittel- en Oberrhein gebied ontstaan zullen hierdoor niet worden beïnvloed.

In de voorlopige versie van het rapport van de 'Hochwasserstudiengruppe für die Rheinstrecke Kaub-Rolandswerth' (1991) wordt melding gemaakt van een geplande extra aanleg van retentiebekkens met een volume van 14 miljoen m³, die met name bedoeld is voor het Mittelrhein traject en direct onder de verantwoording zal vallen van de 'Landesamt Rheinland-Pfalz'. Het effect van deze extra berging op de afvoer is nog niet bestudeerd.

Uit recente informatie van het Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen volgt dat er geen plannen bestaan voor uitgebreide retentiemaatregelen in het Niederrheingebied. Hiervoor zijn geen voldoende grote oppervlakten voorhanden. Wel wordt geprobeerd bestaande polders te behouden voor retentie en in sommige gevallen dijken verder terug landinwaarts te verleggen. Dergelijke maatregelen worden echter genomen uit ecologische overwegingen en zullen een verwaarloosbare invloed hebben op de retentie van piekafvoeren.

2.3.3 Veranderingen door urbanisatie en ont/herbebossing

a. Urbanisatie

Urbanisatie van een stroomgebied leidt in het algemeen tot een toename in het volume van de afvoer, een kortere tijd tussen de neerslag en het optreden van de afvoergolf en een toename in de frequentie van het voorkomen van piekafvoeren van een bepaalde grootte (Hall, 1984). Deze effecten zijn echter alleen duidelijk te herkennen voor stroomgebieden waarvan het oppervlak van urbanisatie een relatief groot deel uitmaakt van het totale oppervlak. Een dergelijk voorbeeld is beschreven door (Hommel, 1989) voor de Emscher, een kleine zijrivier van de Rijn direct bovenstrooms van de Lippe. Het stroomgebied van de Emscher, met een oppervlakte van 795 km², is onderhevig aan een sterke urbanisatie. De gemiddelde toename in de piekafvoer is 1,86 m³/s per jaar. De toename van de piekafvoer met een herhalingsstijd van T=200 jaar tussen 1949 en 2000 is geschat op circa 120% (van 175 naar 381 m³/s). Van de grotere zijrivieren van de Rijn is de Ruhr een voorbeeld van een rivier in een sterk verstedelijkt gebied. Analyse van de afvoergegevens van het meetstation Wetter geven echter geen indicatie van een trend, maar de beschikbare serie (1967-1988) is te kort om een goede vergelijking te kunnen maken tussen de huidige en de historische situatie.

Voor het totale stroomgebied van de Rijn is het effect van de verandering in het afvoerregime van de relatief kleine zijrivieren nog onbekend. Het effect op de piekafvoer bij Lobith is echter eerder een functie van het verschuiven in de tijd van de pieken op de hoofd- en zijrivier dan van veranderingen in de absolute piekwaarde. Uit de informatie in het rapport van (Engel et al, 1987) over de afvoer van 1925/26 kan worden afgeleid dat door urbanisatie van de Ruhr de piekafvoer verder uit fase zou komen met de piekafvoer op de Rijn, waardoor de piekafvoer bij Lobith zou verminderen. Voor een meer algemene conclusie aangaande de te verwachten effecten van veranderingen in het stroomgebied is een studie noodzakelijk die uitgaande van verschillende neerslagpatronen de synchronisatie van de piekafvoeren bepaalt en het uiteindelijke effect op de afvoerpiek bij Lobith vaststelt.

b. Ont/Herbebossing

In (HSG, 1991) wordt melding gemaakt van de grote invloed van ontbossing in Zwitserland op de piekafvoeren in Duitsland. In de periode tot aan de 19e eeuw heeft ontbossing een sterk verhogende werking gehad op de piekafvoeren benedenstrooms van Basel. In deze eeuw zijn echter uitgebreide herbebossingsplannen uitgevoerd, waardoor het bosoppervlak ongeveer 30% is toegenomen. Hoewel deze maatregelen zeker een verlagende werking hebben op de piekafvoer is het niet mogelijk deze vermindering benedenstrooms van Basel te kwantificeren.

c. Luchtverontreiniging

Het effect van het afsterven van bossen ten gevolge van luchtverontreiniging is onlangs onderzocht. (Caspary, 1989) heeft het effect beschreven van luchtverontreiniging op het stroomgebied van de rivier Eyach in het Zwarte Woud. Voor de periode 1974-1986 is een significante toename aanwijsbaar in de gemiddelde afvoer tijdens het groeiseizoen, terwijl er geen trend aantoonbaar is in de gebiedsneerslag. Buiten het groeiseizoen is er geen verandering opgetreden in het afvoerverloop. Er zijn geen belangrijke veranderingen in het bosbestand opgetreden. De toename in de afvoer is toe te schrijven aan de sterke vermindering in de verdamping als gevolg van luchtverontreiniging. De gemiddelde afvoer in het groeiseizoen neemt toe van circa 150 mm in 1974 tot 350 mm in 1986.

Naar verwachting is het effect op de piekafvoeren bij Lobith echter gering, omdat deze voornamelijk in de winter optreden.

2.3.4 Conclusies

1. Rijn

- De studies van het beschikbare materiaal tonen aan dat bij de huidige stand van zaken er nog geen uitspraak kan worden gedaan aangaande het uiteindelijke effect van veranderingen in het rivierprofiel op de toekomstige piekafvoeren bij Lobith. Het is wel duidelijk dat in de huidige situatie het verhogende effect in bijzondere gevallen meer dan $1.000 \text{ m}^3/\text{s}$ kan bedragen en dus zeker niet kan worden verwaarloosd. De werkelijke waarde is sterk afhankelijk van de herkomst van de piekafvoer;
- voorlopig wordt een waarde van $500 \text{ m}^3/\text{s}$ aangehouden voor het mogelijke effect van de veranderingen in Duitsland. Deze waarde moet worden opgeteld bij de maatgevende afvoer van de Rijn te Lobith ($Q = 14.500 \text{ m}^3/\text{s}$) zoals vastgesteld met behulp van frequentie-analyse in Sectie 2.2.3;
- voorlopig wordt de waarde van de maatgevende afvoer voor de Rijn te Lobith gesteld op $Q_{T=1250} = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij het vaststellen van deze waarde is het effect van de verdere aanleg van retentiebekkens nog niet meegenomen;
- het effect van retentiebekkens is sterk afhankelijk van de herkomst van de afvoer. Het onderzoek in Duitsland naar het effect van retentie op het traject Keulen-Emmerich is pas onlangs van start gegaan, zodat nog geen resultaten bekend zijn;
- voor een definitieve bepaling van het effect van veranderingen in het rivierprofiel op de piekafvoeren van de Rijn te Lobith is een gedetailleerd onderzoek noodzakelijk, waarin met name aandacht moet worden besteed aan het gedrag van het stroomgebied bij extreem hoge afvoeren;

- gezien de grote onzekerheden die momenteel nog bestaan in de bepaling van de invloed van veranderingen in het stroomgebied is het noodzakelijk deze invloed te bestuderen met behulp van een hydrologisch/hydraulisch model van het stroomgebied van de Rijn;
- de effecten van urbanisatie en ontbossing (incl. verzuring) op de piekafvoeren van de Rijn te Lobith kunnen in dit stadium nog niet worden gekwantificeerd, maar naast verhoging van de piekafvoeren van zijrivieren moet ook rekening worden gehouden met het veranderen van de looptijd van de afvoergolven, hetgeen zowel verhogend als verlagend kan werken;

2. *Maas*

- er is geen informatie bekend waarop mogelijk noodzakelijke correcties van de berekende maatgevende afvoer van de Maas te Borgharen zouden kunnen worden gebaseerd. Hierdoor moet vooralsnog de waarde bepaald door de frequentie-analyse onveranderd worden overgenomen. Een definitieve waarde kan pas gegeven worden wanneer er een studie naar het afvoergedrag van de Maas onder extreme omstandigheden is uitgevoerd.

2.4 Klimaatwijzigingen en piekafvoeren

In de studie van klimaatwijzigingen op het afvoerregime moet duidelijk onderscheid gemaakt worden tussen effecten van menselijke ingrepen in het stroomgebied en effecten van een klimaatwijziging. (Refsgaard, 1987) beschrijft methoden voor het maken van dit onderscheid.

Voor een beoordeling van het effect van klimaatsveranderingen op het afvoerregime van een rivier is door (Gleick, 1987) een aantal methoden genoemd:

1. historische gegevens om de effecten van verandering in neerslag en temperatuur op afvoer en bodemvocht te onderzoeken;
2. toepassen van regionale veranderingen in temperatuur en neerslag, berekend met een General Circulation Model (GCM), als randvoorwaarden in meer nauwkeurige regionale hydrologische modellen;
3. bepaling van de gevoeligheid van afvoer en bodemvocht voor hypothetische veranderingen in de grootte en het tijdstip van neerslag en temperatuur.

De hierna volgende beschrijving is toegespitst op het stroomgebied van de Rijn, maar de beschreven principes zijn ook van toepassing op het stroomgebied van de Maas.

2.4.1 Historische gegevens

Voor de Rijn beschrijft (Liebscher, 1983) het gebruik van historische gegevens. Zijn studie is gebaseerd op gemiddelde dagafvoeren voor de stations Andernach en Keulen sinds 1821. Deze oudere gegevens zijn echter zeer gevoelig voor de gebruikte methode van conversie waterstanden - afvoeren. In het hoofdstuk over antropogene invloeden is beschreven hoe in de laatste twee eeuwen grote wijzigingen zijn opgetreden in het rivierprofiel. Uit deze gegevens blijkt dat waterstanden niet gebruikt kunnen worden om klimaatwijzigingen aan te tonen, omdat de reeksen inhomogeen zijn.

Een studie van trends in de gemiddelde maandafoeren voor de periode 1821-1978 toont aan dat er een vergroting optreedt van de seizoensvariatie. In het algemeen treedt er een toename op in de winterafvoer (januari en februari) en een afname in de zomerafvoer, met de grootste afname in september.

Deze trend is echter in tegenstelling tot de verwachting op basis van de bouw van reservoirs in het stroomgebied. Dit effect resulteert juist in een afname van de afvoeren in de winter en een toename in de zomer.

Het effect van afvoervermindering ten gevolge van toegenomen watervraag is berekend op circa 1 % bij de Duits-Nederlandse grens. De afname is momenteel circa 0,15 m³/s per jaar. Het grootste deel van deze watervraag treedt op benedenstrooms van Keulen. Voor de studie van piekafvoeren kan deze invloed verder buiten beschouwing blijven.

De conclusie is dan ook dat de veranderingen in afvoer veroorzaakt worden door klimaatsveranderingen.

Het effect van veranderingen in de gletsjers kan worden verwaarloosd, omdat zelfs bij Basel het percentage afvoer van de gletsjers op de totale afvoer slechts 3,4 % is.

In (Engel et al, 1988) wordt aangegeven dat er een stijgende trend is in de gemiddelde jaarafvoeren voor de stations Kaub, Keulen en Emmerich sinds circa 1950. Een vergelijking tussen de tendens in de afvoeren en de tendens in de neerslag (uit jaarneerslagen met 10-jarige voortschrijdend gemiddelde) is weergegeven in Tabel 2.11. De percentages geven de toename/afname tussen 1950 (gemiddelde 1946-1955) en 1976 (gemiddelde 1971-1980).

	Kaub	Keulen	Rees
neerslag	+ 0,3%	- 0,2%	- 0,2%
afvoer	+ 6,7%	+ 3,1%	+ 3,4%

Tabel 2.11 Vergelijking in trend tussen jaargemiddelde neerslag en afvoer

Als er een vergelijking wordt gemaakt tussen twee 30-jarige perioden (1921-50 en 1951-80) is er in alle gevallen een toename zichtbaar van zowel de neerslag als de afvoer, waarbij de laatste echter altijd een factor 2 tot 3 groter is dan de eerste (Tabel 2.12).

	Kaub		Keulen		Rees	
	mm	%	mm	%	mm	%
Neerslag (mm)						
1921/50	1000	—	957	—	950	—
1951/80	1021	+ 2,1	977	+ 2,1	977	+ 2,3
Afvoer (m ³ /s)						
1921/50	1560	—	1983	—	2154	—
1951/80	1632	+ 4,6	2105	+ 6,2	2294	+ 6,5

Tabel 2.12 Vergelijking in trend tussen jaargemiddelde neerslag en afvoer voor twee 30-jarige perioden.

Het is duidelijk dat de trends in de neerslag en de afvoer niet gelijk oplopen. In het artikel van (Engel et al, 1988) wordt geen verklaring gegeven voor dit verschijnsel.

Uit eigen onderzoek met behulp van moving-average analyse is een lichte opwaartse trend te vinden in de jaarmaxima. Met statistische analyse is deze trend echter niet aan te tonen voor een betrouwbaarheidsgrens van 5 %. Uit regressie-analyse volgt dat er een toename is van circa $5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ per jaar. De herkomst en implicatie van deze trend moet nog nader worden onderzocht. Overigens is een zelfde trend aangegeven door de Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz.

Een methode die ook tot de historische onderzoeken kan worden gerekend is het gebruik van gegevens van grootschalige weersituaties ('Grosswetterlagen') en piekafvoeren, zoals beschreven door (Van de Wateren-de Hoog en Middelkoop, 1992). Deze studie is gebaseerd op dagelijkse gegevens van de Duitse classificatie van atmosferische circulatiepatronen (Grosswetterlagen). Met 11 typen is getracht een relatie te vinden tussen de piekafvoeren en het circulatiepatroon. De minimale afvoer is gesteld op $3500 \text{ m}^3/\text{s}$, omdat bij deze waarde de uiterwaarden vollopen en mee gaan doen in het afvoerproces. In de analyse van een piekafvoer zijn de Grosswetterlagen meegenomen die tot 100 dagen voor het optreden van de piek voorkwamen.

In deze studie is het niet gelukt een duidelijke relatie af te leiden. Het probleem met de Grosswetterlagen is het gebrek aan kennis aangaande de gemiddelde weercondities in de deelgebieden van het stroomgebied. Een probleem met de piekafvoeren is dat het niet duidelijk is op welke tijdschaal Grosswetterlagen de piekafvoeren bij Lobith beïnvloeden. Ieder deelgebied kan een afwijkende reactie hebben in grootte en het tijdstip van de afvoeren. De piekafvoer in Lobith is dan het resultaat van de interferentie van de piekafvoeren uit de deel-stroomgebieden. Voor de studie is een reactie-tijd van 100 dagen aangehouden, maar uit ervaring met bijvoorbeeld de piekafvoer van december 1991 blijkt dat deze tijd ook veel korter kan zijn, tot slechts 10 dagen.

Uit het onderzoek is wel duidelijk geworden dat piekafvoeren boven $5500\text{--}6500 \text{ m}^3/\text{s}$ gecorreleerd zijn aan een afwijkend patroon van Grosswetterlagen dan in het geval van lagere afvoeren.

Voor de Maas is door (Van de Spek, 1985) een onderzoek beschreven naar de samenhang tussen Grosswetterlagen en piekafvoeren op de Maas. In dit onderzoek kon 69% van de piekafvoeren worden gecorreleerd met vijftypen Grosswetterlagen uit een totaal van 29 typen.

2.4.2 Regionale modellen

Huidige onderzoeken worden meestal gebaseerd op de General Circulation Models (GCM's) (Jongman, 1992). Dit zijn drie-dimensionale modellen die zijn ontwikkeld op basis van numerieke modellen voor weervoorspelling. Ze beschrijven het klimaat op basis van vier fundamentele wetten, die van behoud van energie, van massa, van impuls en de ideale gaswet. Ze produceren voor elke rooster cel een aantal parameters, zoals temperatuur, neerslag en luchtvochtigheid. Het nadeel van de GCM is, dat de roosters zeer grof zijn en dat de modellen een geringe resolutie in de tijd hebben.

Voor de analyse van mogelijke effecten van klimaatsveranderingen in riviersystemen op regionale schaal kunnen uitkomsten van GCM's wel gebruikt worden als uitgangspunt voor een waterbalans of afvoermodel. De scenario's worden dan vertaald in potentiële veranderingen in de gemiddelde temperatuur, neerslag en verdamping voor een regionaal hydrologisch model.

In verschillende modelstudies naar de invloed van veranderingen van klimaatvariabelen zijn de door klimaatmodellen berekende veranderingen ingevoerd in waterbalansmodellen en rivierafvoermodellen. Uit deze onderzoeken blijkt dat geringe veranderingen in klimatologische variabelen kunnen leiden tot grote veranderingen in de waterafvoer van stroomgebieden. Het eerste belangrijke proces dat daarbij een rol speelt is de te verwachten toename in neerslag en vooral de mogelijke verandering van winterneerslag van sneeuw in regen. Een tweede belangrijke verandering is de wijziging in verdamping.

Het lijkt waarschijnlijk dat de gemiddelde toename in afvoer gepaard gaat met een toename in de variabiliteit ervan. Verhoogde gemiddelde winterneerslag en verlaagde gemiddelde zomerneerslag kunnen zowel leiden tot grotere extremen in afvoer als tot een meer gelijkmatige afvoer, afhankelijk van de geologische opbouw en het bergend vermogen van het stroomgebied.

In een studie door (Kuhl en Miller, 1992) is gepoogd de gemiddelde maandelijks neerslag en afvoer te voorspellen op basis van GCM's. De afvoer is voorspeld voor een groot aantal wereldrivieren. In het algemeen worden de waarden van zowel de neerslag als de afvoer te hoog berekend. Daarbij is de verdeling van de afvoer over de maanden vaak niet juist. In de studie wordt verondersteld, dat de totale afvoer zoals berekend door de GCM ook direct bij de monding is, hetgeen ook een fout introduceert. De Rijn is niet in de studie meegenomen, maar als voorbeeld van een Europese rivier kunnen de resultaten voor de Donau worden gebruikt. Hoewel de fout in de voorspelling van de jaarlijkse neerslag en afvoer in vergelijking met die voor de andere rivieren relatief gering is (resp. 70% en 30%), laten de resultaten duidelijk zien dat de voorspellende kracht van GCM's nog te gering is om toegepast te worden bij de studie van klimaatwijzigingen. Er is een duidelijke behoefte aan een koppeling van GCM's met meer kleinschalige modellen, die de resultaten van de GCM's als uitgangspunt kunnen gebruiken.

Een eerste aanzet tot een dergelijke benadering is beschreven door (Bárdossy & Plate, 1992). In deze studie is een model ontwikkeld voor dagelijkse neerslagen en afvoeren, gebaseerd op een atmosferisch circulatie model. Het model is met succes toegepast op het stroomgebied van de Ruhr.

In het rapport van het IPCC (Houghton, et al., 1990) is getracht een gedetailleerd beeld te geven van de te verwachten klimaatwijzigingen voor geselecteerde gebieden. Voor het Rijn stroomgebied is het dichtstbijzijnde gebied Zuid-Europa. De benaderingen zijn gebaseerd op berekeningen met klimaatmodellen.

De modellen gaan uit van de volgende aannames:

- verdubbeling van CO₂ in het jaar 2020, en verviervoudiging in het jaar 2080;
- een algemene gemiddelde temperatuurstoename op wereldschaal van 2,5 °C bij verdubbeling van de CO₂;
- voorkeur voor uitkomst van hoge-resolutie modellen, hoewel deze modellen minder betrouwbaar zijn dan de lage-resolutie modellen voor het reproduceren van de verwachte algemene temperatuurverhoging (1,8 °C in plaats van 2,5 °C);
- de regionale veranderingen in temperatuur, neerslag en bodemvocht zijn recht evenredig met de algemene verandering in oppervlakte-temperatuur.

In het algemeen geven alle modellen als uitkomst dat de toename in CO₂ een toename in de neerslag zal veroorzaken ter hoogte van de 60° breedtegraad, maar er bestaat weinig overeenstemming aangaande de toename per lengtegraad. Het horizontale detailniveau (circa 250-700 km) is onvoldoende om een betrouwbare weergave van de vele regionale details in klimaat te reproduceren. Dit geldt vooral voor neerslag, die sterk samenhangt met de topografie.

De resultaten van de klimaatsberekening voor Zuid-Europa voor het jaar 2030 zijn vermeld in Tabel 2.13.

Model	Temperatuur		Neerslag		Bodemvocht	
	DJF	JJA	DJF	JJA	DJF	JJA
	°C	°C	%	verandering	%	verandering
1	2	2	5	-15	0	-15
2	2	2	10	-5	5	-15
3	2	3	5	-15	-5	-25
DJF = december, januari en februari						
JJA = juni, juli en augustus.						

Tabel 2.13 Resultaten klimaatsberekening Zuid-Europa voor 2030.

Deze uitkomsten gelden voor een verandering van 1,8 °C. Met een verandering van 1,5 °C moeten de uitkomsten met 30% worden verlaagd en voor 4,5 °C met 50% worden verhoogd. Het IPCC rapport stelt uitdrukkelijk dat de betrouwbaarheid van de uitkomsten laag is, in het bijzonder voor de waarden voor de neerslag en het bodemvocht. Algemeen kan worden gesteld dat voor het geselecteerde gebied Zuid-Europa de opwarming 2 °C is in de winter en varieert van 2 tot 3 °C in de zomer. Er is een aanwijzing van toename in de neerslag in de winter en afname in de zomer met 5 tot 15%. Het bodemvocht neemt af met 15 tot 25%.

In overeenstemming met de resultaten uit de verschillende studies blijkt uit mondelinge informatie van Prof. Schuurmans van het KNMI, dat het bij de huidige kennis van klimaatsveranderingen niet mogelijk is gefundeerde uitspraken te doen over de toekomstige trends en hun gevolgen voor het afvoerregime van de Rijn. Wel kunnen eventueel scenario's van klimaatswijzigingen worden opgesteld en de effecten daarvan worden doorgerekend.

2.4.3 Gevoeligheidsanalyse

(Schmidt, 1989) geeft een overzicht van een aantal studies naar de invloed van klimaatsveranderingen op de waterhuishouding.

In de studie van (Bultot et al, 1988) wordt de invloed van de neerslagswijziging benadrukt. (Aston, 1984) beschrijft de afname van de verdamping als gevolg van de verdubbeling van het CO₂-gehalte. Voor de voormalige DDR hebben (Dyck & Golf, 1987) een studie uitgevoerd naar de verandering in afvoer ten gevolge van wijzigingen in neerslag en verdamping. Een neerslagtoename van 20% geeft minstens 50% toename in afvoer. Een afname van de neerslag met 20% resulteert in een afname van 35 tot 40% in de afvoer. Dit verschil in correlatie tussen neerslag en afvoer is ook gevonden door (Nemec & Schaake, 1982) op basis van berekeningen met het Sacramento-model.

Voor de rivier de Saar, een zijrivier van de Moezel, is door (Wigley en Jones, 1985) het effect van veranderingen in de neerslag en verdamping bestudeerd. Als de verdamping constant wordt gehouden en de neerslag 15% wordt vergroot, neemt de afvoer toe met circa 40%. Toename van de verdamping met 10% verlaagt de toename in de afvoer tot circa 20%.

Voor de bepaling van de gevoeligheid van afvoer en bodemvocht op de temperatuur en neerslag zijn door (Gleick, 1987) de uitkomst van berekeningen beschreven met GCM's. De volgende effecten zijn te verwachten:

a. Neerslag

Alle GCM's voorspellen wereldwijd een toename in intensiteit van de hydrologische processen, en speciaal een toename in de gemiddelde jaarlijkse neerslagen. Deze informatie is echter niet bruikbaar voor lokale studies.

Door een algemene temperatuurstijging zal de verdamping toenemen, en daardoor de neerslag. GCM's voorspellen een toename van 7-14%. De mogelijke veranderingen in regionale neerslagpatronen zijn echter veel moeilijker te voorspellen.

Sommige hydrologische effecten zijn echter sterk gebonden aan temperatuur.

b. Bodemvocht

In gebieden met sneeuwval in de winter en dooi in de lente zal de toename in temperatuur tot gevolg hebben dat het percentage sneeuw in de totale winterneerslag zal afnemen en het smelten van de sneeuw in de lente sneller zal verlopen. Hierdoor kan de droogte in de zomer vroeger beginnen.

c. Afvoer

Een belangrijk effect op de afvoer wordt ook veroorzaakt door de temperatuur. In bepaalde gebieden kan de seizoensafvoer sterk wijzigen, terwijl de totale jaarlijkse neerslag nauwelijks verandert. Vaak zal er een grote toename zijn in de winter-afvoer en een afname in de zomer-afvoer, veroorzaakt door afname in de sneeuwdikten, een hogere winter-afvoer, snellere smelting in het voorjaar en kleinere voorjaar-afvoer.

Door deze trend kan het aantal en de grootte van piekafvoeren in het natte seizoen (winter) sterk toenemen.

Uit deze beschrijving volgt, dat de effecten sterk met elkaar verweven zijn.

Voor de Rijn zijn de uitkomsten van studies met GCM's samengevat in (Jongman, 1992). Volgens het OSU-GCM (Oregon State University General Circulation Model) scenario zal bij CO₂ verdubbeling de gemiddelde jaartemperatuur op het Noordelijk halfrond stijgen met 1.5 tot 5,5 °C en de neerslag met 10% toenemen. Voor Europa kunnen de temperatuurveranderingen per deelgebied worden geschat (Tabel 2.14).

Gebied	Winter D-J-F	Lente M-A-M	Zomer J-J-A	Herfst S-O-N
Boreaal en subarctisch	5-8	3-4	2-3	3
Atlantisch	3-4	3	3	3
Continentaal	4-5	3	4	3
Mediterraan	3-4	3	3	3

Tabel 2.14 Verwachte toename in gemiddelde seizoenstemperaturen in °C voor Europa volgens het OSU-GCM scenario.

Daarnaast is er een effect van temperatuurstijging op de verdamping. Voor delen van het Mediterrane gebied kan dit leiden tot een toename in potentiële verdamping van 200-300 mm per jaar.

De zin van onderzoek naar het effect van klimaatsveranderingen op het afvoerregime wordt duidelijk uit de resultaten van de berekeningen aan de afvoeren van een aantal Amerikaanse rivieren ter grootte van de Rijn. Deze laten een grote variatie zien in gemiddelde jaarlijkse afvoer, variërend van een afname van 76% tot een toename van 60%, afhankelijk van de karakteristieken van de stroomgebieden en de aannames ten aanzien van klimaatsveranderingen die in de desbetreffende onderzoeken niet extreem zijn.

Voor Europa blijken de modelresultaten voor temperatuur beter gerelateerd te kunnen worden aan de afvoer dan voor de neerslag. Met GCM's is het mogelijk om voor de helft van de grootste rivieren in de wereld jaarafvoeren te berekenen met een fout van < 20%. Voor kleinere systemen is de fout echter al aanzienlijk. De Rijn valt qua omvang vrijwel geheel binnen één rooster cel en er kunnen dan ook op basis van GCM's absoluut geen schattingen van gemaakt worden.

Recentelijk zijn de resultaten beschreven van een uitgebreide klimaatstudie in het rapport van de 'Directorate General for Environment, Nuclear Safety and Civil Protection' (1992). In dit rapport worden de effecten van het 'greenhouse effect' gegeven voor de verandering in (seizoens-) neerslag en temperatuur in Europa als gevolg van verschillende scenario's voor de effecten van het broeikas effect voor het jaar 2050. Al de resultaten zijn dus berekend *gegeven een bepaalde projectie van wereldwijde opwarming*. Uit de studie blijkt, dat de wintertemperaturen in Noord Europa zullen stijgen van 1,5 tot 5,0 °C en in Zuid Europa van 1,0 tot 2,5 °C. De projectie van zomerneerslag in Noord Europa varieert van -5% tot +25%, terwijl voor Zuid Europa de variatie ligt tussen -15% en +5%. De gemiddelde verandering in zomerneerslag voor de gehele EG is berekend op -14% tot +5%. Er worden geen getallen genoemd voor de winterneerslag, die voor de Rijn van groot belang zijn.

Daar de opwarming voor het jaar 2050 nog onzeker is en varieert van 1 tot 2 °C, is het uiteindelijke effect op de neerslag nog zeer onzeker.

De algemene conclusies zijn:

- er zullen waarschijnlijk belangrijke klimaatvariatiën optreden in de EG;
- de gemiddelde seizoenstemperaturen zullen waarschijnlijk overal stijgen, maar de snelheid van stijging zal variëren over Europa;
- de trend in de verandering van de neerslag is nog onduidelijk voor Europa en kan tegengesteld zijn voor verschillende landen in de EG;

- er is een algemene trend in de voorspellingen voor de veranderingen in de klimaten van Noord en Zuid Europa. Het zuiden zal relatief droger worden ten opzichte van het noorden en het noorden zal relatief warmer worden ten opzichte van het zuiden.

Voor de Rijn is door (Kwadijk, 1991) en (Kwadijk & Middelkoop, 1992) een studie gemaakt van de gevoeligheid van de afvoeren van de Rijn op klimaatwijzigingen en veranderingen in bodemgebruik. In de eerstgenoemde studie zijn de veranderingen in gemiddelde afvoeren bestudeerd. Voor het berekenen van de afvoeren is het model RHINEFLOW ontwikkeld, dat geheel is verweven met een Geografisch informatie Systeem, waardoor de ruimtelijke variatie in de gegevens optimaal kan worden benut.

Van de veranderingen in afvoer als gevolg van klimaatsveranderingen zijn evapotranspiratie en neerslag het belangrijkste. De nauwkeurigheid van de huidige klimaatsvoorspellingen zijn echter nog te gering om te worden gebruikt in hydrologische simulatie- studies op regionale schaal, of bij voorbeeld op schaal van het stroomgebied van de Rijn. Dit is het gevolg van een lage ruimtelijke resolutie, de lage betrouwbaarheid van de neerslagvoorspellingen en de restrictie van de resultaten tot gemiddelde waarden.

Het is echter wel mogelijk de gevoeligheid te toetsen van de afvoeren van de Rijn voor veranderingen in het stroomgebied. Dit is uitgevoerd voor de afvoeren bij het station Rees in Duitsland. Er is gekeken naar:

1. een verandering in het regen/sneeuw neerslagpatroon ten gevolge van een toename van 4 °C in de wintertemperatuur in het Alpine deel van het stroomgebied. Deze toename komt goed overeen met de resultaten van de klimaatstudie van de OSU-GCM;
2. een grootschalige verandering in landgebruik in het Duits/Franse deel van het stroomgebied onder de huidige klimaatomstandigheden.

De resultaten voor de afvoerberekening met deze twee typen veranderingen zijn:

1. De verandering in wintertemperatuur heeft een reducerend effect op de sneeuwaccumulatie in de Alpen. Hierdoor wordt in de zomer een vermindering van 10 tot 15% bereikt in de afvoer bij Lobith;
2. De verandering in het landgebruik heeft in het bijzonder effect op de evapotranspiratie. Door de vermindering in de evapotranspiratie treedt een vermindering op in de jaarlijkse afvoer bij Lobith van 9-10%.

In de conclusies wordt nog onderstreept dat hier slechts is gekeken naar verandering van één bepaalde parameter, zonder de verandering in daarmee samenhangende parameters mee te nemen. Een afweging van eventuele extra gevolgen van klimaatsveranderingen en veranderingen in het stroomgebied (met name in totale neerslag) geeft aan dat de werkelijke veranderingen in de afvoeren nog veel groter kunnen zijn.

RWS hanteert momenteel een scenario voor verandering in Rijnafvoer gebaseerd op een vermindering in zomerafvoeren van maximaal 10% en een toename van de winterafvoeren van maximaal 10%. Uit deze gevoeligheids-studie volgt, dat voor 'worst case scenarios' deze waarden nog te laag zijn.

In de studie van (Kwadijk & Middelkoop, 1992) wordt een relatie gelegd tussen de gemiddelde maandafvoeren en klassen van piekafvoeren voor het stroomgebied van de Rijn, zodat met de studie van de gevoeligheid van de gemiddelde afvoeren ook uitspraken gedaan kunnen worden aangaande de verwachte piekafvoeren.

Het huidige model RHINEFLOW, dat met maandelijkse gemiddelde afvoeren werkt, is niet geschikt voor het simuleren van piekafvoeren. Daarom is een methode ontwikkeld waarmee het effect van klimaatsveranderingen kan worden geschat op de herhalingstijden en duurtijden voor piekafvoeren op de Rijn. De methode is gebaseerd op een relatie tussen de gemiddelde maandelijkse afvoeren, de frequentie van voorkomen van piekafvoeren en piek-duurtijden. De afleiding van de relatie is gebaseerd op de dagelijkse afvoergegevens van het station Lobith voor de periode 1900-1988. Uit deze gegevens is het maandgemiddelde en de hoogst waargenomen piekafvoer bepaald. De gemiddelde maandafvoer was geclassificeerd in 15 klassen met een klasse-grootte van elk $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor iedere klasse is de frequentie-verdeling van de piekafvoeren bepaald (in categorieën van > 3500 , > 4000 , ..., $> 12000 \text{ m}^3/\text{s}$). Met deze gegevens kan de kans worden bepaald op een piekafvoer, groter dan een gekozen ondergrens, gegeven een bepaalde gemiddelde afvoerklasse. De verdeling van de gemiddelde maandafvoeren in klassen is benaderd met een log-normale verdeling. Een vergelijkbare procedure is gevolgd voor de kansverdeling van de duurtijden van piekafvoeren.

Uit het testen van het model is gebleken dat de kans van een piekafvoer gegeven een bepaalde gemiddelde maandafvoer constant is in de tijd. Hetzelfde geldt voor de duurtijden.

Door met het RHINEFLOW model een nieuwe set gemiddelde maandafvoeren te berekenen (bijvoorbeeld voor een bepaald klimaatscenario) kan de kans voor een piekafvoer in iedere maand worden bepaald en vergeleken met de huidige situatie.

Met deze relaties is een aantal scenario's van klimaatsverandering doorgerekend. Het betreft jaarlijkse gemiddelde temperatuurverhogingen van 2 en 4°C , gecombineerd met een jaarlijkse neerslagwijziging van -10% , -20% , $+10\%$ en $+20\%$. Temperatuurdalingen zijn niet meegenomen, omdat dergelijke scenario's niet als waarschijnlijk worden beschouwd.

Uit de modelberekeningen volgt dat de afvoer extreem gevoelig is voor veranderingen in temperatuur en neerslag. In het algemeen blijkt dat de afvoer veel gevoeliger is voor veranderingen in de neerslag dan in de temperatuur.

Voor de tweejaarlijkse afvoer blijkt dat voor het meest extreme scenario (20% afname in neerslag en 4°C toename in temperatuur) de afvoer vermindert met meer dan 50% .

De studie van de maatgevende afvoer met een herhalingstijd van $T=1250$ jaar geeft een waarde van $Q_{t=1250} = 14.300$, maar de gebruikte tijdreeks van 25 jaar is feitelijk te kort voor een dergelijke extrapolatie. De verschillen tussen de huidige waarde en de uitkomsten van scenario's van klimaatwijzigingen kunnen echter wel worden gebruikt.

Met de bovengenoemde marges in neerslag en temperatuur verandert de $Q_{t=1250}$ tussen $-4500 \text{ m}^3/\text{s}$ en $+2000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Als 'reasonable guess' scenario is door Kwadijk en Middelkoop uitgegaan van 2°C temperatuurverhoging en 10% neerslagvermindering. Deze aanname komt redelijk overeen met de waarden die zijn berekend in het rapport van de 'Directorate General for Environment, Nuclear Safety and Civil Protection' (1992). Dit resulteert in een afname van de maatgevende afvoer $Q_{t=1250}$ met circa $1000 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.4.4 Conclusies en aanbevelingen

Uit een gevoeligheidsanalyse blijkt dat de piekafvoeren op de Rijn sterk afhankelijk zijn van veranderingen in de gemiddelde temperatuur en vooral van de veranderingen in de neerslag. Met de huidige kennis van het stroomgebied van de Rijn kan met het RHINEFLOW model een redelijke benadering worden gemaakt van de te verwachten effecten van klimaatwijzigingen op de afvoer van de Rijn te Lobith. Zolang er echter nog geen duidelijkheid bestaat aangaande het scenario voor klimaatwijziging kan nog geen gefundeerde uitspraak worden gedaan over de toekomstige wijziging in het afvoerpatroon van de Rijn bij Lobith.

Gezien de gevoeligheid van de piekafvoeren is het wenselijk in de toekomst aandacht te blijven besteden aan aanwijzingen van klimaatsveranderingen, betrouwbare scenario's van klimaatwijziging op te stellen en de nauwkeurigheid van de voorspellende waarde van afvoermodellen te verbeteren.

De kennis die nu beschikbaar is voor de Rijn moet ook worden toegepast op het stroomgebied van de Maas.

3 Toetsing van de bepaling van de maatgevende belastingen

In dit hoofdstuk gaan wij na of de toegepaste berekeningsmethode en de daarmee uitgevoerde berekeningen tot een betrouwbare schatting van de MHW-standen leiden, zie Sectie 3.1 en 3.2. Aangezien de MHW-standen voor een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ bij de nieuwe berekeningsmethode voor de Waal hoger uitvielen dan de MHW-standen voor een afvoer van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$ in de oude berekeningsmethode, hebben wij in Sectie 3.3 een samenvatting opgenomen van de belangrijkste oorzaken, beschreven in appendix D. Nadat de MHW-standen zijn vastgesteld moet deze nog worden vermeerderd met de te verwachten golfoploop. De berekeningswijze hiervan is beschreven in appendix E, terwijl wij hier een samenvatting geven in Sectie 3.4.

3.1 Keuze berekeningsmethode

Eeuwen lang is de dijkhoogte bepaald geweest op basis van de hoogst opgetreden waterstand plus een aangenomen veiligheidsmarge. De ontwikkeling van de frequentie-analyse leidde ertoe dat de hoogte van dijken op een meer onderbouwde wijze kan worden bepaald. In beginsel kunnen we de frequentie-analyse zowel toepassen op geregistreerde waterstanden als op geregistreerde afvoeren. In verband met veranderingen in de rivier en de beperkte hoogte van dijken, waardoor deze in het verleden regelmatig overstromden geeft een frequentie-analyse voor hoge waterstanden onbetrouwbare resultaten. Het verdient daarom de voorkeur om uit te gaan van de geregistreerde afvoeren.

Vanuit een frequentie-analyse en een aangenomen veiligheidsnorm wordt de maatgevende afvoer bepaald, zie Hoofdstuk 2. De maatgevende afvoer is uitgangspunt voor de berekening van de Maatgevende Hoogwaterstanden (MHW). Van 1956 tot 1963 werden de MHW-standen door RWS met de hand berekend met behulp van stroombaanberekeningen. Hierbij wordt het dwarsprofiel van de rivier in een aantal parallel lopende stroombanen verdeeld, die onderling aan elkaar zijn gekoppeld. Zijdelingse uitwisseling tussen de verschillende stroombanen kan alleen plaatsvinden op de knooppunten. Bij gegeven totale bovenstroomse afvoer en bijbehorende benedenstroomse waterstand resulteren de stroombaanberekeningen in een afvoerverdeeling in dwarsrichting met bijbehorende waterstanden. Bij de berekeningen wordt uitgegaan van permanentie. De schematisatie voor de stroombaanberekeningen is afhankelijk van de afvoer, waardoor voor iedere afvoer een nieuwe schematisatie nodig is. Bovendien zijn de berekeningen erg bewerkelijk. Een uitgebreide toelichting van de toepassing van de stroombaanberekeningen is te vinden in nota 73.6 van RWS, 1973.

In 1974 zijn de stroombaanberekeningen wat het rekenproces betreft geautomatiseerd, waardoor de mate van bewerkelijkheid enigszins is afgenomen. Desondanks bleven de stroombaanberekeningen bewerkelijk doordat nog steeds voor elke afvoer een nieuwe schematisatie nodig is.

Naar aanleiding van de lagere norm voor de maatgevende afvoer, zoals door de Commissie Rivierdijken in 1977 voorgesteld, moest RWS de stroombaanberekeningen herhalen voor een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$. Mede door de opkomst van de computer als rekenmiddel heeft RWS vervolgens onderzocht of met nieuwe ontwikkelingen (1- en 2-Dimensionale rekenmodellen) onafhankelijk van de afvoer geschematiseerd kan worden. De resultaten van dit onderzoek zijn vastgelegd in (Ogink RWS, nota 82.5, 1982).

Na een grondige vergelijking van de destijds ter beschikking staande 1D- en 2D-rekenmethoden is vervolgens gekozen voor het 2D-model WAQUA. Belangrijke overwegingen bij die keuze waren onder meer:

- fysisch betrouwbare weergave van de stroming, zowel in het zomerbed als het winterbed,
- voldoende gedetailleerde weergave van de stroming, ook in dwarsrichting van de rivier,
- een schematisering die onafhankelijk is van de afvoer.

Om met een aantal voor de rivier specifieke problemen rekeningen te kunnen houden is het programma door het WL uitgebreid met kromlijnige coördinaten en de berekening van extra energieverliezen door vertraging achter plotselinge bodemsprongen. Dit programma is door RWS RIVCUR genoemd. Het WAQUA/RIVCUR-programma wordt door RWS veelvuldig gebruikt voor de berekening van stroombeelden. Het programma is bijvoorbeeld ook gebruikt tijdens de bouw van de stormvloedkering Oosterschelde.

Het WAQUA/RIVCUR-programma lost de waterbewegingsvergelijkingen op in twee loodrecht op elkaar staande richtingen. Hierbij is gebruik gemaakt van een versprongen rooster, dat een optimum vormt tussen geheugengebruik en rekensnelheid.

Gesteld kan worden dat RWS bij de keuze van het rekenprogramma voor de bepaling van de MHW-standen niet over een nacht ijs is gegaan. Wij zijn van mening dat de keuze voor WAQUA/RIVCUR ook nu nog juist is.

3.2 Berekening van de MHW-standen

Nadat de uitgangspunten voor de MHW-bepaling zijn vastgesteld, kunnen de waterstanden worden berekend met de gekozen berekeningsmethode. De MHW-berekeningen zijn uitgevoerd voor de Bovenrijn, de Waal, het Pannerdens Kanaal, de Nederrijn, de Lek, de IJssel, en de Maas. In de beginfase van de MHW-bepaling was het WAQUA/RIVCUR-programma alleen geschikt voor rechte lijnige coördinaten. Daarom zijn de schematisaties voor de Boven-Merwede, de Waal, de Bovenrijn en de Maas in rechte lijnige coördinaten uitgevoerd. De schematisaties voor de overige riviertrajecten zijn uitgevoerd in orthogonaal kromlijnige coördinaten.

De nauwkeurigheid van de berekende MHW-standen is in de toegepaste rekenmethode afhankelijk van een groot aantal factoren. De volgende factoren hebben bij een gegeven riviergeometrie in meer of mindere mate invloed op de MHW-berekeningen:

- maaswijdte
- schematisatie van de riviergeometrie
- ruwheid zomerbed
- ruwheid winterbed
- ruwheid kribvakken, ontzandingen en havens.
- extra energieverlies door stroomvertraging
- turbulente viscositeitscoëfficiënt

- tijdstap
- toetsing aan opgetreden hoogwaters
- extrapolatie naar normafvoer
- demping van de hoogwatergolf

Voor elk van bovenstaande factoren zullen we nagaan hoe RWS hiermee is omgegaan bij de uitvoering van de MHW-berekeningen. Voor een aantal factoren, zoals de ruwheid van het zomerbed en de ruwheid van het winterbed, geldt dat er meer onzekerheid bestaat ten aanzien van de in te voeren waarden. Op grond hiervan is besloten aan deze factoren meer aandacht te besteden. Voor de Rijn ontleen wij de gegevens aan (Ubels, 1986) en voor de Maas nota's van Rijkswaterstaat, Directie Limburg (1986, 1989a, 1989b, 1989c, 1989d).

3.2.1 Maaswijdte

De keuze van de maaswijdte is afhankelijk van de weer te geven stroming. Om de waterbeweging in gebieden met voldoende detail te kunnen weergeven wordt algemeen aanbevolen om in die gebieden minimaal 5 roostercellen toe te passen. Deze aanbeveling vloeit voort uit de ervaring dat we bij een kleiner aantal roostercellen meer aandacht aan de bodemschematisatie moeten geven om dezelfde nauwkeurigheid te bereiken.

Voor de MHW-berekeningen in de Nederlandse rivieren is een goede weergave van de stroming in het zomerbed belangrijk. De grootte van de maaswijdte moet hierop worden afgestemd.

Voor de Bovenrijn en de Waal is uitgegaan van een maaswijdte van 50 m in de twee loodrecht op elkaar staande richtingen. Voor deze rivier-trajecten varieert de normaalbreedte (de breedte van het zomerbed tussen de kribkoppen) tussen 260 m en de 450 m. De gekozen maaswijdte geeft derhalve voldoende waarborg voor een betrouwbare bepaling van de waterbeweging. Voor de weergave van de stroming in de uiterwaarden is geen kleinere maaswijdte nodig.

Voor de Maas, waar RWS eveneens een rechtlijnig rooster heeft toegepast, is uitgegaan van een maaswijdte van 25 m. De afmeting van het zomerbed van de Maas varieert van globaal 85 m tot 160 m. De gekozen maaswijdte is voor het gedeelte Gennep-Venlo aan de grote kant. Het alternatief van 15 m leidde echter tot een te groot aantal rekenpunten. In verband met de te verwachten rekentijden heeft RWS daarom gekozen voor een maaswijdte van 25 m. Dat er vervolgens aan de bodemschematisatie meer aandacht moest worden besteed werd geaccepteerd.

Omdat aan de schematisatie van het zomerbed van de Maas onevenredig veel tijd moest worden besteed is RWS inmiddels begonnen aan een kromlijnige modellering ervan.

Voor het Pannerdens Kanaal, de Nederrijn, de Lek en de IJssel is gebruik gemaakt van kromlijnige coördinaten. Met behulp van kromlijnige coördinaten is het in principe mogelijk in het zomerbed te voldoen aan het gewenste aantal roostercellen en gelijktijdig het aantal roostercellen in de uiterwaarden te reduceren. De maaswijdte is hierbij variabel. Het gebruik van kromlijnige coördinaten is min of meer afgedwongen door de geometrische afmetingen van de IJssel. De breedte van het zomerbed van de IJssel neemt in benedenstroomse richting toe van 75 m bij de splitsing IJsselkop, tot 176 m bij het Ketelmeer. De gemiddelde breedte

van de uiterwaard bedraagt globaal 750 m. Lokaal is het winterbed echter erg breed, zoals bij Doesburg en de Rhederlaag. Op deze plaatsen zou den rechtlijnige coördinaten tot onevenredig grote modellen hebben geleid. Ter vergelijking: het aantal roosterzellen voor de IJssel zou, bij rechtlijnige coördinaten, per kilometer gemiddeld ruim tien keer zo groot zijn geweest dan bij de Waal.

Doordat bij de schematisatie van de IJssel en de Nederrijn het aantal roosterlijnen in de stroomrichting constant is gehouden kon men op een aantal plaatsen niet geheel voldoen aan de aanbeveling van minimaal 5 vakjes in het zomerbed. Dit doet zich onder meer voor bij Doesburg (IJssel) en Meinenswijk (Nederrijn). Op deze plaatsen heeft rws vervolgens meer aandacht besteed aan de schematisatie van de bodemligging om onnauwkeurigheden te vermijden.

Het gebruik van orthogonaal kromlijnige coördinaten in combinatie met het WAQUA/RIVCUR-pakket kan aanleiding geven tot de introductie van onnauwkeurigheden in de berekeningen. Deze situatie doet zich voor als niet voldoende wordt voldaan aan orthogonaliteit en/of als de grootte van de maaswijdte van plaats tot plaats te sterk verandert. Tijdens de ontwikkeling van de kromlijnige versie van WAQUA/RIVCUR is hieraan ruim aandacht besteed, zie (Wijbenga, WL nota S584-IV, 1985; WL nota S584-V, 1985 en WL publikatie No 352, 1985) en zijn richtlijnen voor het gebruik opgesteld. Alle kromlijnige roosters zijn steeds op orthogonaliteit en verandering in de grootte van de maaswijdte gecontroleerd en vormen geen bron van onnauwkeurigheden bij de bepaling van de MHW-standen.

3.2.2 Schematisatie van de riviergeometrie

De weergave van de geometrie in het horizontale vlak is gebaseerd op de ligging van de hoogwatervrije gebieden, zoals de bandijken en de natuurlijke waterkering.

De mate van detail, waarmee de geometrie van de rivier kan worden weergegeven, is afhankelijk van de toegepaste maaswijdte. Daardoor wordt bij rechtlijnige coördinaten de rand trapsgewijs weergegeven. Bij kromlijnige coördinaten kan voor het weergeven van de modelrand de bandijk doorgaans worden gevolgd. Lokaal wordt daar echter ook de rand trapsgewijs weergegeven. Bij de schematisatie van de bandijk aan de ene oever heeft rws vervolgens rekening gehouden met de schematisatie van de bandijk langs de andere oever. De gevolgde procedure leidt, zowel voor de Rijn en zijn takken als de Maas, tot een betrouwbare weergave van de riviergeometrie.

We merken hier overigens op dat afwijkingen ten aanzien van de werkelijke ligging van de modelrand, zowel binnendijs als buitendijs, in min of meer gelijke mate voorkomen. Zelfs als er bij de schematisatie aan de ene zijde van het model niet expliciet rekening wordt gehouden met de schematisatie aan de andere kant van het model, dan zullen lokale verschillen tussen het model en de werkelijke geometrie uitmiddelen.

Op een beperkt aantal plaatsen is bij de kromlijnige modellering echter afgeweken van de ligging van de bandijken. Dit betreft steeds gebieden die niet wezenlijk deelnemen aan de stroming. In dit verband kan worden genoemd de weergave van:

- de Roswaard, aan de linkeroever van het Pannerdens Kanaal direct benedenstrooms van de Pannerdense Kop. Vanaf km 870.4 tot aan km 871.6 wordt de uiterwaard van de stroming in het zomerbed gescheiden door een hoogwatervrije dijk. Pas voorbij km 871.6 kan water bij hoogwater in de Roswaard stromen. Uit praktische overwegingen is het betreffende gebied vervolgens niet meegenomen in de WAQUA/RIVCUR-schematisatie. Voor de bepaling van de MHW-standen heeft dit geen merkbare invloed. (Thans wordt de laatste hand gelegd aan een WAQUA/RIVCUR-model dat de waterbeweging integraal over de splitsingspunten uitrekent. In dit model is de Roswaard meegeschematiseerd.)
- de scheiding tussen de IJssel en het Kampereiland. Bij de modellering voor de MHW-berekeningen is er vanuit gegaan dat het Kampereiland in de toekomst hoogwatervrij zal zijn. Op grond hiervan is de dijk tussen de IJssel en het Kampereiland als hoogwatervrij weergegeven. In werkelijkheid is het gebied echter nog steeds buitendijks en loopt het onder extreme omstandigheden onder water. Bij hoge rivierafvoeren werkt de dijk tussen de IJssel en het Kampereiland als een overlaat, waardoor de waterstanden (tijdelijk) niet hoger zullen oplopen, zie tevens (Wesseling, 1989), (de Haas en 't Hoen, RWS, nota 89.053, 1989) en (Rijkswaterstaat, nota SSWB-R89021, 1989). Bij hoge rivierafvoeren zullen ook bovenstrooms van de overlaat lagere waterstanden ontstaan. De grootte van de waterstandverlaging neemt in bovenstroomse richting af. Bovenstrooms van Katerveer (Zwolle) is de verlaging verwaarloosbaar. Voor het hier beschouwde onderzoeksgebied heeft de keuze voor een hoogwatervrije dijk tussen de IJssel en het Kampereiland geen invloed op de berekende MHW-standen.

Voor de bodemhoogte in de uiterwaard (geometrie in verticale zin) is bij de toetsingsberekeningen uitgegaan van de meest recente rivierkaarten aangevuld met gegevens van ophogingen en afgravingen. Voor aanvullende informatie is, zowel bij de Rijn als de Maas en voor zover nodig, gebruik gemaakt van luchtfoto's. Voor de uitvoering van werken worden door de RWS vergunningen afgegeven, waarin nauwkeurig is vastgesteld welke werken mogen worden uitgevoerd en welke compensaties daarvoor in het rivierengebied moeten worden aangebracht. Voor werken, die zijn uitgevoerd en nog niet in de rivierkaarten zijn opgenomen, is hier door middel van de vergunningen rekening mee gehouden. De aldus bepaalde bodemligging is gebruikt bij de toetsingsberekeningen.

Voor de MHW-bepaling, die is uitgevoerd na de toetsingsberekeningen, is tevens rekening gehouden met reeds verstrekte vergunningen, waarvan de werken nog niet zijn uitgevoerd. Bij de berekeningen is aangenomen dat deze werken voltooid zijn.

Traject	peilingen uit
Boven-Merwede, Waal en Bovenrijn: km 961 - km 905	1981
Boven-Merwede, Waal en Bovenrijn: km 905 - km 862	1980
Lek en Nederrijn benedenstrooms Grebbe	1984
Nederrijn bovenstrooms Grebbe en Pannerdens Kanaal	1983
IJssel benedenstrooms van Dieren	1984
IJssel bovenstrooms van Dieren	1983
Maas van Eijsden tot Linne m.u.v. Berg-Maaseik	1984
Maas van Berg (km 38) tot Maaseik (km 53)	1985
Maas van km 73 tot km 86	1979
Maas van km 87 tot km 108	1984
Maas van Venlo tot Gennep	1984
Maas van Boxmeer tot Lith	1979

Tabel 3.1 Overzicht gebruikte dwarspeilingen

Voor de bodemligging in het zomerbed gebruikt RWS gegevens van de jaarlijkse dwarspeilingen. Hierbij is RWS ten tijde van de modellering steeds uitgegaan van de meest recente gegevens, zie Tabel 3.1.

Voor de bodemligging van de oevers, de kribvakken en de ontzandingen zijn aanvullende peilingen verricht.

De bodemligging van de uiterwaarden voor de rechtlijnige modellen (Bovenrijn, Waal en Maas) is met de hand verzameld en verwerkt, waarbij de controle op de juistheid van de gegevens gelijktijdig werd uitgevoerd. Na de verwerking van de gegevens zijn, ter controle van de ingevoerde gegevens, tekeningen vervaardigd. De bodemligging in de tekeningen is vergeleken met de gegevens op de rivierkaarten. Zonodig werden correcties aangebracht.

Voor het controleren van de geometrie van het zomerbed heeft RWS een andere procedure gevolgd. Per kilometer is de gemiddelde bodemligging bepaald voor zowel de gegevens van de jaarlijkse dwarspeilingen als de in het rekenmodel aangebrachte bodem. De bodemligging in het rekenmodel werd pas goedgekeurd het verschil tussen beide gemiddelde waarden kleiner was dan 0,1 m.

De lengte van kribben stemt slechts in enkele gevallen overeen met de lokaal aanwezige maaswijdten. Hierdoor komt de kribkop slechts voor een deel in een rooster cel te liggen. Op deze plaatsen is de krib over de volle maasbreedte aangebracht onder gelijktijdige verlaging van de kruinhoogte om er voor te zorgen dat doorstromingsoppervlakte hetzelfde is. De toegepaste schematisatie heeft daardoor geen merkbare invloed op de berekende MHW-standen.

De gevolgde werkwijze voor de weergave van de geometrie van de rivier leidt tot een betrouwbare bodemligging in het rekenmodel.

3.2.3 Ruwheid zomerbed

Rijn

De ruwheid van het zomerbed in alluviale rivieren wordt bepaald door de korrelgrootte van het materiaal op de bodem en de beddingvormen die zich op het grensvlak van bodem en water ontwikkelen. Veelal zijn tegelijkertijd kleinere en grotere beddingvormen aanwezig, waarbij de kleinere beddingvormen zich met grotere snelheid over de grotere beddingvormen bewegen. Een extra complicatie ontstaat doordat de grootte van de beddingvormen afhankelijk is van de stromingsomstandigheden in de rivier en de ruwheid van het zomerbed ook nog eens afhankelijk is van de vorm van de beddingvormen. Al deze factoren zorgen ervoor dat een voorspelling van de ruwheid van het zomerbed een beperkte nauwkeurigheid heeft. Bij het vaststellen van de ruwheid voor MHW-omstandigheden heeft men daarom in beginsel de volgende stappen gevolgd:

- keuze van een voorspellingsmethode voor het schatten van de ruwheid van het zomerbed (Van Rijn, 1984),
- ijking van constanten in deze voorspellingsmethode aan opgetreden hoogwaters, zie (Van Urk, RWS nota 83.18) en (Ogink, WL-verslag R2017 1984, en WL-notitie R2017 1986) en
- een analyse van het gedrag van de voorspellingsmethode voor extreme omstandigheden, zie (Termes et al., 1986).

Bij de hier uitgevoerde evaluatie is nagegaan of nieuwe informatie, verkregen na het vaststellen van de ruwheid voor het zomerbed voor de MHW-berekeningen tot nieuwe inzichten leidt, die een aanpassing van de ruwheidswaarden noodzakelijk maken. Voor een uitgebreide toelichting verwijzen wij naar appendix B. Hier geven wij slechts een samenvatting.

Sinds het vaststellen van de ruwheid voor het zomerbed voor de MHW-berekeningen zijn nieuwe gegevens verkregen ten aanzien van:

- de grootte van het bodemmateriaal in de verschillende riviertakken,
- het gedrag van beddingvormen bij hoge afvoeren, zie (Wijbenga, WL-verslag Q1302 1991) en (Julien, 1992)
- stromingsomstandigheden bij hoge afvoer, metingen tijdens het hoogwater van 1988.

De grootte van het korrelmateriaal in de Bovenrijn en de Waal neemt sinds 1951 af. De in 1984 uitgevoerde bodemonsters zijn ten opzichte van de in 1974/76 uitgevoerde metingen nauwelijks veranderd. De dalende tendens lijkt zich dus niet voort te zetten. Voor de ruwheid van het zomerbed houdt dit in dat de ruwheid onder gelijkblijvende stromingsomstandigheden gelijk blijft.

Uit het onderzoek van (Wijbenga, WL-verslag Q1302 1991), die het gedrag van de beddingvormen bij veranderende stromingsomstandigheden op een beperkt aantal trajecten van de Bovenrijn en Waal heeft onderzocht voor het hoogwater 1988, blijkt niets van een eventuele afnamen van de grootte van de beddingvormen, zoals Van Rijn die voorspelt. Wel blijkt uit die studie een na-ijling tussen de afmetingen van de grootste van de beddingvormen en de optredende stromingsomstandigheden. De bijdrage van deze grote beddingvormen in de ruwheid van het zomerbed is echter gering. De hierop gesuperponeerde beddingvormen met

een duinhoogte van 0,4 à 0,7 m en een duinlengte van 10 à 20 m geven daarentegen de grootste bijdrage aan de ruwheid van het zomerbed en passen zich snel aan, aan de veranderende stroomomstandigheden.

Ook (Julien, 1992), die het gedrag van beddingvormen bij hoge afvoeren in andere grote rivieren heeft onderzocht, vindt geen aanwijzingen voor het afnemen van de afmetingen van de beddingvormen, zoals door Van Rijn voorspeld wordt.

Uitgaande van de metingen van waterstanden, afvoeren en beddingvormen, verricht tijdens het hoogwater van 1988 in de Bovenrijn en de Waal, is onderzocht hoe de duinhoogte, duinlengte, duinsteilheid en de k-waarde verloopt in de tijd. Het verloop van de parameters tijdens het hoogwater van 1988 is vergelijkbaar met die van het hoogwater 1983, met uitzondering van de k-waarde, deze bedraagt nu 0,24 m en destijds 0,15 m.

De gemeten grootte van de beddingvormen tijdens het hoogwater van 1988 sluiten aan bij de door (Van Urk, rws nota 83.18, 1983) aangepaste voorspeller van de beddingvormen volgens (Van Rijn, 1984) met aangepaste coëfficiënten. De hieruit afgeleide k-waarde bedraagt 0,23 m.

Door gebrek aan gedetailleerde gegevens heeft de evaluatie slechts voor een beperkt gedeelte van de rivier kunnen plaatsvinden. Op grond van de evaluatie zijn wij echter van mening dat er geen reden is tot een wijziging van de in de MHW-berekeningen te hanteren ruwheden voor het zomerbed.

Maas

De korrelafmetingen van de Maas veranderen sterk in het traject van Eijsden tot aan de mond van de Donge.

In het bovenstroomse deel is de korrelafmeting relatief groot. (Klaassen, WL-verslag R863 1981) rapporteert korrelafmetingen (D_{50} op km 20) van 0,15 à 0,2 m. De geometrische standaardafwijking die iets zegt over het voorkomen van grotere korrelafmetingen, is hier tevens zeer groot, namelijk orde 10. De bodem bestaat in dit deel dus ook uit belangrijk grotere 'korrels'. Beddingvormen komen hier niet of nauwelijks voor en de ruwheid is vooral bepaald door de grootte van de korrels zelf.

In het benedenstroomse deel is de grootte van de korrelafmeting van het bodemmateriaal afgenomen tot orde 0,003 m. Hier komen tevens beddingvormen voor. Door (Ogink, WL-verslag R2392/Q388 1986) zijn registraties van beddingvormen uitgewerkt en is een k-waarde voor de MHW-berekeningen geschat. De in de berekeningen gebruikte k-waarde stemt goed overeen met de aanbevolen waarde.

3.2.4 Ruwheid winterbed

De ruwheid van het winterbed wordt bepaald door de aanwezige begroeiing in de uiterwaarden. RWS heeft voor de MHW-berekeningen het volgende onderscheid gemaakt:

- grasland,
- rietvelden,
- grienden,
- heggen en
- bomen.

Voor elk van deze onderdelen hebben wij kritisch gekeken naar de door RWS gehanteerde berekeningsmethode voor de bepaling van de hydraulische ruwheden. We hebben daarbij de volgende werkwijze gevolgd. Eerst is kritisch gekeken naar de uitgangspunten die door RWS zijn gehanteerd. De uitgangspunten zijn veelal gebaseerd op door andere onderzoekers gerapporteerde onderzoeksresultaten en eigen gegevens van de RWS, zie (Van Urk, nota 81.21, 1981 en nota 83.11, 1983). Vervolgens is aan literatuur van latere datum getoetst of de door RWS gehanteerde rekenmethodiek nog steeds voldoet, zie Appendix C. Hier geven wij een samenvatting van de resultaten.

Grasland

De in de literatuur gegeven waarden voor de hydraulische ruwheid van gras bij een diepte van 1 m blijkt te variëren van ca. 28 tot ca. 35 $\text{m}^{1/2}/\text{s}$. De door RWS gehanteerde waarde, 32 $\text{m}^{1/2}/\text{s}$, geeft een juiste schatting van de ruwheid voor grasland.

Rietvelden

Over de hydraulische ruwheid van rietvelden wordt in de literatuur niet veel gepubliceerd. Er is slechts één publikatie gevonden waarin melding wordt gemaakt van de ruwheid van rietvelden, zie (Gaspar, 1987). De door RWS gebruikte waarde wijkt af van de door Gaspar voorgestelde waarden. Het lijkt erop dat de weerstand van niet overstromend riet door RWS wordt onderschat, (Gaspar stelt lagere C-waarde voor). In het onderhavige studie gebied is het aandeel van riet in de begroeiing echter klein. Wij verwachten daarom dat een verhoging van de ruwheid voor riet geen wijziging in de MHW-standen zal opleveren.

Grienden

De door RWS voor grienden gebruikte formulering leidt bij overstroming van de grienden niet tot een afname van de weerstand (lagere C-waarde). Voorts wijst de publikatie van (Gaspar, 1987) op grotere ruwheden (lagere C-waarden). Momenteel komen er niet op uitgebreide schaal grienden voor in het hier beschouwde gebied. Van een verhoging van de ruwheid voor grienden verwachten wij bij de huidige hoeveelheid grienden geen wijziging van de MHW-standen.

Heggen

Ten aanzien van de ruwheid van heggen hebben wij geen nadere gegevens in de literatuur aangetroffen. Voor de ruwheid van heggen is in het verleden echter uitgebreid onderzoek verricht, zie (Klaassen, 1976) en (Klaassen en Van der Zwaard, 1974).

Bomen

De door RWS gehanteerde ruwheid voor bomen blijkt nog steeds goed aan te sluiten bij de huidige inzichten.

Samenvattend kunnen we stellen dat de geschatte ruwheid voor het winterbed in de MHW-berekeningen van 1986 door latere publikaties nog grotendeels wordt onderbouwd, met uitzondering van de ruwheden voor rietvelden en grienden, die in de MHW-berekeningen enigszins worden onderschat. Aangezien het aandeel hiervan in de ruwheid van opgaande begroeiing klein is en de invloed van alle opgaande begroeiing op de MHW-standen niet groot is, zie de onder 3.2.12 te beschrijven gevoeligheidsanalyse, zijn wij van mening dat de schatting van de ruwheid van het winterbed goed is.

Gelet op de huidige tendens om in het rivierengebied meer natuurwaarden terug te brengen door het aanleggen van nevengeulen en ooibossen oordelen wij het verstandig om met name ten aanzien van ooibossen nader vast te stellen welke ruwheid in de MHW-berekeningen ingevoerd dient te worden.

3.2.5 Ruwheid kribvakken, ontzandingen en havens.

Voor de ruwheid van deze gebieden is een vaste waarde van 0,25 m aangehouden. Hiervoor zijn geen nadere metingen gedaan. Met de opmerking dat de stroming vooral door de afmetingen van de kribben wordt beïnvloed en niet of nauwelijks door de weerstand in de kribvakken kunnen we instemmen.

Bij ontzandingen zorgt de grote waterdiepte er voor dat de ruwheidswaarde volgens Chézy relatief hoog is en dat de stroomsnelheden in de ontzanding erg laag zijn. Hierdoor treden er in de ontzandingen, afgezien van de vertragsingsverliezen die via de overlaatprocedure apart in rekening worden gebracht, nauwelijks energieverliezen op. Op de berekende MHW-standen heeft dit geen invloed.

Voor havens geldt dat eventuele onnauwkeurigheden slechts lokaal voorkomen, waarbij de invloed op de MHW-standen is te verwaarlozen.

3.2.6 Extra energieverliezen door stroomvertraging

In het rivierengebied komen veelvuldig plotselinge wijzigingen voor in de hoogte van de bodemligging. De stroming kan deze plotselinge veranderingen niet goed volgen en laat over een zekere lengte los, waarbij energie verloren gaat. Deze verliezen worden in het rekenmodel apart in rekening gebracht. De stroming over (zomer)kaden en kribben leidt eveneens tot extra energieverliezen en worden op dezelfde wijze in rekening gebracht. De grootte van

het energieverlies is afhankelijk van de lokale stroming en de bodemverandering ter plaatse en wordt door het rekenprogramma tijdens de berekening bepaald. De grootte van de energieverliezen is gebaseerd op metingen, uitgevoerd in een schaalmodel.

In een rechte of kromlijnige rooster met discrete maaswijdten in de twee loodrecht op elkaar staande richtingen vallen de roosterlijnen en de lokatie van de overlaten in het algemeen niet samen. Waar dit voorkomt zijn de overlaten over ten hoogste een halve maaswijdte verlegd. Dit heeft op de rekenresultaten geen merkbare invloed.

In de versie die voor de MHW-bepaling is gebruikt kunnen overlaten lokaal alleen in x- of y-richting worden opgegeven. Overlaten die diagonaal door het rooster lopen zijn deels in de x-richting en deels in de y-richting in rekening gebracht. In deze versie is de lengte van de overlaten in beginsel niet goed weergegeven, waardoor er meer water over de overlaat stroomt dan in werkelijkheid. Bij onvolkomen afvoer zijn de verschillen klein. Bij volkomen afvoer lopen de verschillen echter op. In de MHW-berekeningen komen vrijwel geen diagonale overlaten voor met volkomen afvoer. Wij verwachten dat lokaal de MHW-waarden orde 0,02 à 0,05 m zouden kunnen afwijken.

De overlaatprocedure in WAQUA/RIVCUR is onlangs herzien, zie (Wijbenga, 1990). Sindsdien is het wel mogelijk om overlaten ook diagonaal in het rooster aan te brengen, waarbij op correcte wijze rekening wordt gehouden met de lengte van de overlaten.

In de berekeningen zijn kribben op dezelfde wijze behandeld als overlaten. Een gevoeligheidsanalyse, waarbij het energieverlies van de kribben is gehalveerd toont aan dat de waterstanden op de Waal globaal met 0,10 à 0,12 m afnemen. Een goede weergave van het energieverlies bij stroming over de kribben is dus belangrijk.

3.2.7 Turbulente viscositeitscoëfficiënt

Door (Ogink, 1985) is onderzoek verricht naar de grootte van de turbulente viscositeitscoëfficiënt. De aanbevolen waarde van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ is voor de berekening van de MHW-standen overgenomen. Uit recente toetsing van de grootte van de turbulente viscositeitscoëfficiënt, zie (Wijbenga, 1992), blijkt dat deze coëfficiënt ligt tussen de $0,5$ en $1 \text{ m}^2/\text{s}$. Hierdoor kunnen de MHW-standen met globaal $0,01$ à $0,02 \text{ m}$ zijn onderschat.

3.2.8 Tijdstap

Bij permanentieberekeningen is het WAQUA/RIVCUR-programma tamelijk ongevoelig voor de grootte van de tijdstap. Een veilige aanname gaat uit van een dusdanige tijdstap dat het Courant-getal kleiner of gelijk is aan 8. Overigens blijken de rekenresultaten bij permanenties nauwelijks gevoelig te zijn voor de grootte van het Courant-getal, zelfs als dit groter is dan 8. Onnauwkeurigheden door een te grote tijdstap manifesteren zich in de waterstanden als een golfje met een lengte ter grootte van 2 maaswijdten ($2\delta x$ -golfjes). In voorkomende gevallen is door RWS vervolgens extra rekenwerk uitgevoerd met een kleinere tijdstap.

In geval van kromlijnige coördinaten kunnen we niet van één Courant-getal spreken; het varieert in de twee rekenrichtingen. Aan de keuze van de tijdstap moet hierbij meer zorg worden besteed, bijvoorbeeld door de berekende waterspiegel nauwgezet te controleren.

In de berekeningen is steeds met een zo groot mogelijke tijdstap gewerkt, waarbij het optreden van voornoemde golfjes is vermeden.

3.2.9 Toetsing aan opgetreden hoogwaters

Het rekenmodel is getoetst aan recent opgetreden hoogwaters. Tabel 3.2 geeft een overzicht van de uitgevoerde toetsingsberekeningen. Aan de bovenrand van de modellen is de tijdens deze hoogwaters gemeten afvoer als randvoorwaarde opgelegd.

Hoogwater	Bovenrijn Waal en Boven- Merwede	Pannerdens Kanaal, Nederrijn en Lek	IJssel	Maas				
				Eysden Linne	Linne Venlo	Venlo Gennep	Boxmeer Lith	Lith Donge
1970					+	+	+	+
1979							+	+
1980	+						+	+
1981					+	+		+
1982	+	+	+					+
1983-1		+						
1983-2	+		+					
1984		+	+	+	+	+	+	

Tabel 3.2 Overzicht van de uitgevoerde toetsingsberekeningen.

Zowel bij de Rijntakken als bij de Maas is uitgegaan van een vaste ruwheid voor het grasland, als onder 3.2.4 beschreven. Andere begroeiing is expliciet in de berekening opgenomen. Voor de ruwheid van het zomerbed is in beginsel een aan de fysica (afmetingen van de beddingvormen) gerelateerde waarde gekozen.

Met behulp van de toetsingsberekeningen wordt nu in beginsel vastgesteld of de geschatte ruwheid van het zomerbed juist is. In deze berekeningen is aan de benedenrand steeds de gemeten waterstand opgelegd.

Voor de Rijn en zijn takken is de grootte van de topafvoer in de toetsingshoogwaters nauwgezet geschat. Te grote of te kleine afvoeren zullen namelijk leiden tot een onjuiste waarde voor de zomerbedruwheid. Met de toevoer van water uit de Oude IJssel is rekening gehouden. Kleinere stromen zijn daarentegen verwaarloosd. Dit is, gelet op de totale afvoer, gerechtvaardigd. Voorts wordt er in de toetsingsberekeningen op de Rijn en zijn takken geen rekening gehouden met golfdemping. Berekeningen hebben aangetoond dat de invloed hiervan op de waterstanden klein is. De afwijkingen tussen de gemeten en de berekende waterstanden voor de hoogwaters 1980, 1982, 1983-1, 1983-2 en 1984 zijn vrijwel overal kleiner dan 0,1 m. De daarbij toegepaste ruwheid van het zomerbed (k-waarde) stemt overeen met de ruwheid van de aanwezige beddingvormen.

Uit de toetsingsberekeningen voor de Maas blijkt dat de berekende ruwheid (k-waarde) niet afhankelijk is van de afvoer. De k-waarde van het zomerbed varieert van 0,1 tot 0,3 m.



Hoogwater op de Waal bij Kekerdom, 1988

Foto: Bart Hofmeester

3.2.10 Extrapolatie naar normafvoer

Voordat de MHW-berekening met de geëxtrapoleerde afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ kan worden uitgevoerd zijn er in de schematisatie enkele wijzigingen aangebracht. Deze wijzigingen hebben betrekking op reeds uitgegeven vergunningen voor werkzaamheden die in het rivierengebied uitgevoerd mogen worden maar nog niet zijn uitgevoerd. Voorts is de ruwheid voor het zomerbed geschat voor de MHW-situatie. Vervolgens moeten we de grootte van de afvoer aan de bovenrand en de hoogte van de benedenwaterstand nog schatten.

Een overzicht van de afvoeren bij maatgevend hoogwater zijn weergegeven in Tabel 3.3.

Van de verschillende riviertakken heeft RWS niet-gekoppelde modellen gemaakt. Voor de berekening van de MHW-standen moet een schatting worden gemaakt van de afvoerverdeling over de verschillende takken. Uit het resultaat van de berekeningen, met name de berekende waterstanden op de splitsingspunten, blijkt dan of de afvoerverdeling goed geschat is. In de laatste berekeningen bedragen de verschillen tussen de vastgestelde MHW-afvoeren en de afvoeren waarmee de MHW-standen zijn bepaald, voor de Waal, de Nederrijn/Lek en de IJssel respectievelijk $+ 25 \text{ m}^3/\text{s}$, $- 10 \text{ m}^3/\text{s}$ en $- 15 \text{ m}^3/\text{s}$. Met de opmerking dat de verschillen zo klein zijn dat een herberekening niet nodig werd geoordeeld kunnen we instemmen.

	Maatgevend afvoer (m ³ /s)
Bovenrijn	16.500
Waaï	10.370
Pannerdens Kanaal	6.130
Nederrijn	3.570
IJssel	2.560
Maas (Borgharen)	3.650

Tabel 3.3 Maatgevende afvoeren gebruikt in de MHW-berekeningen.

De berekening van de MHW-standen is uitgevoerd in een aantal niet gekoppelde modellen, namelijk de Bovenrijn-Waal, het Pannerdens kanaal en -Nederrijn-Lek en de IJssel. Door de ont koppeling van de riviertakken moest in de berekeningen de afvoer verdeling bij de maatgevende afvoer worden geschat. De in Tabel 3.3 gegeven afvoer verdeling is de afvoer verdeling die is gebruikt bij de vaststelling van de MHW-standen, en wijkt in lichte mate af van de afvoer verdeling die thans wordt verwacht. Er is voorgesteld om de discrepantie in deze afvoer verdelingen op te heffen door het uitvoeren van werken nabij de Pannerdense Kop, bestaande uit een verlaging van de kruinhoogte van de Millingse dam tot NAP + 14,75 m over een lengte van 1000 m en een hoogwatervrije verhoging van de scheidingsdam tussen het Fort Pannerden en de Sterrenschans. Voor zover bekend zijn deze werken nog niet uitgevoerd. Bij uitvoering van de werken zal de afvoer bij MHW op de Waal globaal met 250 m³/s afnemen ten opzicht van de in Tabel 3.3 aangegeven waarde, terwijl de afvoer op de Nederrijn/Lek en IJssel zal toenemen.

Waal

Op de Waal ligt de benedenrand van het model bij Werkendam. Deze lokatie ligt verder stroomafwaarts dan de benedengrenzen van het gebied waarvoor de MHW-standen in het bovenrivierengebied (d.w.z. het gebied waar geen invloed van het getij meer merkbaar is) moet worden bepaald. De hoogte van de waterstanden is afgeleid uit onderzoek uitgevoerd door Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidwest. Door de rand verder benedenstrooms te plaatsen kunnen eventuele kleine afwijkingen in de opgelegde waterstand via de stuwkromme nog uitdempen. Het niveau van de waterspiegel te Werkendam bij de MHW-berekening is gelegd op NAP + 4,05 m.

Nederrijn/Lek

De benedenrand voor de Nederrijn/Lek is geplaatst nabij Krimpen aan de Lek. De lokatie ligt op enige afstand benedenstrooms van de grens van de getij-invloed. De afstand tussen benedenrand en de grens van de getij-invloed wordt gebruikt om eventuele onnauwkeurigheden in de hoogte van de beneden waterstand uit te laten dempen. Het opgelegde niveau bedraagt NAP + 1,85 m.

IJssel

Voor de IJssel zijn diverse berekeningen uitgevoerd voor het vaststellen van de MHW-standen. Dit heeft te maken met het feit dat langs het meest benedenstroomse deel van de IJssel tot enige km bovenstrooms van Kampen de MHW-standen worden bepaald door mogelijke opwaaiing vanuit het Ketelmeer. De MHW-standen zijn bepaald als het maximum van de twee volgende berekeningen:

- hoge rivierafvoer (1/2000 per jaar) met een beneden-waterstand van NAP + 1,0 m.
- gemiddelde rivierafvoer (840 m³/s) en hoge opwaaiing, waardoor de waterstand aan de benedenrand van het model NAP + 3,0 m bedraagt.

Maas

Voor de Maas is de benedenrandvoorwaarde voor de MHW-berekeningen ontleend aan de MHW-berekeningen uit het beheersgebied van Rijkswaterstaat, District Zuidwest van de voormalige Directie Waterhuishouding en Waterbeweging. De grootte van de bovenstroomse afvoer is bepaald met behulp van het 1D-model (IMPLIC). Aan de bovenstroomse zijde van dit model is de afvoer behorende bij een kans van 1/1250 per jaar afvoer ingevoerd en zijn schattingen gemaakt van de meest waarschijnlijke zijdelingse toevoeren van de verschillende zijrivieren. Met het 1D-model kon tevens de golfdemping in rekening worden gebracht.

De gevolgde procedure voor de Rijn en de Maas leidt tot een betrouwbare schatting van de benedenrandvoorwaarde in de verschillende WAQUA/RIVCUR modellen.

3.2.11 Demping van de hoogwatergolf

Met WAQUA/RIVCUR kan het tijdsafhankelijke gedrag van de waterbeweging tijdens de hoogwatergolf worden weergegeven. Het rekenprogramma bepaalt dan zelf de grootte van de golfdemping. Voor de bepaling van de golfdemping in het gebied van de Rijn en zijn takken en de Maas leidt dit bij de gekozen maaswijdten echter tot zeer grote en moeilijk handelbare modellen. Bovendien zouden deze modellen onevenredig lang rekenen. RWS heeft daarom gekozen voor een meer praktische benadering via simulaties van het tijdsafhankelijke gedrag in een 1-dimensionaal model van de verschillende riviertakken. De modellering hiervan heeft RWS uitbesteed, zie (Wijbenga, 1986).

Met het 1D-model is de grootte van de golfdemping geschat. Vervolgens zijn de waterstanden, die met WAQUA/RIVCUR zijn berekend voor de maatgevende afvoer gecorrigeerd voor de met het 1D-model berekende golfdemping. De grootte van de golfdemping neemt in benedenstroomse richting toe. De maximale waarde bedraagt voor de Waal 120 m³/s, voor de Nederrijn/Lek 100 m³/s en voor de IJssel 120 m³/s.

De IJssel is als laatste tak geschematiseerd. Toegenomen rekencapaciteiten hebben ertoe geleid dat een deel van de hoogwatergolf op de IJssel ook met WAQUA/RIVCUR als een tijdsafhankelijke afvoer is doorgerekend. Op deze wijze heeft RWS inzicht gekregen in de nauwkeurigheid waarmee de golfdemping via het 1D-model is berekend. Het 1D-model voor de IJssel overschatte de golfdemping met globaal 10 à 20 m³/s. Hierdoor kunnen de MHW-standen voor de IJssel met 0,01 à 0,02 m zijn onderschat. Voor de Nederrijn/Lek en de Waal verwachten wij een geringere overschatting van de golfdemping, omdat het bergend oppervlak op deze

trajecten verhoudingsgewijs kleiner is dan de bergende oppervlakte langs de IJssel. Voorts is de waterstand op de Nederrijn/Lek en de Waal minder gevoelig voor veranderingen in de afvoer dan de IJssel. Samenvattend zijn wij van mening dat de golfdemping van het hoogwater op verantwoorde wijze in rekening is gebracht.

Voor de Maas is de golfdemping met behulp van het 1-dimensionale model IMPLIC geschat.

3.2.12 Gevoeligheidsanalyses

Zowel voor de Maas als voor de Rijn en zijn takken is onderzocht hoe gevoelig de berekende MHW-waarden zijn voor veranderingen in verschillende parameters.

Waal

Voor de Waal is onderzocht hoe gevoelig de berekende MHW-standen zijn voor de:

- opgegeven waterstand op de benedenrand,
- hoogte van de bodemligging van het zomerbed,
- invloed van de begroeiing,
- grootte van het energieverlies door kribben,
- invloed van de hydraulische ruwheid van grasland,
- grootte van de turbulente viscositeitscoëfficiënt,
- hydraulische ruwheid van het zomerbed,
- uitschuring van het Pannerdens Kanaal.

Op de benedenstroomse rand (Werkendam) is een waterstandsverlaging van 0,5 m opgelegd. De grootte van de waterstandsverlaging neemt in bovenstroomse richting snel af. De verlaging bedraagt in Gorinchem, Herwijnen en Zaltbommel respectievelijk 0,2 m, 0,1 m en 0,05 m.

Op de Boven-Merwede / Waal is in de berekeningen de bodem van het zomerbed verlaagd met 0,5 m. Op de benedenrand is dezelfde waterstand opgelegd als bij de MHW-berekeningen. Als gevolg van de bodemverlaging neemt de waterstand in bovenstroomse richting af tot ongeveer 0,2 m bij Herwijnen. Verder bovenstrooms blijft de afname globaal constant.

Om de invloed van de begroeiing te onderzoeken is in het rekenmodel alle opgaande begroeiing uit de berekening verwijderd. Ook hier is weer op de benedenrand dezelfde waterstand ingevoerd als bij de MHW-berekeningen. In bovenstroomse richting nemen de waterstanden geleidelijk af. De verlaging bedraagt bovenstrooms van km 950,0 (halverwege Gorinchem en Herwijnen) 0,1 m tot 0,15 m.

In een van de berekeningen is de grootte van het energieverlies door stroomvertraging achter kribben gehalveerd. De waterstand aan de benedenrand van het model is gelijk gehouden aan de waterstand tijdens de MHW-berekening. Uit de berekening blijkt dat de waterstanden geleidelijk afnemen met 0,10 à 0,12 m tot aan St. Andries. Bovenstrooms hiervan is de afname nagenoeg constant.

Het verkleinen van de ruwheid van gras met een factor 2 (halvering k-waarde) geeft, bij een beneden-waterstand van MHW, tot Zaltbommel een geleidelijke verlaging van de waterstanden. De verlaging bedraagt 0,05 m.

Om een indruk te verkrijgen van de invloed van de turbulente viscositeitscoëfficiënt, is een berekening uitgevoerd met een waarde van $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$. In de MHW-berekening was uitgegaan van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$. Hierdoor nemen de waterstanden met globaal 0,01 m toe.

Een verhoging van de ruwheid van het zomerbed (k-waarde) met 25 % geeft op de Waal een verhoging van de waterstanden van 0,1 m.

Bij rivieren, die in hun eigen alluviale afzetting stromen, wordt over de bodem zand getransporteerd. Alleen als de hoeveelheid water en zand in de juiste verhouding wordt verdeeld ontstaat een evenwicht tussen water- en zandafvoer. Bij het Pannerdens Kanaal is dit evenwicht niet geheel aanwezig. De bodem van het Pannerdens Kanaal schuurt momenteel uit. Om een indruk te krijgen van de toekomstige afvoerverdeling is een berekening gemaakt waarbij alleen de bodem van het Pannerdens Kanaal 0,5 m werd verlaagd. Uit deze berekening blijkt dat de afvoer naar het Pannerdens Kanaal met globaal $50 \text{ m}^3/\text{s}$ toeneemt. Hierdoor zullen de waterstanden op de Waal ca. 0,02 m zakken en op de Nederrijn / Lek met ca. 0,02 m stijgen. Op de IJssel nemen de waterstanden toe met 0,03 m. Op het Pannerdens Kanaal stijgt de waterstand bij de IJsselkop met 0,02 m en daalt de waterstand bij de Pannerdense Kop met 0,02 m.

Pannerdens Kanaal, Nederrijn / Lek

Een ruwheidsverhoging van het zomerbed met 25 % verhoogt de waterstanden met 0,10 à 0,15 m.

IJssel

Voor de IJssel is onderzocht hoe gevoelig de resultaten van de MHW-berekeningen zijn voor het verwijderen van de begroeiing en de ruwheid van het zomerbed. Verwijdering van de begroeiing leidt tot een verlaging van de waterstanden met globaal 0,1 m. In de nabijheid van Olst - Deventer is de afname van de waterstanden het grootst. Vergroting van de ruwheid van het zomerbed met 25 % verhoogt de waterstanden met globaal 0,15 m.

Maas

Voor de Maas zijn de ruwheid (k-waarde) van het zomerbed, de mate van begroeiing en de grootte van de turbulente viscositeitscoëfficiënt gevarieerd.

Een verhoging van de ruwheid van het zomerbed (k-waarde) met 25 % leidt voor het gedeelte Well-Gennep tot een verhoging van de waterstand van 0,03 à 0,04 m. Een verhoging van de ruwheid met 50 % voor het riviergedeelte Borgharen-Berg resulteerde in een waterstandsverhoging van 0,05 à 0,10 m.

In het gedeelte Well-Gennep komt vrij intensieve opgaande begroeiing voor. Vervanging van deze begroeiing door grasland geeft een daling van 0,2 m.

Voor het gedeelte Borgharen-Berg is de begroeiing minder intensief. Verwijdering hiervan geeft een daling van de MHW-standen van 0,1 m.

Verhoging van de turbulente viscositeitscoëfficiënt (in verband met de horizontale impulsuitwisseling tussen zomerbed en winterbed) van 0,5 naar 1,0 m²/s leidt tot een verhoging van de MHW-standen van orde 0,05 m.

Samenvattend kunnen we vaststellen dat voor de Waal de invloed van de belangrijkste parameters in voldoende mate is onderzocht. Op grond van de verkregen inzichten voor de Waal kon voor het Pannerdens Kanaal, Nederrijn/Lek, de IJssel en de Maas worden volstaan met een beperkte gevoeligheidsanalyse.

3.3 Vergelijking van MHW-berekeningen voor en na normwijziging

Door de Commissie Rivierdijken (Becht, 1977) is voorgesteld om de norm voor de maatgevende afvoer te verlagen van 1/3000 per jaar ($Q = 18.000 \text{ m}^3/\text{s}$) naar 1/1250 per jaar ($Q = 16.500 \text{ m}^3/\text{s}$). Algemeen werd verwacht dat dit tot een verlaging van de toenmalige MHW-standen zou leiden. De geschatte verlaging voor de Bovenrijn en de Waal bedraagt ca. 0,4 m, voor het Pannerdens Kanaal en de Nederrijn/Lek orde 0,35 m en voor de IJssel 0,2 m. Nadat de MHW-standen voor de nieuwe maatgevende afvoer waren berekend bleek dat de nieuwe MHW-standen op de Waal hoger uitvielen dan de oude MHW-standen. De Stichting Red Ons Rivierlandschap heeft de Minister van Verkeer en Waterstaat in haar brief van 17 september 1992 gevraagd om een nadere toelichting op de oorzaken van de verschillen in de MHW-standen van voor de normverlaging en na de normverlaging. In appendix D wordt uitgebreid ingegaan op de verschillen in de oude en de nieuwe MHW-berekeningen.

Wij zijn tot de slotsom gekomen dat de verhoging van de MHW-standen op de Waal het gevolg is van:

- een gewijzigde ruwheid voor het zomerbed. Deze wijziging is het gevolg van de nieuwe rekenmethode die een schematisatie op basis van fysische inzichten mogelijk maakt. Hierdoor kunnen we de ruwheid van beddingvormen nu koppelen aan de ruwheid voor het zomerbed. De ruwheid voor het zomerbed in de stroombaanberekeningen heeft te veel het karakter van een vuilnisbakcoëfficiënt. Wij vinden dat terug in de Waal bij de bepaling van de ruwheid van het zomerbed. Die is voor de hoge afvoeren gebaseerd op een toetsing aan het hoogwater van 1926, waarbij de afvoer door de Waal te groot is geschat.
- een gewijzigde ruwheid voor het winterbed. Nadere analyse van de ruwheden van begroeiing heeft ertoe geleid dat de k-waarde van gras moest worden verhoogd van 0,07 m naar 0,2 m. Deze te lage ruwheid voor het winterbed is in de stroombaanberekening gecompenseerd met een grotere ruwheid (k-waarde) voor het zomerbed.
- betere weergave van de fysica in de MHW16500-berekeningen ten opzichte van de MHW18000-berekeningen.

Bovenstaande opmerkingen gelden in beginsel ook voor de overige riviertakken van de Rijn, zij het dat bij de bepaling van ruwheid van het zomerbed in de overige takken de resultaten van de stroombaanberekeningen voor 1926 zijn genegeerd. In deze riviertakken is het verschil tussen de verwachte MHW-verlaging en de uiteindelijk bepaalde MHW-verlaging vooral veroorzaakt door de verandering van de ruwheid van het winterbed.

3.4 Golfoploop en waakhogte

De waakhogte heeft volgens de Leidraad voor het Ontwerpen van Rivierdijken - deel 1 - Bovenrivierengebied, een aantal belangrijke functies zoals het voorkomen van ernstige golfoverslag, het compenseren van onzekerheden in de berekening van de ontwerp-waterstand en van waterstandsverhoging door opwaaiing en het begaanbaar houden van de dijk (voor inspectie tijdens hoogwater). De waakhogte wordt zodanig bepaald dat voor de ontwerp-omstandigheden de overslag van water door golven wordt beperkt, zie Appendix E. De toelaatbare hoeveelheid golfoverslag is afhankelijk van de helling en de kwaliteit van de bekleding van het binnentalud. Volgens de Leidraad dient voor de benodigde waakhogte minstens 0,5 m in rekening te worden gebracht.

De grootte van de golfoploop wordt onder meer bepaald door de grootte van de invallende golven, en diverse parameters die met de geometrie van de dijk te maken hebben, zoals ruwheid van het talud, de aanwezigheid van een berm, oriëntatie van de dijk ten opzichte van de invallende golf, en de aanwezigheid van een ondiep voorland.

In de huidige berekeningen voor de golfoploop wordt meer en meer gewerkt met een geaccepteerd overslagdebiet. De berekeningsmethode is zo gedefinieerd dat het overslagdebiet nul is als de kruinhoogte op het niveau van de 2%-golfoploop volgens de eerder genoemde Leidraden wordt aangelegd. Voor lagere kruinhoogten neemt de grootte van het overslagdebiet geleidelijk toe. Voor een dijk van zandige grond en met een slechte grasmat wordt een overslagdebiet van 0,1 l/s/m aangehouden. Op een dijk van kleiige grond met een goede grasmat geeft een overslag van 1,0 l/s/m geen problemen. Op een kleibekleding en een grasmat volgens de eisen voor het buitentalud of met een adequate bekleding is zelfs 10 l/s/m mogelijk. De werkwijze is nader toegelicht in Appendix E. De grootte van de waakhogte is bij deze methode afhankelijk van de grootte van de inkomende golven, de geometrie van de dijk en het toegestane overslagdebiet.

De toegepaste berekeningswijze voor de bepaling van de golfoploop is in appendix E getoetst. Uit de toetsing leiden we af dat:

- de nieuwe methode voor de bepaling van de golfoploop op basis van golfoverslag tot gelijke resultaten leidt en een zelfde betrouwbaarheid heeft als de formule in de Leidraden.
- het toestaan van een hoger overslagdebiet, voor zover dat nog niet in het dijkontwerp wordt meegenomen, tot een reductie van de kruinhoogte kan leiden.
- wij geen reden zien om van de minimum waakhogte (0,5 m) af te wijken.

4 IJs

In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de invloed die de ijsbezetting van een rivier heeft op de waterstand. Hierbij zal de invloed van een vast ijsdek maar ook die van ijsdammen op de rivier worden besproken. Een vast ijsdek maar vooral de vorming van een ijsdam hebben een verhoging van de ruwheid van de rivier tot gevolg waardoor het waterniveau van de rivier zal stijgen. Een ijsdek is een aaneengesloten laag ijs die niet door de stroming wordt meegevoerd. Een ijsdam wordt gedefinieerd als een accumulatie van ijsschotsen die op een bepaalde lokatie wordt gevormd, een groot gedeelte van het doorstroomprofiel van de rivier opvult en zo de doorstroming in de rivier beperkt. Er zijn twee typen ijsdammen te onderscheiden:

- 1 Het eerste type ijsdam wordt de '*freeze-up*' ijsdam genoemd. Deze ijsdam ontstaat aan het begin van een vorstperiode wanneer het net op de rivier gevormde ijs vastloopt en de afvoer verstopt en zo een waterstandsverhoging tot gevolg heeft.
- 2 Het tweede type wordt de '*break-up*' ijsdam genoemd. Deze ijsdam ontstaat aan het einde van een vorstperiode wanneer de luchttemperatuur is gestegen en de afvoer van de rivier weer toeneemt. Het vaste ijsdek op de rivier breekt dan in stukken en wordt stroomafwaarts meegevoerd. Als het drijfijz niet kan worden afgevoerd ontstaat de *break-up* ijsdam.

Dat de snelle stijging van de waterstand als gevolg van ijsdammen in het verleden heeft geleid tot dijkdoorbraken blijkt uit de beschrijvingen van deze dijkdoorbraken. Uit (Gottschalk, 1971, 1977) die de dijkdoorbraken in de periode 1400 tot 1700 beschrijft, blijkt dat dijkdoorbraken regelmatig het gevolg waren van de vorming van ijsdammen op de rivieren. Ook (Glimmerveen, 1856), die de dijkdoorbraken tot 1856 heeft beschreven meldt dat veel dijkdoorbraken in het verleden werden veroorzaakt door ijsdammen op de rivieren.

In het huidige onderzoek zal worden getracht aan te geven waarom in het recente verleden geen dijkdoorbraken meer hebben plaatsgevonden als gevolg van deze ijsdammen. De verwachting van de problemen met ijsgang in de toekomst zal worden behandeld en er zal worden ingegaan of bij de berekening van de MHW-standen rekening zou moeten worden gehouden met ijsgang op de rivieren.

4.1 De aanwezigheid van ijsdekken en ijsdammen in het verleden

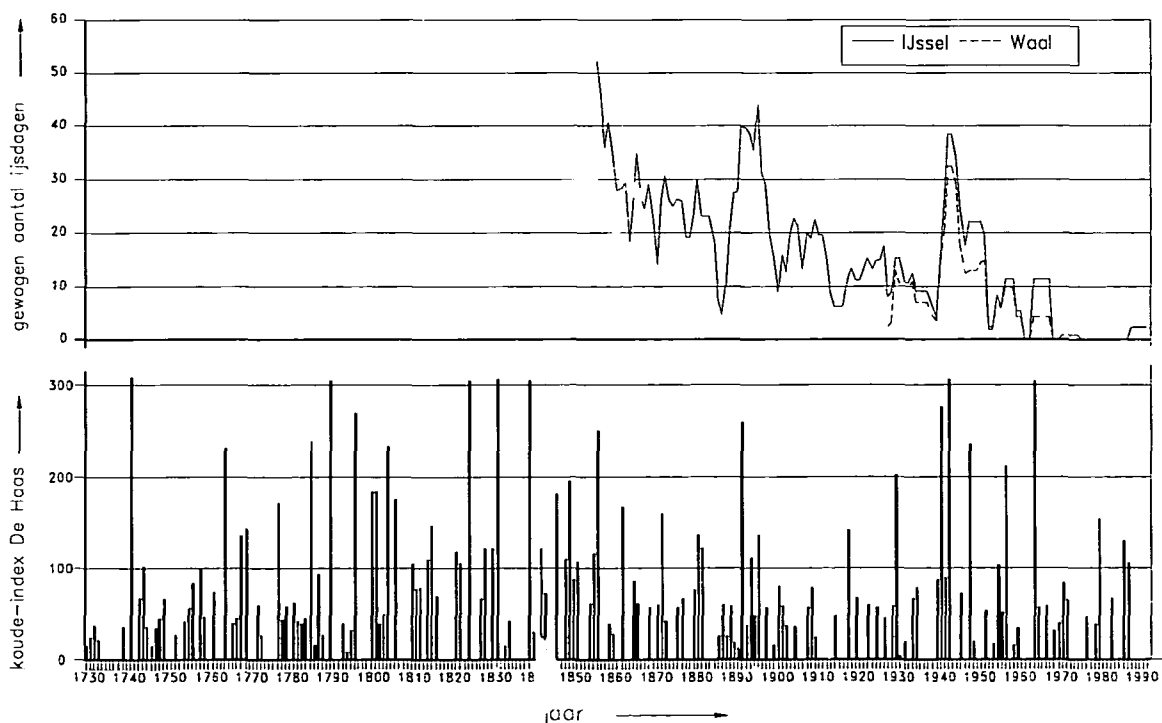
De ijsbezetting op de Nederlandse rivieren kan voor de periode 1879 tot 1955 worden afgeleid uit de Verslagen van Openbare Werken (vow's) en voor de periode na 1939 uit de jaarlijks door Rijkswaterstaat uitgegeven ijsverslagen.

De vorming van ijs op stilstaand water (kanalen, meren) en op de rivieren vindt niet tegelijkertijd plaats. De watertemperatuur van de rivieren is in het algemeen iets hoger dan dat van stilstaand water en door de stroming vermengt de afgekoelde bovenlaag met de rest van het rivierwater. In stilstaand water vindt deze menging niet plaats en is de temperatuur van het water aan de oppervlakte eerder tot 0 °C gedaald dan bij het rivierwater. Bij rivieren zal de watertemperatuur, wanneer er ijsvorming gaat optreden, over de gehele waterdiepte ongeveer een temperatuur van 0 °C hebben.

De ijsvorming op de Nederlandse binnenwateren vangt dus aan op de (semi-)stagnante wateren. Hierop zal een vlak ijsdek worden gevormd. Wanneer de temperatuur van het rivierwater is gedaald tot 0 °C dan zal ook op de rivieren ijsvorming plaatsvinden. Door de stroming op de rivier zal dit echter in de vorm van ijsschotsen plaatsvinden. Wanneer de ijsbezetting toeneemt zullen de schotsen zich op een gegeven moment vastzetten, zodat een vast ijsdek ontstaat.

De vorming van het vaste ijsdek op de rivieren begint op de Beneden-IJssel, daarna op de Beneden-Lek en op de Nieuwe en/of Oude Maas (kenteringsgebied). Wanneer het ijs op de Merwede bij Dordrecht is vastgelopen dan zit de Waal/Bovenrijn in 4 tot 6 dagen tot Lobith vast.

Een uitgebreid onderzoek naar de ijsbezetting op de grote rivieren in Nederland is verricht door (Wemelsfelder, 1948). Wemelsfelder leidt een teruggang van de ijsbezetting op de rivieren af voor de periode 1854 tot 1948 door een vergelijking te maken tussen de perioden 1854 tot 1900 en 1900 tot 1948. Hij toont aan dat zowel de Nederrijn, de IJssel, de Waal als ook de Maas een overeenkomstig beeld van vermindering van het aantal dagen met drijfijfs of vastijs vertonen. In Figuur 4.1 is het voortschrijdend gemiddelde van het aantal ijsdagen op de IJssel en de Waal van vijf opeenvolgende winters uitgezet als functie van de tijd voor de periode 1854 tot 1992. De IJssel is de meest geschikte rivier om een verandering van de ijsbezetting te bestuderen. Het ijs blijft op deze rivier het langst aanwezig. Uit Figuur 4.1 blijkt dat de trend welke door Wemelsfelder werd gesignaleerd in het recente verleden is te vervolgen. Op de IJssel kan dit in ieder geval niet het gevolg zijn geweest van het kunstmatig opruimen van het ijs. Dit is op deze rivier nooit gebeurd omdat dit problemen op zou leveren met de afvoer van het ijs. Het IJsselmeer en het Ketelmeer zijn gedurende een vorstperiode snel dichtgevroren zodat het ijs hier niet naartoe kan worden afgevoerd. De Waal vertoont eveneens een vermindering van de ijsbezetting in de periode 1925 tot 1992.



Figuur 4.1 Relatie koude-index De Haas en het gewogen aantal ijsdagen van de IJssel en de Waal.

Uit (Wemelsfelder, 1948) blijkt dat vóór de vijftiger jaren vrijwel elk jaar maar in ieder geval vrijwel elke vorstperiode gepaard ging met een al dan niet forse ijsbezetting op de IJssel. (De Haas, 1986a) geeft aan dat bij een etmaal gemiddelde luchttemperatuur beneden de $-1,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ijs aanwezig was op de grote rivieren in Nederland.

Dat het aantal dagen met vast ijs op de Nederlandse rivieren sterk is verminderd is weergegeven in Tabel 4.1. In deze tabel is het percentage van de winters weergegeven waarin in de perioden 1854-1901, 1901-1948 en de periode 1948-1991 een vast ijsdek voorkwam. Uit de tabel waarvan de waarden van de eerste twee perioden zijn overgenomen uit (Wemelsfelder, 1948) blijkt dat de bezetting van de rivieren met vast ijs aanzienlijk is afgenomen.

rivier	1854-1901	1901-1948	1948-1991
IJssel	66	51	9
Nederrijn	55	32	7
Waal	40	15	9
Maas	62	30	7

Tabel 4.1 Percentage van winters waarin een vast ijsdek op de rivieren aanwezig was.

In Tabel 4.2 zijn verder het gemiddeld aantal dagen per ijsperiode weergegeven waarop een vast ijsdek op de rivieren voorkwam. Het gemiddeld aantal dagen per ijsperiode met vast ijs op de rivieren blijkt niet veel te zijn veranderd in de tijd.

rivier	1854-1901	1901-1948	1948-1991
IJssel	28	23	27
Nederrijn	24	21	26
Waal	23	27	14
Maas	20	20	23

Tabel 4.2 Gemiddeld aantal dagen per ijsperiode met een vast ijsdek op de rivieren.

In Tabel 4.3 is het gemiddeld aantal ijsdagen per jaar weergegeven. Uit deze tabel blijkt dat het gemiddeld aantal ijsdagen per jaar met een vast ijsdek op de rivieren verder is afgenomen.

rivier	1854-1901	1901-1948	1948-1991
IJssel	18	12	2
Nederrijn	13	7	2
Waal	9	4	1
Maas	12	6	2

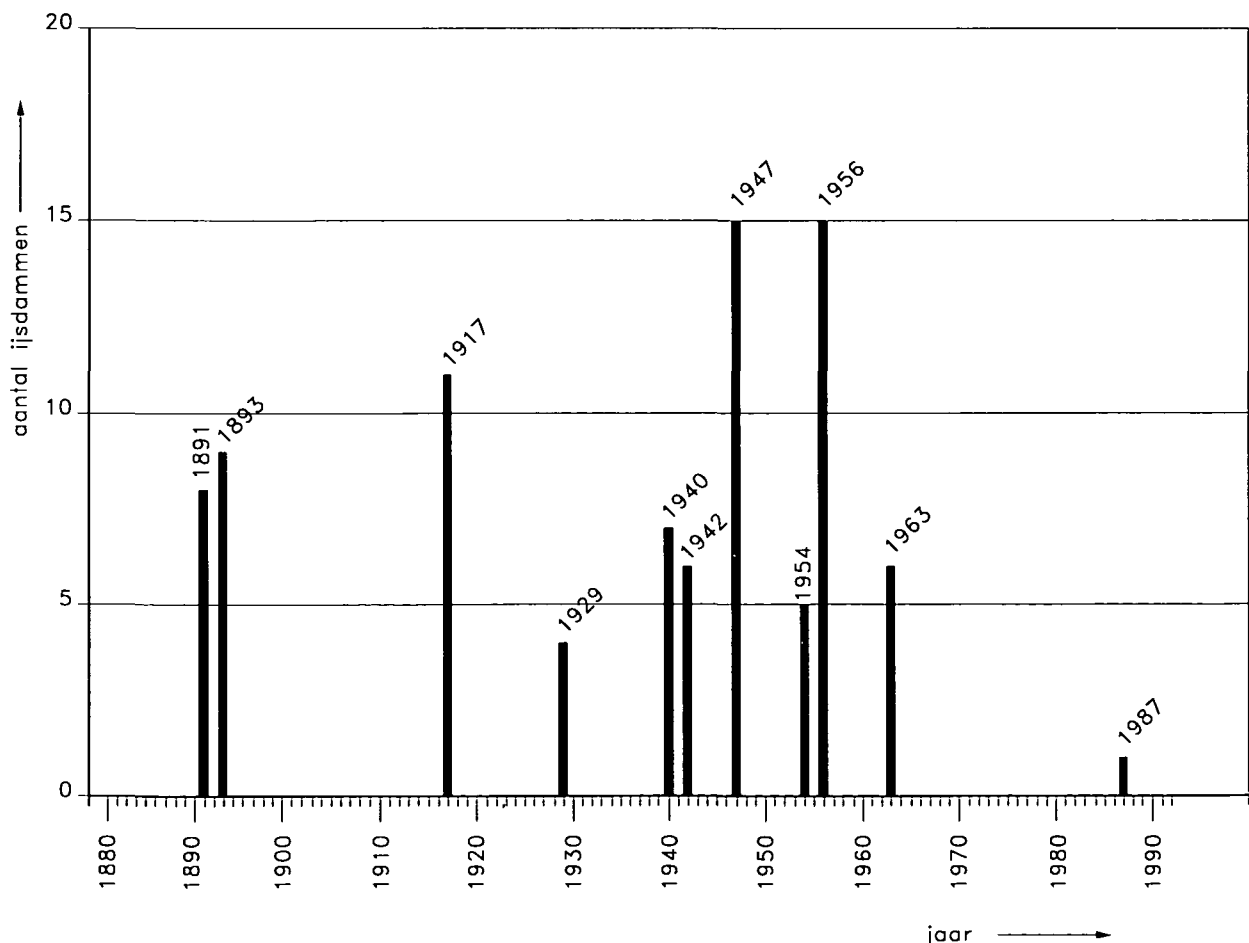
Tabel 4.3 Gemiddeld aantal dagen per jaar met een vast ijsdek op de rivieren.

De hoeveelheid ijsperioden is dus duidelijk in de tijd verminderd. Het aantal dagen met een vaste ijsbezetting per ijsperiode is echter ongeveer gelijk gebleven.

Een ijsdam wordt gedefinieerd als een accumulatie van ijsschotsen welke de doorstroming in de rivier beperkt. Dit veroorzaakt een waterstandsverhoging.

Dat de vorming van ijsdammen in het verleden tot dijkdoorbraken heeft geleid is naar voren gebracht door Bervaes (Bervaes, 1991). Hij meldt dat in de periode 1720 tot 1870 met een frequentie van eens per elf á twaalf jaar een of meerdere dijkdoorbraken hebben plaatsgevonden als gevolg van deze ijsdammen. Zijn gegevens heeft Bervaes afgeleid uit de 'Aantekeningen, gehouden door de Sociëteit van Nijmegen van peilhoogten en merkwaardige gebeurtenissen op de rivieren den Rhijn, Maas, Waal, Nederrhijn en IJssel'. De frequentie van de aanwezigheid van ijsdammen hoeft niet gelijk te zijn aan de frequentie van dijkdoorbraken. Immers niet iedere ijsdam hoeft een dijkdoorbraak te veroorzaken. De frequentie van de aanwezigheid van ijsdammen kan dus hoger liggen. Verder is uit aanvullend onderzoek gebleken dat de frequentie van dijkdoorbraken die door Bervaes wordt genoemd zelfs nog aan de lage kant is. In Sectie 4.4. wordt hier verder op ingegaan.

Dat de frequentie van jaren waarin ijsdammen zich op de rivieren vormden in het recentere verleden niet veel afwijkt van de frequentie van Bervaes blijkt uit Figuur 4.2. In deze figuur zijn het aantal ijsdammen welke zijn geregistreerd na 1880 uitgezet tegen de tijd. Ijsdammen komen in de periode 1880 tot 1992 nog eens in de 9 jaar voor. De verdeling van de ijsdamvoorkomens in de tijd lijkt niet te zijn veranderd in deze periode.

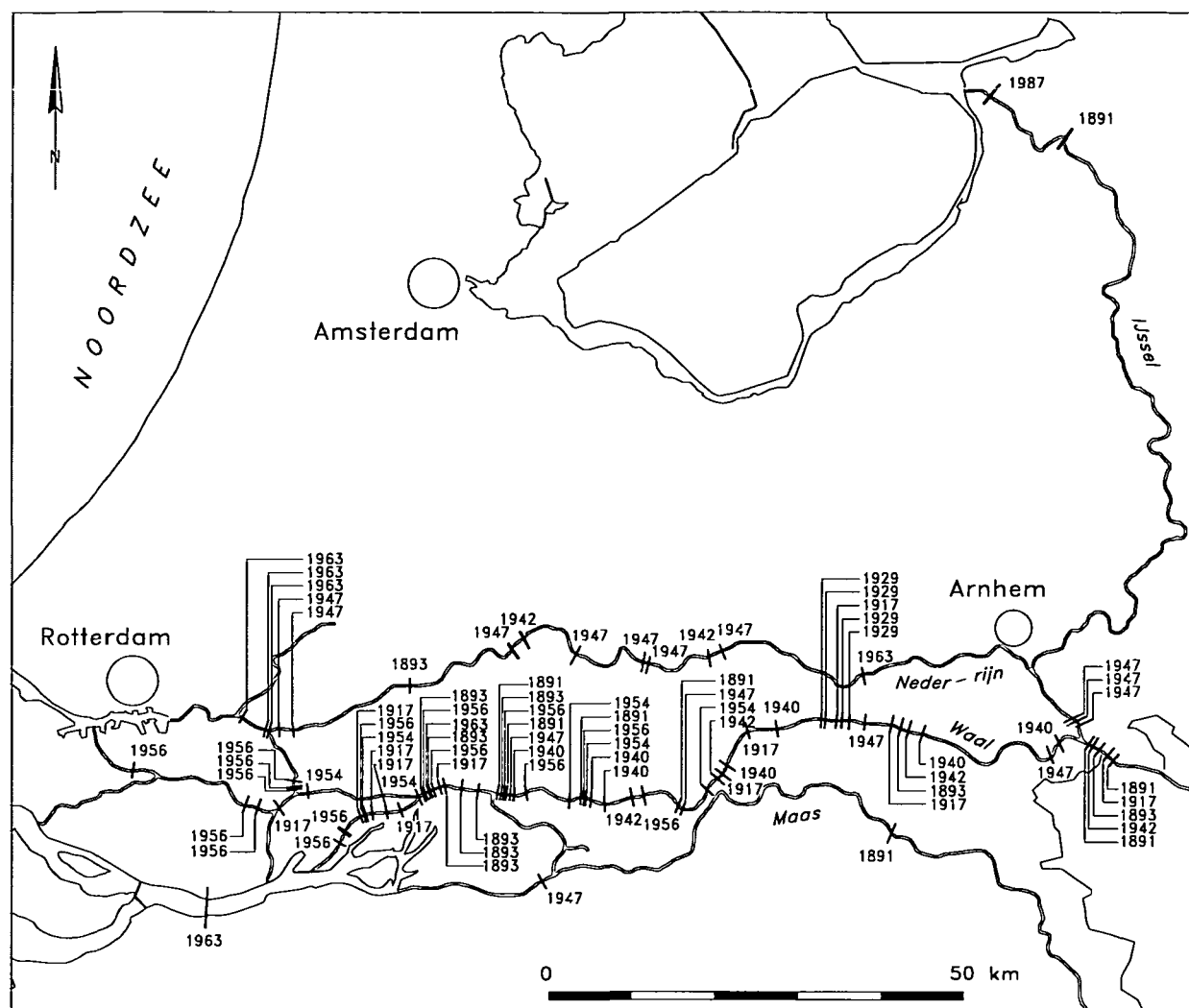


Figuur 4.2 Voorkomen ijsdammen na 1880.

In de Verslagen van de Sociëteit van Nijmegen zijn al vanaf ongeveer 1780 gegevens geregistreerd betreffende waterstanden en ijsgang op de Nederlandse rivieren en de Rijn tot Keulen. De Verslagen geven echter geen duidelijke omschrijving van de ijsbezetting op de rivieren, meer de vorming van ijsdammen en de gevolgen hiervan. Wel wordt uit deze Verslagen duidelijk dat de ijsdammen die in deze periode tot dijkdoorbraken hebben geleid vaak aan het einde van een vorstperiode optraden en dus zogenaamde *break-up*-ijsdammen moeten zijn geweest. De Verslagen van de Sociëteit zijn niet geheel betrouwbaar wat betreft de beschrijving. Het vermoeden bestaat dat niet alle ijsdammen werden gerapporteerd. In de Verslagen zijn alleen *break-up* ijsdammen vermeld, nooit *freeze-up* ijsdammen. Het lijkt onwaarschijnlijk dat deze *freeze-up* ijsdammen in deze periode niet zijn voorgekomen. Uit het feit dat alleen ijsdammen werden geregistreerd die hebben geleid tot dijkdoorbraken kan worden vastgesteld dat met name de *break-up* ijsdammen in het verleden tot dijkdoorbraken hebben geleid.

Van de ijsverslagen kan een grotere betrouwbaarheid worden aangenomen. In Figuur 4.3 is weergegeven waar in de periode 1880 tot 1992 ijsdammen zijn opgetreden. Uit deze figuur komen enkele lokaties naar voren die duidelijk meer gevoelig zijn voor de vorming van ijsdammen. Deze lokaties zijn de Bovenrijn bovenstrooms van de Pannerdense Kop, de Waal bij Dodewaard, benedenstrooms van Zaltbommel, bij Vuren, en de splitsing in Nieuwe en Beneden Merwede bij Werkendam. Over het algemeen kan echter worden gesteld dat ijsdammen in het gehele rivierengebied kunnen worden gevormd. De Waal blijkt echter hiervoor de meest gevoelige rivier.

Het ijs waaruit de ijsdammen in Nederland zijn opgebouwd is lokaal gevormd ijs. Het volume ijs waaruit de ijsdammen in Nederland zijn opgebouwd is te gering om te zijn aangevuld met ijs dat op de Duitse Rijn is gevormd. Dit is zeker het geval met de ijsdammen van het *freeze-up* type welke momenteel overheersend zijn. De toename van de watertemperatuur van de Duitse Rijn als gevolg van koelwaterbelasting en afvalwater lijkt ijsvorming op de Duitse Rijn voor een groot gedeelte onmogelijk te maken (zie Appendix F).



Figuur 4.3 Lokaties ijssdamvorming na 1880.

4.2 De invloed van een ijsbezetting op de waterstand van de rivieren

Wanneer een vast ijsdek is gevormd dan past de waterstand zich aan aan de veranderde ruwheid van de rivier. De aanwezigheid van alleen drijfs op een rivier heeft een te verwaarlozen invloed op de waterstand. Wanneer wordt gesteld dat de afvoer met (Q_2) en zonder een vast ijsdek (Q_1) gelijk is dan geldt:

$$Q_1 = Q_2 = B_1 C_1 h_1 \sqrt{R_1 i_1} = B_2 C_2 h_2 \sqrt{R_2 i_2} \quad (4.1)$$

met:

1	= zonder ijsdek	
2	= met ijsdek	
B	= breedte rivier	(m)
C	= Chézy	(m ^{1/2} /s)
h	= waterdiepte	(m)
i	= waterspiegel gradiënt	(-)
Q	= afvoer	(m ³ /s)
R	= hydraulische straal	(m)

Bij benadering geldt voor een brede rivier: $R_1 = h_1$ en $R_2 = \frac{1}{2}h_2$. Wanneer wordt aangenomen dat de breedte niet verandert dan kan de waterstandsverandering als gevolg van de aanwezigheid van het vaste ijsdek worden berekend met:

$$h_2 = 1,26 \left(\frac{C_1}{C_2} \right)^{2/3} h_1 \quad (4.2)$$

De dikte van het ijsdek zou hierin nog moeten worden verdisconteerd:

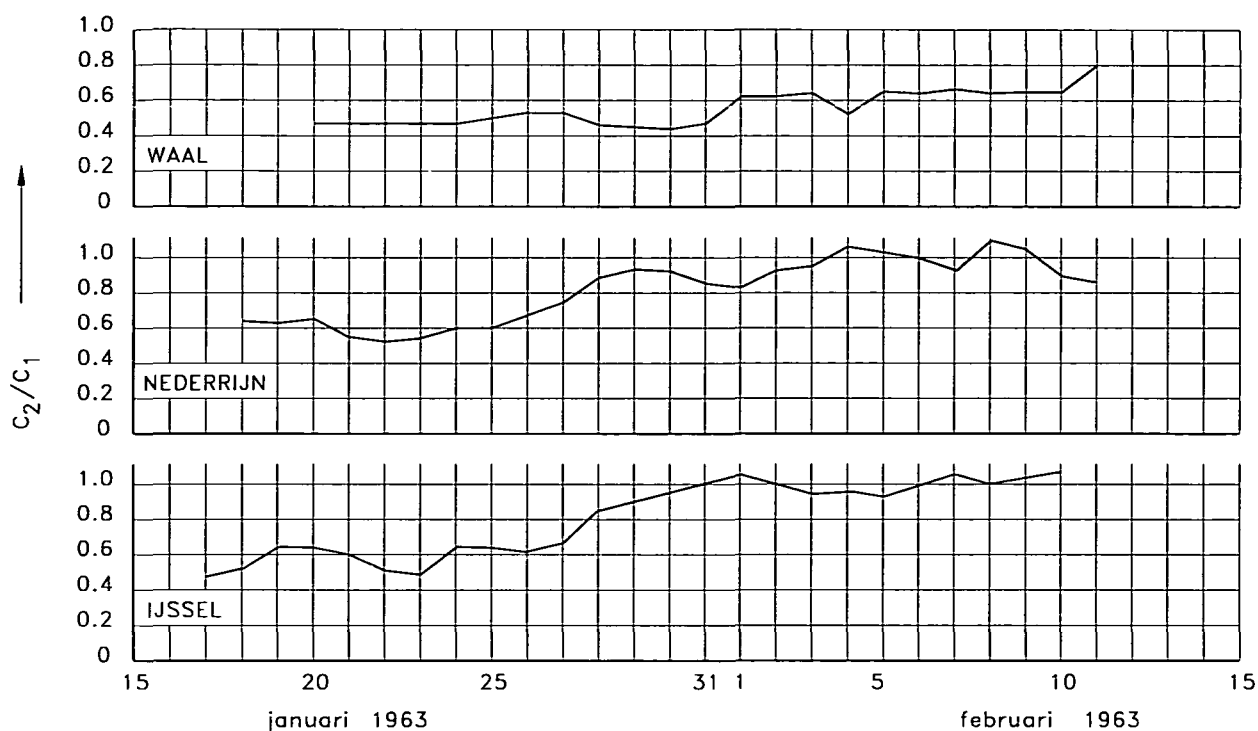
$$\frac{h_2}{h_1} = 1,26 \left(\frac{C_1}{C_2} \right)^{2/3} + 0,9 \frac{d}{h_1} \quad (4.3)$$

met:

d	= ijsdikte	(m)
-----	------------	-----

De verhoging van de waterstand na de vorming van een vast ijsdek is afhankelijk van de verhouding van de totale ruwheid van de rivier zonder en met een vast ijsdek (C_1/C_2) en van de relatieve dikte van het ijsdek (d/h_1). Wanneer de ruwheid van de rivier door de aanwezigheid van een vast ijsdek wordt vergroot dan heeft dit een lagere C -waarde tot gevolg. De invloed van de ijsdikte zal verwaarloosbaar klein zijn. De ruwheidsverhoging van de rivier (C_1/C_2) wordt niet alleen veroorzaakt door de ruwheid van de onderkant van het ijsdek, de verandering van de beddingvormen kunnen ook een verandering van de ruwheid veroorzaken.

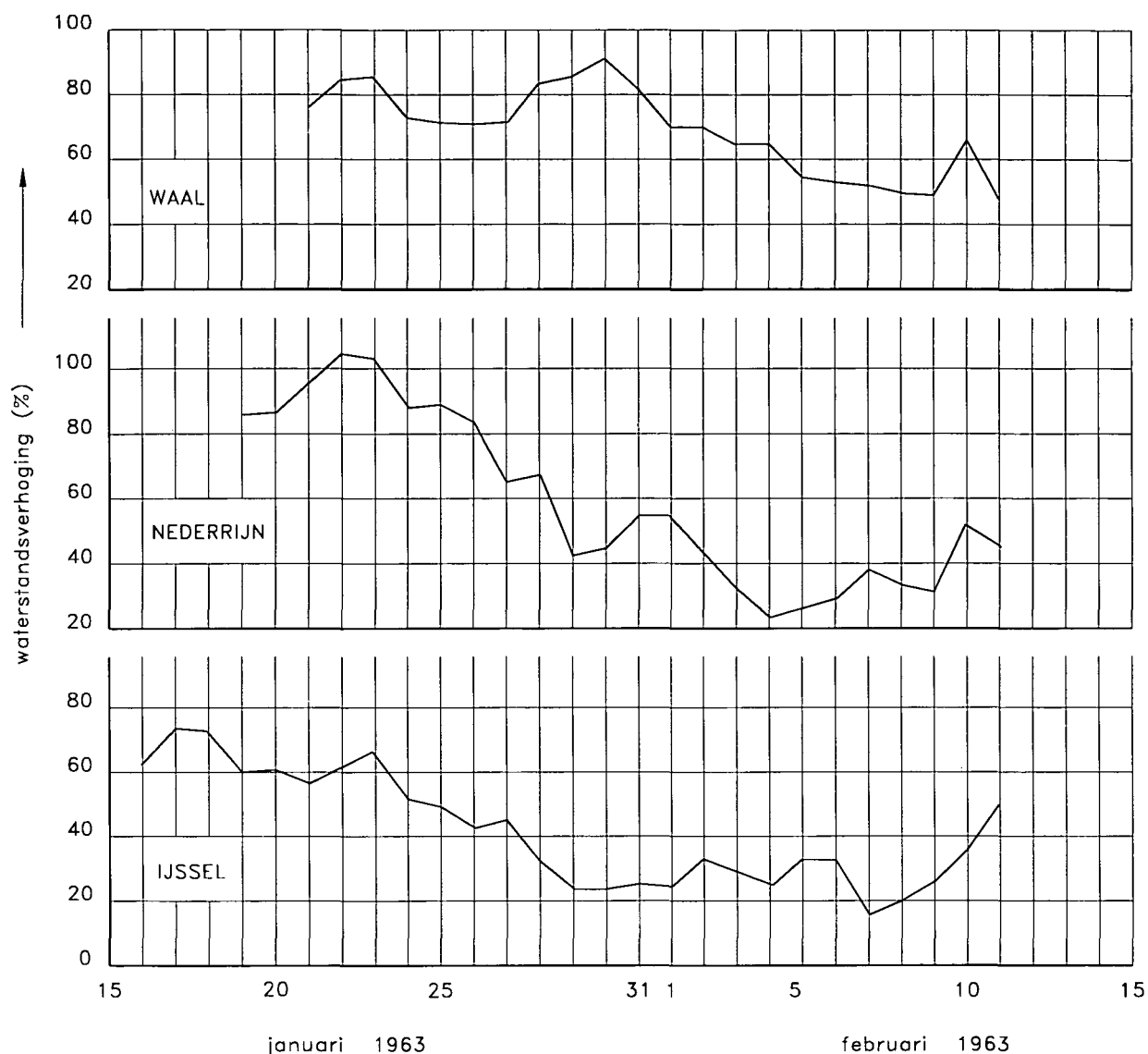
(Oudshoorn, 1970) heeft de verandering van de ruwheid bepaald van de Waal, de Nederrijn en de IJssel in de ijswinter 1962/1963. De drie Rijntakken en de Bovenrijn waren geheel met ijs bedekt. In Figuur 4.4 is de verhouding van de ruwheid met en zonder een vast ijsdek weergegeven (C_2/C_1).



Figuur 4.4 Verhouding ruwheid rivieren met en zonder een vast ijsdek (Oudshoorn, 1970).

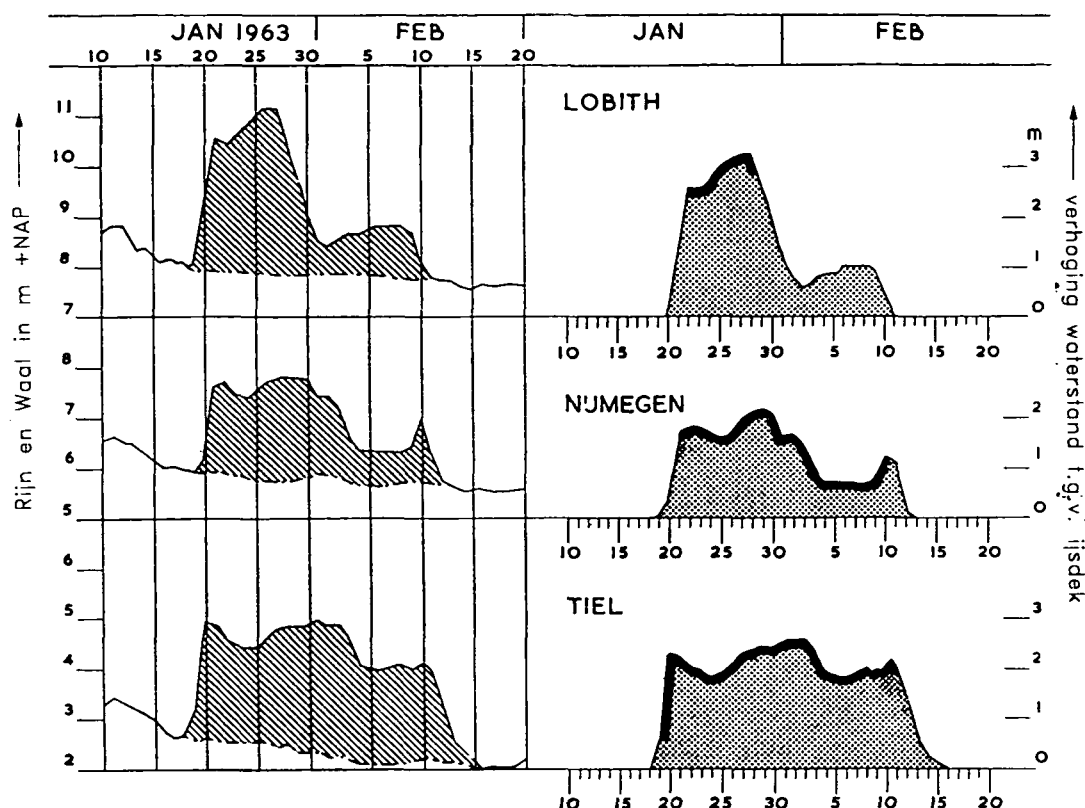
Uit Figuur 4.4 blijkt het volgende:

- 1 De C_2 -waarden aanzienlijk zijn lager dan de waarden van C_1
- 2 De verhouding C_2/C_1 is het kleinst direct na de vorming van het vaste ijsdek.
- 3 Tijdens de ijsperiode neemt de verhouding C_2/C_1 langzaam toe (Afslijten onderkant ijsdek)
- 4 De waarde C_2/C_1 een stijging vertoont tijdens een korte dooiperiode. Wanneer de watertemperatuur na deze dooiperiode wederom daalt dan blijft de C_2/C_1 verhouding min of mee gelijk.
- 5 Nadat een ijsdek met een relatief hoge waarde van C_2/C_1 in beweging is gekomen wordt bij het weer vastzetten van het ijs benedenstrooms weer een lagere waarde van C_2/C_1 gevonden. De ruwheid kan dan dus weer toenemen.



Figuur 4.5 Waterstandsverhoging op de rivieren als gevolg van een vast ijsdek (Oudshoorn, 1970).

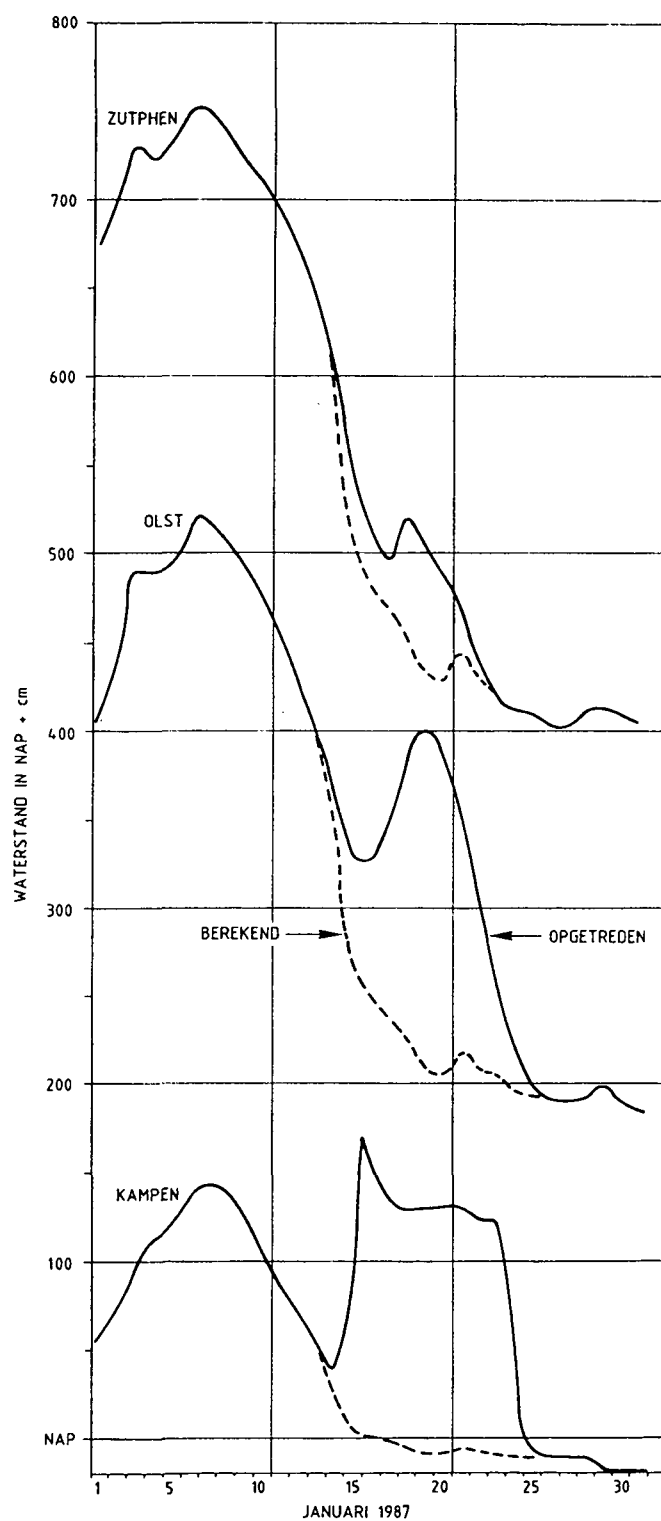
In Figuur 4.5 is de waterstandsverhoging weergegeven die op de rivier plaatsvindt als gevolg van de aanwezigheid van het vaste ijsdek. Bij een h_1 van 3,0 m, een C_1/C_2 -verhouding van 2,0 en een d van 0,15 m zal de waterstand (h_2) een waarde aannemen van 6,1 m. Een stijging dus van ruim drie meter. Hierbij wordt een bakvormig rivierprofiel verondersteld (constante breedte over de hoogte). Dat deze stijging voorkomt op de Waal is te zien in Figuur 4.6. In deze figuur is de waterstandsverhoging als gevolg van een vast ijsdek in de winter van 1962/1963 weergegeven. Dat deze waarden redelijk overeenkomen komt vermoedelijk doordat het stroomvoerend oppervlak tot het zomerbed beperkt was. Wanneer ook het winterbed onder water staat zal de extra verhoging door het ijsdek minder zijn. Op de IJssel is in de winter van 1986/1987 een waterstandsverhoging van 2 m waargenomen (zie Figuur 4.7).



Figuur 4.6 Waterstandsverhoging op de Waal als gevolg van een vast ijsdek in de winter 1962/1963.

Frankenstein en Wuebben (Appendix F) gebruiken een een-dimensionaal stromingsmodel van de Waal tussen de Pannerdense Kop en Gorinchem om de waterstandsverhoging als gevolg van een vast ijsdek en een ijsdam te berekenen. In deze berekeningen zijn conservatieve waarden aangehouden voor de ijsdikte. De waterstandsverhoging als gevolg van het vaste ijsdek bedraagt circa 2 m (zie Figuur F9 tot F13 van Appendix F). Uit de modelberekeningen blijkt dat de waterstand in de rivier met een vast ijsdek en een ijsdam in ieder geval tot een afvoer bij Lobith van $7500 \text{ m}^3/\text{s}$ niet hoger zal zijn dan de dijkhoogte.

De invloed van een hoge waterstand voordat een vorstperiode invalt (uiterwaarden liggen onder water) op het ontstaan van een ijsdek of ijsdammen kon niet in het huidige onderzoek worden vastgesteld. Op het vrijwel stagnante water op de uiterwaarden zal zich eerder ijs vormen dan op de hoofdgeul. Ijsdammen lijken onafhankelijk van de waterstand aan het begin van een vorstperiode voor te komen. De afvoer tijdens een vorstperiode lijkt wel een belangrijke factor te zijn die de stabiliteit van een ijsdam kan beïnvloeden.



Figuur 4.7 Waterstandsverhoging op de IJssel als gevolg van ijsgang in de winter 1986/1987.

Ijsdammen kunnen een snelle waterstandsverhoging tot gevolg hebben. De weerstand van de ijsdam is groter dan dat van een vast ijsdek. Het onderscheid tussen de waterstandsverhoging door de aanwezigheid van een vast ijsdek en de aanwezigheid van een ijsdam is echter niet eenvoudig te maken. Figuur 4.7 geeft het verloop weer van de waterstand op de IJssel in de winter 1986/1987. In de nacht van 14 op 15 januari vormde zich een ijsdam in de IJsselmond. De waterstand verhoogde zich tegelijkertijd. Of deze waterstandsverhoging alleen het gevolg was van de aanwezigheid van de ijsdam kan niet met zekerheid worden vastgesteld. De IJssel was in de periode 14 januari tot 25 januari voorzien van een vast ijsdek. Nadat het vaste ijsdek op de IJssel was verdwenen daalde de waterstand weer.

Frankenstein en Wuebben berekenen met hun 1-D-model dat de waterstandsverhoging als gevolg van de aanwezigheid van een ijsdam ongeveer in de orde van 2,5 m ligt ten opzichte van een situatie zonder ijsbezetting (zie Figuur F.9 tot F.13 van Appendix F). Uit hun berekeningen blijkt verder dat de gevormde ijsdam niet stabiel blijft bij afvoerwaarden boven de 7500 m³/s bij Lobith. Zij geven aan dat dit een conservatieve inschatting van de ijsdamstabiliteit is.

4.3 De relatie tussen ijsdekken, ijsdammen en dijkdoorbraken

Overzichten van dijkdoorbraken in het verleden zijn gemaakt door (Gottschalk, 1977), in het Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat (1861) en door (Glimmerveen, 1856). Gottschalk geeft een overzicht van de lokaties en de oorzaak van dijkdoorbraken in het Nederlandse rivierengebied in de periode 1400 tot 1700. Glimmerveen geeft een overzicht van de dijkdoorbraken tot 1856. Tot 1861 zijn de dijkdoorbraken vastgelegd in het Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat (1861). Recentelijk is door (Driessen, in voorbereiding) een overzicht gemaakt van de dijkdoorbraken in het land van Maas en Waal in de periode 1750 tot 1820. Uit deze vier overzichten kan worden geconcludeerd dat de vorming van ijsdammen op de rivieren in ieder geval tot 1880 een grote rol heeft gespeeld bij de verschillende dijkdoorbraken. Uit de genoemde overzichten blijkt verder dat in het verleden niet iedere ijsdam heeft geleid tot een dijkdoorbraak.

Van de dijkdoorbraken die door (Commissie Rivierdijken, 1977) zijn genoemd (1809, 1855, 1861, 1876, 1880, 1881, 1920, 1926) blijken de doorbraken in 1881, 1920 en 1926 veroorzaakt te zijn door een hoge afvoer. De dijkdoorbraken in de overige genoemde jaren (1809, 1855, 1861, 1876 en 1880) blijken te zijn ontstaan als gevolg van ijsdammen op de rivier.

In Tabel 4.4 wordt een overzicht gegeven van de oorzaak van de verschillende dijkdoorbraken vanaf 1757. In ieder jaar kunnen een of meerdere dijkdoorbraken hebben plaatsgevonden. In de periode 1757 tot 1880 was ijsvorming op de rivieren hiervan de oorzaak in 29 van de 44 jaren met dijkdoorbraken. De frequentie van dijkdoorbraken als gevolg van ijsdammen in deze periode was eens in de 4,2 jaar. Dat de oorzaak van de dijkdoorbraken niet altijd duidelijk is, blijkt uit het jaar 1776. (Driessen, in voorbereiding) geeft aan dat ijsgang de oorzaak van de dijkdoorbraken in dit jaar is geweest. Dit is in tegenstelling tot (Glimmerveen, 1856), die de oorzaak van dijkdoorbraken in dit jaar legt bij een storm. Vermoedelijk zijn in dit jaar meerdere perioden voorgekomen waarin dijkdoorbraken voorkwamen. Driessen geeft 11-2-1776 op als datum van de dijkdoorbraak, Glimmerveen vermeldt de datum 21-11-1776. Ook in 1770 zijn er op twee data dijkdoorbraken voorgekomen. In het ene geval was hoge afvoer de oorzaak, in het andere geval was ijsgang de oorzaak van deze dijkdoorbraken.

Na 1880 hebben er geen dijkdoorbraken meer plaatsgevonden als gevolg van de vorming van ijsdammen. De doorbraken in 1881, 1920 en 1926 waren alle het gevolg van een hoge afvoer. Toch is uit Sectie 4.1 gebleken dat het aantal jaren waarin zich ijsdammen op de rivieren hebben gevormd (eens in de 9 jaar) niet sterk is veranderd ten opzichte van het verleden (eens in de 4,2 jaar een dijkdoorbraak als gevolg van ijsgang). Er moeten daarom aanvullende factoren zijn die veroorzaken dat de ijsdammen op de rivier niet meer tot dijkdoorbraken hebben geleid.

jaar	oorzaak geen ijsgang	oorzaak niet bekend	oorzaak ijsgang
1757			
1760			
1761			
1764			
1769			
1770			
1771			
1772			
1775			
1776			
1778			
1781			
1784			
1789			
1793			
1794			
1795			
1799			
1803			
1804			
1805			
1806			
1809			
1811			
1814			
1816			
1820			
1821			
1823			
1824			
1825			
1827			
1830			
1834			
1836			
1838			
1841			
1845			
1846			
1849			
1850			
1853			
1855			
1861			
1876			
1880			
1881			
1920			
1926			

Tabel 4.4 Oorzaak dijkdoorbraken in de periode 1757 tot 1992.

4.4 Meteorologische randvoorwaarden voor het ontstaan van ijsdammen

Er zijn vele indexen om de strengheid van een winter aan te geven. De meeste koude-indexen worden voor een gehele winter bepaald. Dat wil zeggen, de afzonderlijke vorstperioden in een winter worden opgeteld. De mate van de ijsproblemen in een bepaald jaar zou niet moeten worden gerelateerd aan de som van de problemen van elke afzonderlijke vorstperiode maar van elke vorstperiode op zich. Bij het onderzoek naar de vorming van ijsdammen gaat het niet om de strengheid van een winter maar om de strengheid en de duur van iedere afzonderlijke vorstperiode.

(IJsens, 1981) introduceert een koude-index waarin de daggemiddelde luchttemperatuur wordt gebruikt om een vorstperiode te classificeren. De koude-index is als volgt gedefinieerd:

$$V = 0,00275n^2 + 0,667y + 1,111Z \quad (4.4)$$

waarin:

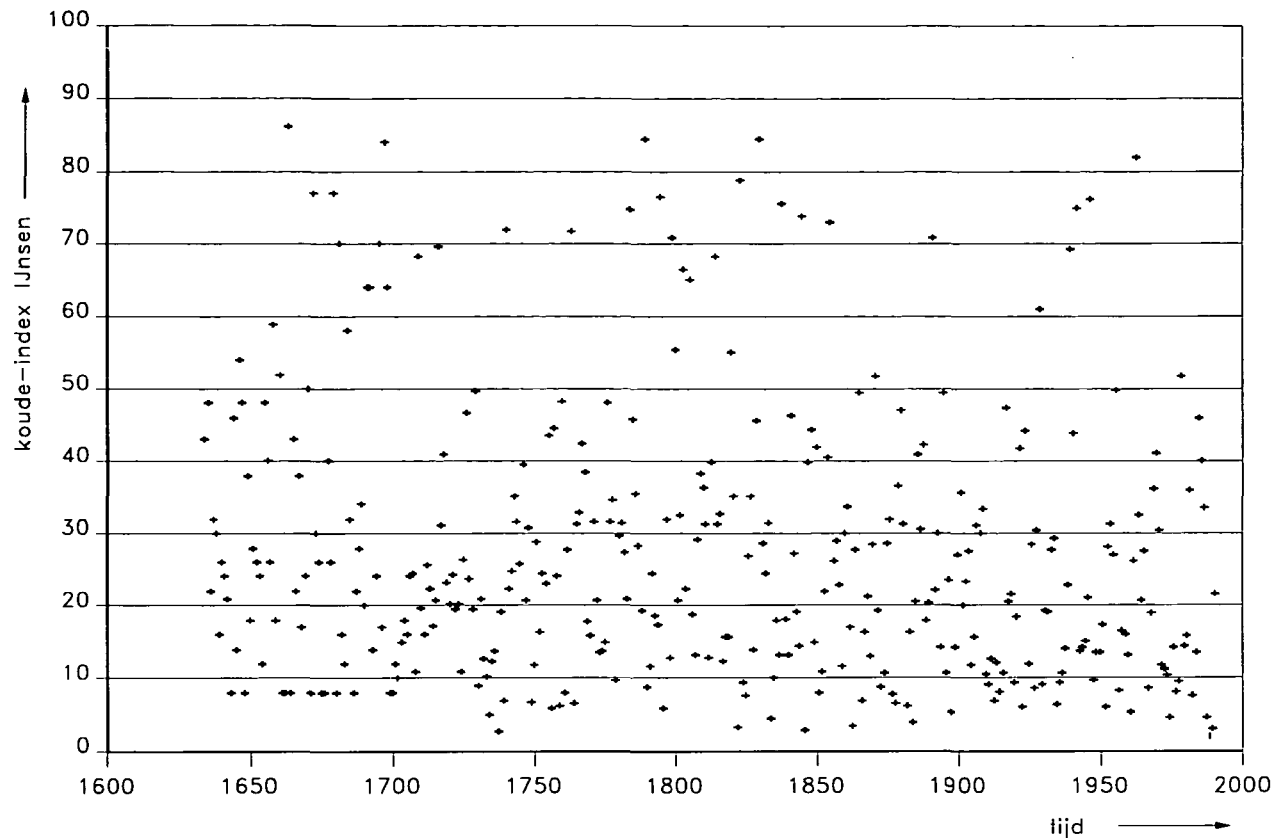
- n = aantal dagen met minimum temperatuur $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ (-)
- V = koude-index IJsens (-)
- y = aantal dagen met maximum temperatuur $< 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ (-)
- Z = aantal dagen met de minimum temperatuur $< -10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (-)

Een tekortkoming aan de koude-index van IJsens is dat het de strengheid van de vorstperiode niet goed gekarakteriseerd. Het vorstgetal zegt meer iets over de totale duur van de vorstperioden in de gehele winter. Pas wanneer de etmaalgemiddelde luchttemperatuur beneden de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ komt, is de strengheid van belang.

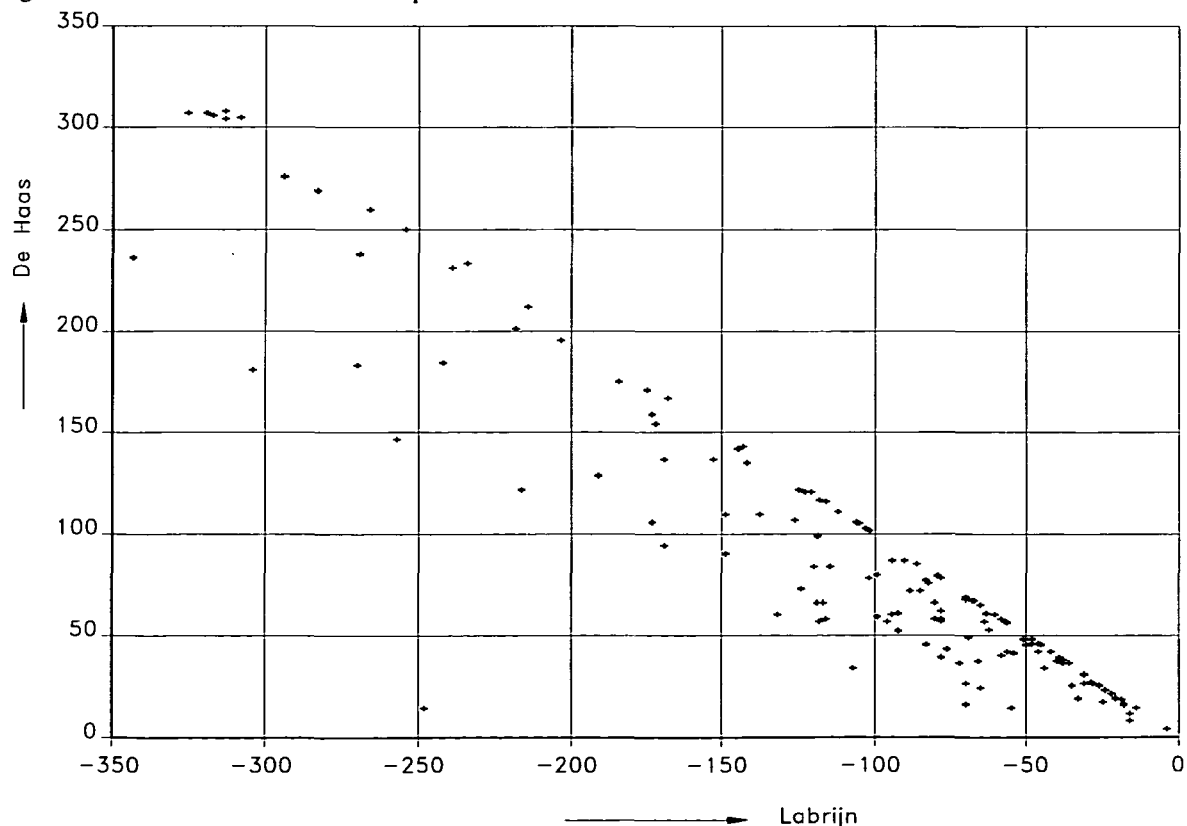
IJsens heeft vorstgetallen berekend voor de periode 1634 tot 1981. Omdat in de periode 1634 tot 1849 geen temperatuurgegevens zijn opgenomen in De Bilt heeft hij de temperaturen van andere lokaties gebruikt om de temperatuur van De Bilt te schatten. In Figuur 4.8 zijn de IJsens koude-indexen uitgezet voor de periode 1634 tot 1991. De IJsens getallen geven geen trendmatige klimatologische veranderingen te zien in deze periode.

Labrijn (1946) introduceert een koude-index die berekend wordt door de etmaalgemiddelde luchttemperaturen van het gehele jaar te sommeren. Hierbij worden vorstperioden waartussen een dooiperiode is geweest eveneens gesommeerd. (De Haas, 1986) introduceert een bruikbaarere koude-index. Met de koude-index van De Haas wordt niet de strengheid van een winter maar de strengheid van de afzonderlijke vorstperioden gekarakteriseerd. De Haas gebruikt als karaktergetal de negatieve som van de etmaalgemiddelde luchttemperaturen gedurende een vorstperiode. Een vorstperiode definieert De Haas als een periode waarin de minimumtemperatuur te De Bilt minstens 14 achtereenvolgende dagen onder de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ is gebleven of 7 achtereenvolgende dagen waarin de maximum temperatuur onder de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ is gebleven. De sommatie van de etmaalgemiddelde temperaturen wordt gecontinueerd tot de temperatuur boven de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ stijgt. In een korte dooiperiode wordt de sommatie vervolgd wanneer gedurende een periode van maximaal 3 dagen de minimum temperatuur boven de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ en de maximum temperatuur onder de $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ is gebleven of wanneer gedurende een periode van maximaal 7 dagen de minimum temperatuur onder de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ en de maximum temperatuur onder de $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ is gebleven. In Figuur 4.9 is de koude-index van De Haas tegen de index van Labrijn uitgezet. In de meeste gevallen blijken de absolute waarden van deze indexen ongeveer met elkaar overeen te komen. In het huidige onderzoek is gebruik gemaakt

van de koude-index van (De Haas, 1986). Deze koude-index wordt door Frankenstein en Wuebben weergegeven als d° (zie Appendix F).

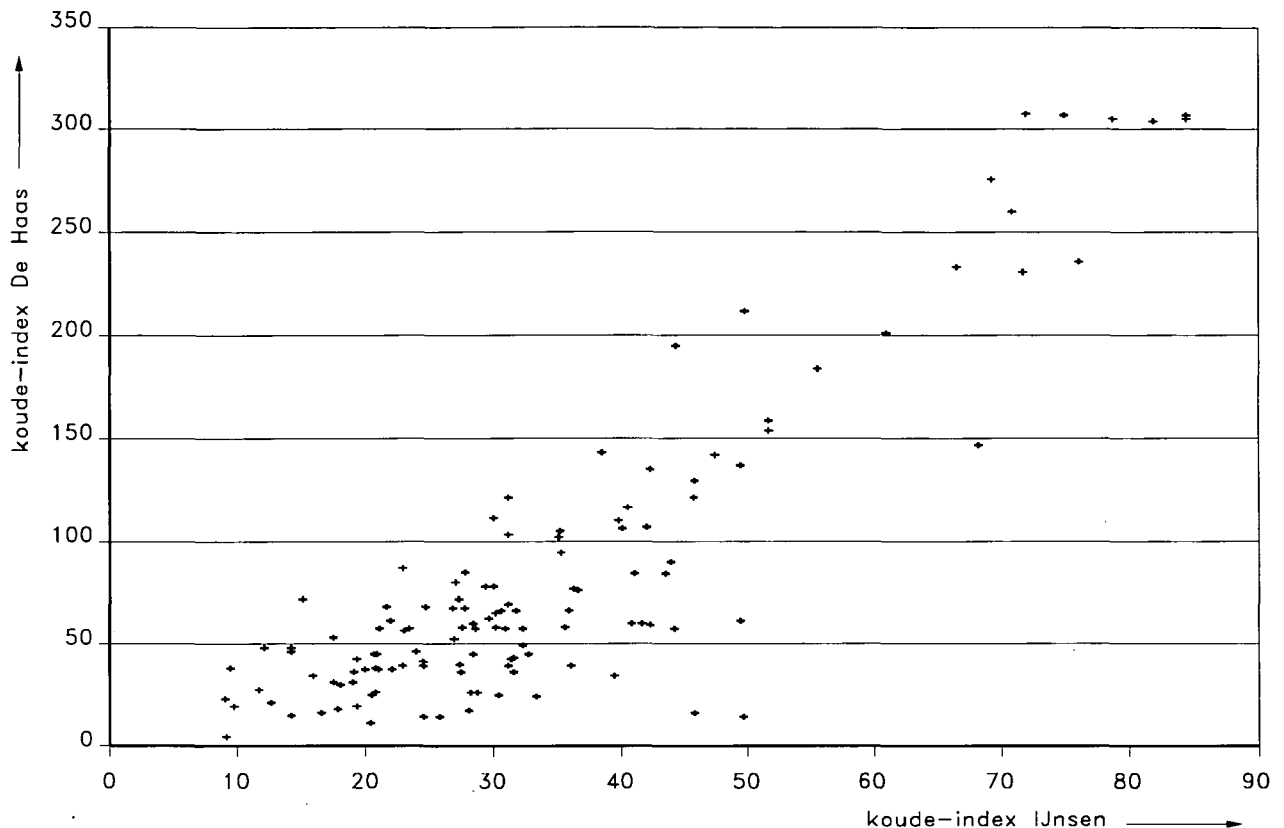


Figuur 4.8 Koude-index IJsen in de periode 1634 tot 1991



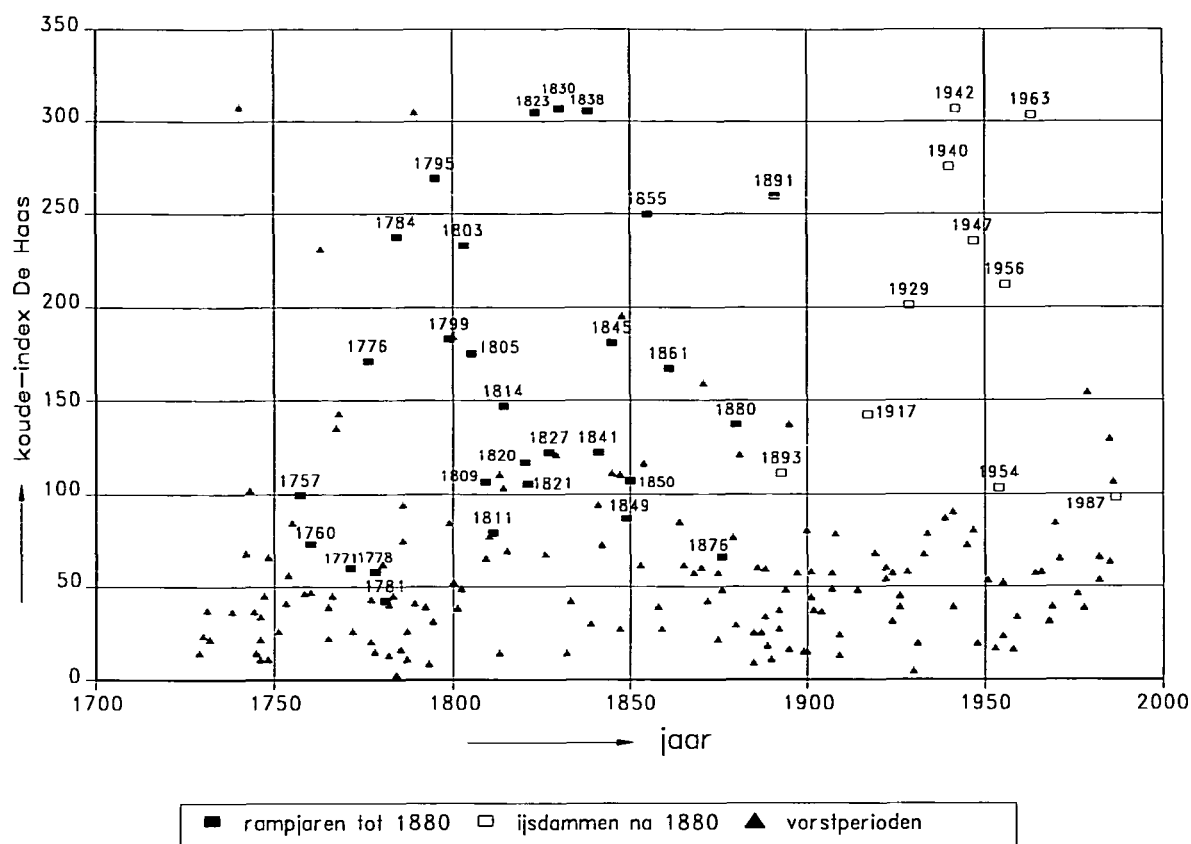
Figuur 4.9 Relatie koude-indexen De Haas en Labriijn

Wanneer een jaar meerdere vorstperiodes heeft, begint de telling bij iedere periode opnieuw. De koude-index van IJnsen en Labrijn maken geen onderscheid tussen verschillende vorstperiodes in hetzelfde jaar. Dit is de reden dat een jaar een lage Labrijn- of een hoge IJnsen koude-index kan hebben maar toch geen hoge De Haas-waarden en geen ijsvorming heeft opgeleverd (zie Figuur 4.9 en 4.10).



Figuur 4.10 Relatie koude-indexen De Haas en IJnsen

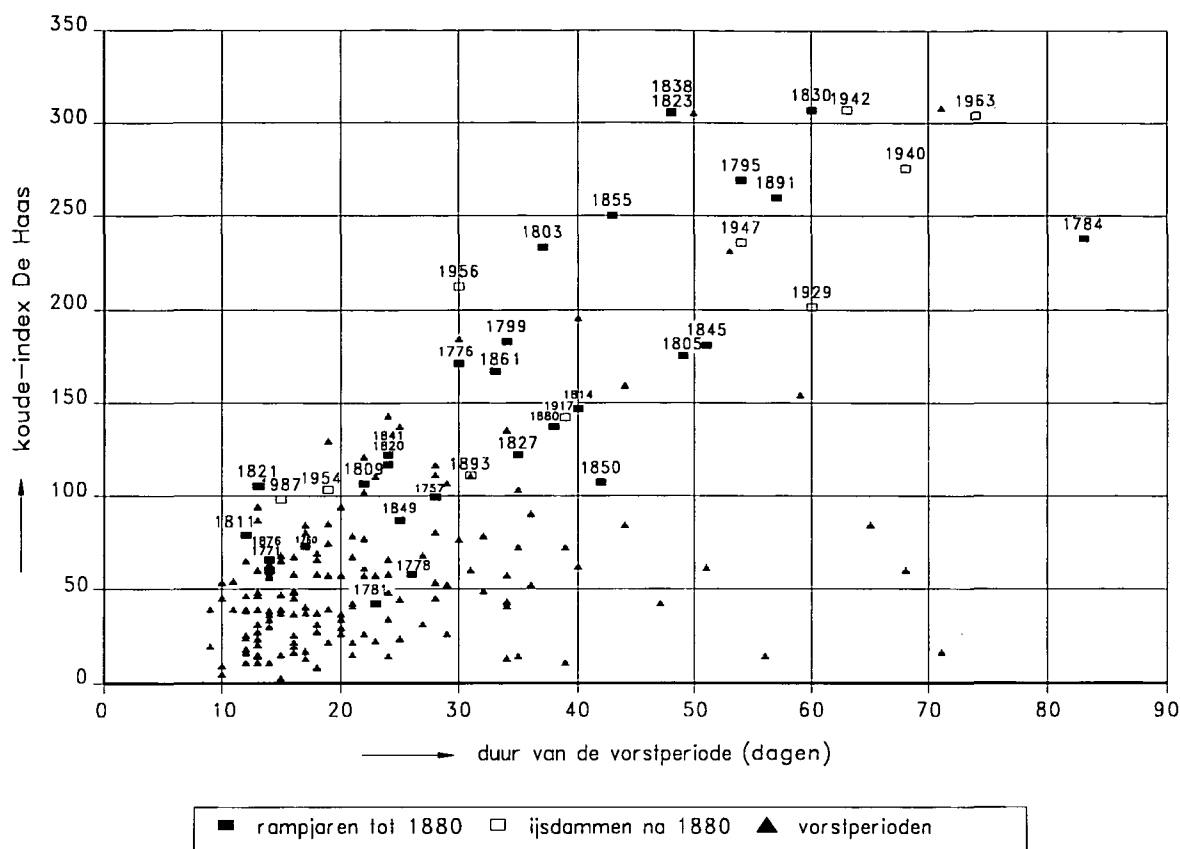
Dat de meteorologische randvoorwaarden niet de enige belangrijke factoren zijn die bepalen of er in een bepaald jaar mogelijk ijsdammen of dijkdoorbraken voorkomen blijkt uit Figuur 4.11. In deze figuur zijn de koude-indexen van De Haas in de periode 1734 tot 1991 weergegeven. Tevens is in deze figuur weergegeven in welke jaren een of meerdere dijkdoorbraken als gevolg van ijs op de rivier zijn opgetreden en in welke jaren (voor zover bekend) ijsdammen zijn opgetreden. Uit deze figuur blijkt dat dijkdoorbraken zich vooral voordoen bij hogere waarden van de koude-index.



Figuur 4.11 Relatie koude-index De Haas en de vorming van ijsdammen in de periode 1734 tot 1991

Er zijn jaren die een vergelijkbare koude-index hebben, waarbij zich in een aantal jaren wel en in een aantal jaren geen problemen voordeden. Voor 1880 kwamen ijsproblemen al voor bij koude-indexen > 40 . Na 1880 vormden de ijsdammen zich bij een koude-index > 100 . Een mogelijke verklaring voor deze verandering in kritische koude-index is de grotere warmtebelasting van het rivierwater. Momenteel moet het langer vriezen voordat zich ijs op de rivier gaat vormen. Ook na 1880 komen er extreme koude-indexen voor die niet onder doen voor de extreme koude-indexen van voor 1880. Op grond van de koude-indexen zouden er na 1880 ook overstromingen moeten hebben plaatsgevonden. Uit Figuur 4.10 bleek echter al dat zich niet in iedere vorstperiode met een hoge koude-index ijsproblemen hoeven voordoen. Er zijn dus meer factoren die bepalen of een extreem koude vorstperiode tot de vorming van ijsdammen leidt. Op grond van de koude-indexen alleen kan dus niet verklaard worden waarom er geen overstromingen door ijs(dammen) hebben plaatsgevonden na 1880. De koude-index moet tegenwoordig in ieder geval hoger zijn om een kans op ijsdamvorming te hebben.

In Figuur 4.12 is de koude-index van De Haas uitgezet tegen de duur van de vorstperiode. Bij een constante etmaal-gemiddelde temperatuur vinden we een rechte lijn tussen de koude-index en de duur van de vorstperiode. Uit Figuur 4.12 kan worden geconcludeerd dat vóór 1880 ijsproblemen optraden bij een koude-index > 40 en als de vorstperiode langer dan 12 dagen aanhield. Problemen met ijs op de rivier deden zich voor zowel bij een combinatie van een korte duur en een voldoende hoge koude-index als bij een lange duur en een hoge waarde voor de koude-index. In de jaren waarin zich problemen met ijs voor hebben gedaan, blijkt de gemiddelde dagtemperatuur te liggen tussen -3°C en -7°C . Als de koude-index de kritische waarde overschrijdt, maar de gemiddelde dagtemperatuur in de betreffende vorstperiode niet boven de -3°C ligt heeft de duur van de vorstperiode kennelijk geen invloed.



Figuur 4.12 Relatie koude-index De Haas en de duur van de vorstperiode.

4.5 De invloed van klimaatverandering op het ontstaan van ijsdekken en ijsdammen

Van belang is of eventuele klimaatveranderingen in het verleden zijn opgetreden en of deze in de toekomst eventueel van invloed kunnen zijn op de ijsbezetting van de rivieren. (Wemelsfelder, 1948) concludeert dat de gemiddelde wintertemperatuur in de periode 1735 tot 1800 een stijging ondergaat van $1,4^{\circ}\text{C}$. In de periode 1800 tot 1922 vindt er een langzame daling van $2,8^{\circ}\text{C}$ plaats. Hij relateert de ijsbezetting aan de gemiddelde wintertemperatuur. (Goossens, 1982) heeft winter- en zomergemiddelde temperaturen bestudeerd voor de periode 1634 tot 1980. Hij concludeert dat in de temperatuurfluctuaties gedurende de laatste drie en een halve eeuw een zekere regelmaat zit. Hij komt tot een cyclus van 22 jaar.

Bij de vorming van ijs is het echter niet van belang te kijken naar veranderingen in de winter- of jaar-gemiddelde temperaturen maar gaat het om het voorkomen van (korte) extreem koude perioden. Uit Figuur 4.1 blijkt dat de frequentie van extreem koude vorstperioden niet veel verandert en dat ook de extremiteit van deze vorstperioden niet verandert. Methoden zoals gebruikt door (Goossens, 1982) en (Wemelsfelder, 1948) worden dan ook van de hand gewezen.

(Van Veen, 1939) stelt dat het voorkomen van extreem koude ijswinters en drijfijis op de Waal kan worden gerelateerd aan een cyclische vermindering van de zonne-intensiteit als gevolg van zogenaamde zonnevlekken. Hierin zou een periode van ongeveer 11 jaar aanwezig zijn. Van Veen gebruikt in zijn onderzoek een lopend gemiddelde over vijf jaar van het aantal dagen met drijfijis op de Waal over de periode 1880 tot 1939.

Een opmerkelijk feit is dat Van Veen in zijn artikel van mei 1939 op basis van de zonnevlekken-activiteit een vergrote ijsbezetting voorspelt in de jaren 1938-1942. Dit is later uitgekomen met de strenge winters 1939/1940, 1940/1941 en 1941/1942. De ijswinter van 1946/1947 had eveneens een zonnevlekken-activiteit boven het normale maximum (Wemelsfelder, 1948). In Tabel 4.5 is een overzicht gegeven van perioden met een hoge zonnevlekken activiteit. Ook is in deze tabel vermeld welke jaren ijswinters waren.

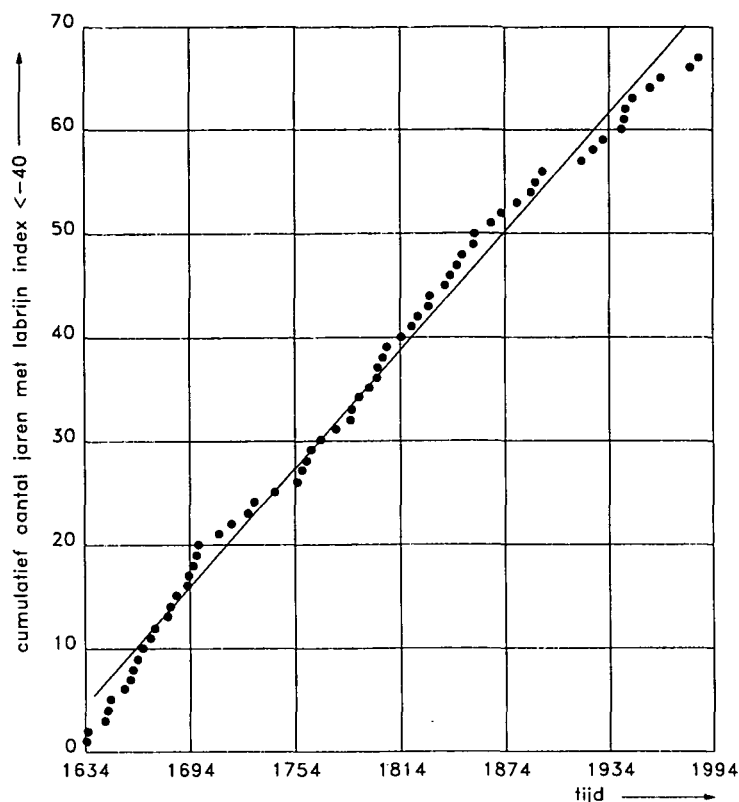
periode met verhoogde kans op ijsbezetting door zonnevlekken-activiteit	opgetreden ijswinters
1938-1942	1939/1940; 1940/1941; 1941/1942
1950-1954	1953/1954; 1955/1956
1961-1965	1962/1963
1972-1976	1978/1979
1983-1987	1986/1987

Tabel 4.5 Zonnevlekken-activiteit en het voorkomen van ijswinters.

Uit Tabel 4.5 blijkt dat ook in latere jaren het maximum van de zonnevlekken activiteit in de nabijheid van ijswinters heeft gelegen. (Wemelsfelder, 1948) is het met bovengenoemde theorie echter in het geheel niet eens. Hij komt tot de conclusie dat de ijswinters in Nederland in geen enkel verband staan met de zonnevlekken. Hij doet deze uitspraak na een uitgebreider onderzoek (t/m 1948) dan dat van Van Veen. Hij vergelijkt op statistische grondslag het optreden van een ijsbezetting in één bepaald jaar met de daarbij behorende zonnevlekken-activiteit. Hier wordt dus geen gebruik gemaakt van een lopend gemiddelde. Dit is er vermoedelijk de oorzaak van dat de twee conclusies met elkaar in tegenspraak zijn.

Over de relatie tussen zonnevlekken en voorkomende luchttemperaturen is momenteel te weinig bekend. Het is dan ook niet mogelijk een uitspraak te doen over de invloed van de bedoelde cyclus op de strengheid van de winters, laat staan op de vorming van ijs op de rivieren. De cyclus van Van Veen lijkt geen relatie te hebben met de door Goossens (1982) genoemde cyclus.

Om een inzicht te krijgen of de verdeling van extreme winters in de tijd varieert is een tijdreeks van de Labrijngetallen gebruikt voor de periode 1634 tot 1991. Hierbij is een analyse van een 'serie of events' (een serie gebeurtenissen) uitgevoerd. Als een 'event' wordt hier een jaar gebruikt waarin het Labrijngetal lager is dan -40. In Figuur 4.13 staat het cumulatieve aantal jaren waarin het Labrijngetal kleiner is geweest dan -40 in de tijd uitgezet. Omdat de lijn min of meer een rechte is kan worden gesteld dat de frequentie van winters met een Labrijngetal < -40 in de tijd ongeveer gelijk is gebleven. In de perioden 1990-1750 en 1820-1900 is deze frequentie iets groter geweest. Een vermindering van het aantal strenge winters heeft plaatsgevonden in de perioden 1634-1690 en 1930-1992. De afwijking van de rechte lijn is echter gering. Er mag dus van worden uitgegaan dat het voorkomen van extreem koude winters in de tijd niet significant is veranderd. Dit zou dus geen invloed mogen hebben op een verandering in ijsbezetting van de rivieren, de aanwezigheid van ijsdammen en dijkdoorbraken door ijsdammen.



Figuur 4.13 Cumulatief aantal jaren waarin de koude-index van Labrijn kleiner was dan -40.

De huidige kennis van de klimaatveranderingen kunnen slechts een schatting geven van de veranderingen van de wintergemiddelde of de jaargemiddelde temperatuur. Op dit moment kan op basis van de beschikbare klimaatmodellen geen uitspraak worden gedaan betreffende het voorkomen van extreem koude perioden in de toekomst, welke van belang zijn voor de vorming van ijs op de rivieren (Schuurmans, persoonlijke mededeling).

Uit de reeksen koude-indexen kan worden geconcludeerd dat de frequentie van extreem koude winters of vorstperioden niet significant is veranderd. Ook de extremititeit van de vorstperioden is niet veranderd in de tijd. Een klimaatverandering kan dus niet de reden zijn dat zich momenteel minder problemen met ijsgang op de rivieren voordoen.

4.6 De invloed van warmtebelasting op de aanwezigheid van ijsdekken en ijsdammen

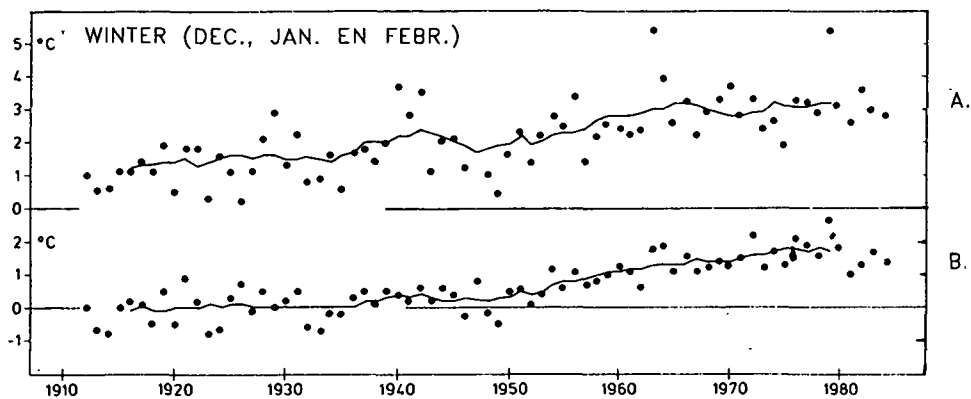
De temperatuur van het rivierwater wordt bepaald door de luchttemperatuur, de bodemtemperatuur en de temperatuur van het instromend grond- en afvalwater. De luchttemperatuur heeft hiervan de grootste invloed. Het verloop van de watertemperatuur vertoont door de warmtecapaciteit van het water een zekere traagheid ten opzichte van het verloop van de luchttemperatuur. Hierdoor zal het tijdens een vorstperiode enige tijd duren voordat de watertemperatuur afgekoeld is tot 0 °C en er zich ijs op het water kan vormen. De factoren die van belang zijn voor de warmteoverdracht van het water naar de atmosfeer zijn: windsnelheid, het temperatuurverschil van het water en de atmosfeer en de grootte van het wateroppervlak.

Dat de watertemperatuur mede bepaald wordt door de instroming van koelwater blijkt uit onderzoek van (Keijman en Wessels, 1973) en (Wessels, 1973, 1984). Deze auteurs doen een uitspraak op basis van een vergelijking tussen gemeten watertemperaturen en berekende evenwichtstemperaturen. Een evenwichtstemperatuur is de temperatuur die het water zou krijgen op grond van alle energie-uitwisselingsprocessen met de atmosfeer, te weten geleiding, convectorie, verdamping en straling.

Van de aan het rivierwater door koelwaterlozingen toegevoegde warmte wordt slechts een klein gedeelte aan de atmosfeer afgestaan. (Wemelsfelder, 1968) berekent dat de Rijn en de Rijntakken slechts twintig procent van de toegevoegde warmte afstaan aan de atmosfeer in het traject van de Nederlands-Duitse grens tot de Noordzee. Tachtig procent van de in Duitsland toegevoegde warmte blijft dus in het rivierwater bewaard.

Uit studies van de hydrologie van de Rijn (Van der Made, 1982) blijkt dat slechts een gedeelte van de in het stroomgebied van de Rijn vallende neerslag binnen enkele dagen als oppervlaktewater naar zee wordt afgevoerd. De rest wordt opgeslagen als grondwater of in meren. Deze waterreserve levert de zogenaamde basisafvoer. 's Winters bedraagt deze basisafvoer circa 50% van de totale afvoer. Wanneer meer neerslag in de vorm van sneeuw valt kan de bijdrage van de basisafvoer tot bijna 100% oplopen (Wessels, 1984). In de grond is de temperatuur circa 10 °C, in meren wat lager. Na vrijkomst in de rivieren koelt dit water uiteraard snel af maar bij aankomst te Lobith is het nog altijd aanzienlijk warmer dan de evenwichtstemperatuur. Dit geldt al in gemiddelde winters. Wanneer de afvoer van de rivier voornamelijk bestaat uit de basisafvoer dan zal dit verschil nog groter zijn. (Wessels, 1984) stelt dat de temperatuurstijging bij een lage afvoer circa 0,3 °C hoger is dan in seizoenen met een hoge afvoer. De invloed van de basisafvoer op de watertemperatuur in de winter kan in de periode 1910 tot 1980 ongeveer constant worden verondersteld.

Volgens (Wessels, 1984) is de Rijn in 1984 ongeveer 5 °C warmer dan de natuurlijke evenwichtstemperatuur. Tweederde van dit effect (3,2 °C) is toe te schrijven aan de warme basisafvoer van de Rijn. De rest wordt veroorzaakt door menselijke invloed, voornamelijk door koelwateremissies. De Rijn heeft 's winters dus een interne warmtebron die tweemaal sterker is dan de menselijke bijdrage (Wessels, 1984). In Figuur 4.14 is het verschil uitgezet tussen de watertemperatuur en de evenwichtstemperatuur. Ook staat in deze figuur het verschil na correctie voor klimaatverschillen en warmte-opslag in grondwater. Uit Figuur 4.14 blijkt dat de temperatuur van het Rijnwater na 1940 duidelijk hoger is geworden dan zijn evenwichtstemperatuur. De koelwaterbelasting blijkt vanaf deze periode dus van invloed te zijn geweest op de temperatuur van het Rijnwater.



A. Wintergemiddelden van het verschil tussen gemeten watertemperatuur te Lobith en de evenwichtstemperatuur te De Bilt.

B. Temperatuurstijging rivierwater als gevolg van koelwateremissies.

Figuur 4.14 Gemeten opwarming Rijnwater in de winter (Wessels, 1984).

Het verschil tussen de watertemperatuur van de Maas en de Rijn is recent niet vergeleken. (Huisman, 1960) stelt dat het Maaswater gedurende het gehele jaar een ongeveer 0,7 °C hogere temperatuur heeft dan het Rijnwater. Alleen de herfstmaanden oktober en november wijken hiervan af. In deze maanden is de Rijn gemiddeld 0,1 °C warmer dan de Maas. Het verschil in watertemperatuur van de Maas en de Rijn is echter gering. De trend van de temperatuurverhoging van het Rijnwater zal bij de Maas op een min of meer gelijke wijze plaatsvinden.

Ter bescherming van de kwaliteit van het oppervlaktewater is door de Commissie Koelwater Normen (CKN) in de loop der jaren een aantal voorlopige richtlijnen voor koelwaterlozingen opgesteld (Oudshoorn, 1982). In de winter is het maximaal toegestane temperatuurverschil van het koelwater en het rivierwater gesteld op 15 °C. Hierbij wordt niet de evenwichtstemperatuur van het rivierwater aangehouden maar de watertemperatuur bovenstrooms van de koelwaterlozing (achtergrondtemperatuur). Hierbij wordt dus geen rekening gehouden met een temperatuurverhoging door bovenstroomse koelwateremissies.

Voor de koelwaterbelasting op rivieren geldt dat de temperatuurverhoging boven de natuurlijke temperatuur gemiddeld over het dwarsprofiel van de rivier niet méér mag bedragen dan 3 °C bij lage afvoeren. Voor het Hollands Diep is een aparte norm gesteld. Voor deze rivier geldt dat een temperatuurverhoging van 3 °C of meer boven de evenwichtstemperatuur beperkt wordt tot een gebied van 2,5 km². Hier is de temperatuurverhoging dus minder van belang, maar wordt het gebied waarin dit mag optreden beperkt.

Als extra voorwaarde voor de lozing op rivieren geldt in principe dat warmtelozingen niet worden toegestaan bij een zuurstofgehalte van minder dan 5 mg/l bovenstrooms van het lozingspunt, tenzij het koelwater intensief wordt belucht. In 1972 is door de ministers van diverse Rijnsoeverstaten (Duitsland, Frankrijk, Nederland en Zwitserland) bepaald dat alle toekomstige elektriciteitscentrales die koelen op de Rijn en zijn zijtakken, voorzien moeten worden van een gesloten koelsysteem of gelijkwaardige systemen. Deze alternatieven voor koeling op de Rijn en zijn zijtakken dienen aanwezig te zijn voor dat deel van de installaties dat na vervanging en/of nieuwbouw de maximaal mogelijke warmtelozing van 1972 overschrijdt. Een verhoging van de koelwateremissies valt dus niet te verwachten.

Koelwaterlozingen kunnen op twee manieren invloed hebben op de ijsbezetting van de rivier. In de eerste plaats zal het langer of strenger moeten vriezen om eenzelfde ijsbezetting te verkrijgen. In de tweede plaats vangt de ijsdegeneratie al eerder aan, zodat de tijd tussen het begin van de ijsdegeneratie en de komst van de eventuele afvoergolf is vergroot. De kans op het samengaan van een hoge afvoer en een vast ijsdek is dus (nog verder) afgenomen.

Uit de IJverslagen blijkt dat de ijsbezetting in de recente ijswinters duidelijk door de koelwateremissies in het Duitse Ruhrgebied werd beïnvloed. Zijlmans (1980) stelt dat gedurende niet te strenge vorstperioden (luchttemperatuur hoger dan $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$) de grens van het vaste ijsdek zich maximaal ter hoogte van Wesel (kmr. 814) bevindt. Slechts gedurende strenge vorstperioden, zoals is voorgekomen in 1941/1942, waarbij de luchttemperaturen lager zijn dan $-12\text{ }^{\circ}\text{C}$, kan er in het Ruhrgebied tijdelijk een vast ijsdek ontstaan. Wanneer de vorst daarna afneemt ontstaat er een koelwaterwak. Een tweede startpunt van ijsvorming op de Duitse Rijn is de Lorelei. Dit is aangegeven in de IJverslagen van de winters 1955/1956 en 1962/1963.

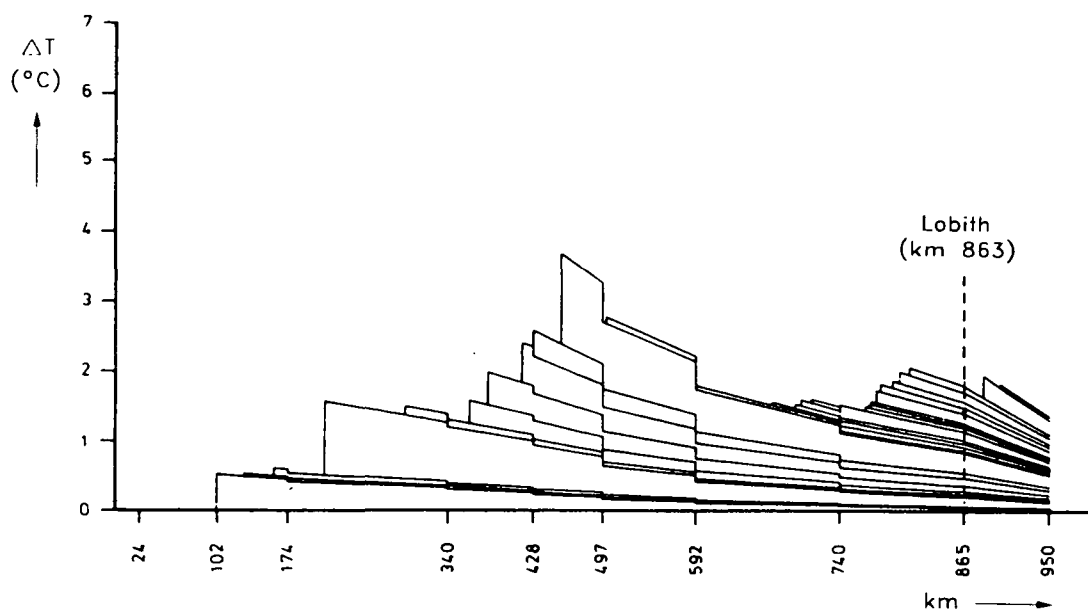
Ook in Nederland zijn er tijdens de verschillende ijswinters op sommige plaatsen wakken ontstaan door de afvoer van koelwater. In de winter van 1962/1963 ontstond er een open riviergedeelte van ongeveer 5 km op de IJssel door de koelwaterlozing van de elektriciteitscentrale te Harculo (Zijlmans, 1980). Op de Waal ontstond een open gedeelte ter hoogte van Nijmegen door de PGEM-centrale. (De Haas, 1986) maakt melding van een koelwaterwak met een lengte van ongeveer 20 kilometer gedurende een periode van 13 dagen in dit jaar. Ook de Amer vertoonde in de ijswinters 1955/1956 en 1962/1963 slechts een lichte ijsbezetting onder invloed van de koelwaterlozingen van de Amercentrale.

(Zijlmans, 1980) stelt dat op de IJssel, direct benedenstrooms van het splitsingspunt Westervoort, in voorbijgaande ijswinters steeds een wak is ontstaan. Deze werd veroorzaakt door de lozing van koelwater door de Enka te Arnhem. Als gevolg hiervan zal de afvoer van de IJssel overigens groter zijn geweest dan het geval zou zijn geweest als op beide takken een vast ijsdek had gelegen.

Er zijn verschillende modelberekeningen uitgevoerd van de verhoging van de watertemperatuur van de Rijn als gevolg van koelwaterlozingen op deze rivier. Het meest recente rapport hierover is het zogenaamde LAWa rapport (LAWa, 1991). In dit rapport is een overzicht gegeven van de recente warmtebelasting van de Rijn in een gemiddelde winterperiode. De temperatuurverhoging van het Rijnwater door deze warmtebelasting bij Lobith is ongeveer $1,8\text{ }^{\circ}\text{C}$ (zie Figuur 4.15). Deze waarde komt overeen met de temperatuurverandering welke door (Wessels, 1984) werd gevonden (zie Figuur 4.14).

De invloed van koelwaterlozingen op de ijsbezetting van de rivieren kan worden gezien in Figuur 4.1. In deze figuur blijkt een duidelijke vermindering in de ijsbezetting van de IJssel en de Waal te zijn opgetreden ondanks de strenge winters na 1950. Omdat een vermindering van de ijsbezetting tevens een vermindering van de kans op problemen als gevolg van ijsgang inhoudt zou kunnen worden overwogen om koelwaterlozingen te gebruiken bij de bestrijding van ijs op de rivieren. Het koppelnet van de elektriciteitscentrales zou gedurende een strenge vorstperiode zodanig kunnen worden ingezet dat strategische centrales gedurende deze periode op topcapaciteit moeten draaien. Als voorbeeld kan worden gedacht aan de centrales te Dordrecht, te Nijmegen en de Amercentrale. Door een maximale inzet van deze centrales kan de ijsgang op de rivieren waaraan deze centrales liggen worden verminderd. Het ijs dat

op de rivier aanwezig is zal een geringere dikte krijgen en dus ook weer eerder na een vorstperiode zijn afgesmolten. Dit verkleint de kans op het tegelijkertijd voorkomen van een ijsdek en een hoge afvoer.



Figuur 4.15 Opwarming Rijnwater door koelwaterbelasting in de winter (LAWA, 1991).

De protesten die tegen de koelwaterlozingen zijn geuit komen voort uit de ecologische schade die zou worden aangericht wanneer in de zomer het rivierwater een zeer hoge temperatuur zou verkrijgen. Het lijkt zinvol om de ecologische gevolgen van een verhoogde koelwarmtelozing in de winter te bestuderen. Wanneer de schade in de winter gering is zouden de richtlijnen voor de koelwateremissies in de winter kunnen worden verruimd zodat de ijsbezetting van de rivieren verder wordt teruggedrongen en dus de kans op een gevaarlijke situatie zal verminderen.

De gemiddelde watertemperatuur van de Rijn in de winters is in de periode 1940 tot 1984 door koelwaterlozingen ongeveer 1,8 °C gestegen. De ijsbezetting van de rivier direct rond deze lozingspunten blijkt in de afgelopen ijswinters sterk te zijn beïnvloed. Ook in de rest van het rivierengebied wordt de ijsbezetting door deze emissies beïnvloed. Voor de toekomst zou het van belang kunnen zijn inzicht te krijgen in de mogelijkheid om strategische koelwaterlozingen te gebruiken bij de ijsbestrijding op de rivieren.

4.7 De invloed van chemische verontreiniging op de ijsbezetting van de rivieren

De ijsbezetting van de rivieren in ons land zou beïnvloed kunnen worden door de lozing van chemicaliën. Chemicaliën kunnen invloed hebben op de ijsbezetting wanneer zij een sterke vriespuntsverlagende werking hebben. Met name de verontreiniging met chloride zou hierbij van belang kunnen zijn. (Wessels, 1984) berekent echter dat de Rijn in 1984 als gevolg van het chloridegehalte een vriespuntsverlaging had van slechts 0,02 °C. De overige chemische verontreinigingen van het riverwater hebben een nog kleinere invloed op de ijsbezetting van de rivieren. De chemische verontreiniging van het rivierwater blijkt dus een ondergeschikte rol te spelen bij de invloed op de ijsbezetting van de Nederlandse rivieren.

4.8 De invloed van de toename van de scheepvaart op het ontstaan van ijsdekken en ijsdammen

De scheepvaart heeft een tweeledige invloed op de ijsbezetting van de rivier. Wanneer het ijsdek in een vorstperiode door de scheepvaart wordt gebroken dan zal het ijs beter zeewaarts worden afgevoerd. Hierdoor is de hoeveelheid op de rivier aanwezige ijs kleiner. De vorming van ijs gaat echter met gelijke snelheid door.

Wanneer het ijsdek niet wordt gebroken zal de op het water gevormde ijslaag een isolatielaag vormen die de uitwisseling van warmte tussen het rivierwater en de atmosfeer doet verminderen. Hierdoor zal de afkoeling van het rivierwater minder snel plaatsvinden wanneer een vast ijsdek op de rivieren aanwezig is. De vorming van ijs op de rivieren vindt dus langzamer plaats wanneer een vast ijsdek op de rivier is gevormd.

4.9 De effecten van de normalisering op de vorming van ijsdammen en dijkdoorbraken

Voordat de normalisering van de Nederlandse rivieren was uitgevoerd varieerden de breedte en de diepte van de rivieren aanzienlijk van plaats tot plaats. In de rivierbedding waren tevens verschillende eilanden aanwezig die al dan niet met de oever verbonden waren. Deze situatie is sterk gevoelig voor het ontstaan van ijsdammen. Het afstromend ijs kan eenvoudig op ondiepe lokaties blijven steken, andere ijsschotsen ophouden en geleidelijk aan meer schotsen laten vastlopen zodat een ijsdam wordt gevormd.

De normalisering van de rivieren in Nederland had als doel de vorm van de stroombanen van de rivieren te verbeteren zodat het ijs en het water gemakkelijker kon worden afgevoerd. De eilanden die voor de normalisering nog in de rivier aanwezig waren werden opgeruimd of met de oever verbonden zodat slechts één stroomgeul overbleef. In 1850 werd met de uitvoering van de werkzaamheden gestart.

Na de dijkdoorbraken die als gevolg van ijsdammen in 1861 plaatsvonden stelden Van der Kun, Fijnje en Conrad de volgende aanvullingen op de in uitvoering zijnde normaliseringswerken voor (in: Lely, 1890):

- Aan de monding van de IJssel werd voorgesteld het Ganzendiep af te sluiten, het Regtediep voor de afvoer van water en ijs te verruimen en het Keteldiep voor de scheepvaart te verbeteren.
- Normalisering van de Nieuwe Maas en doorgraving van Hoek van Holland.
- Voor de Waal zou de Nieuwe Merwede een nieuwe riviermond worden. Met de uitvoering was reeds in 1850 begonnen.
- De monding van de Maas zou verlegd worden naar de Amer/Hollands Diep via de voormalige bedding van het Oude Maasje. De samenstellers van het plan vonden namelijk dat door het samenvloeien van de Maas en de Waal bij Loevestein de vorming van ijsdammen bij Vuren werd bevorderd. Achteraf blijkt deze maatregel niet tot de verwachte resultaten te hebben geleid. Na de afsluiting van de Andelse Maas zijn nog steeds ijsdammen op de Waal in de omgeving van Vuren blijven ontstaan.
- Voor een goede waterverdeling zou de mond van de Oude Rijn moeten worden gesloten.

Na 1900 zijn nog andere werken uitgevoerd die van groot belang zijn geweest voor het verloop van de ijsbezetting:

- Het verleggen van de monding van de Maas naar de Amer en hiermee de scheiding tussen Maas en Waal in 1904.
- Het verder verdiepen van de Nieuwe Merwede in het zomerbed. Dit was vooral van groot belang voor de ijsafvoer op de benedenrivieren. Deze brede rivier diende niet, zoals van te voren was gedacht, automatisch als een snelle afvoerweg van het ijs. In de winter van 1916/1917 heeft de ijsbezetting op de Nieuwe Merwede aanzienlijk langer geduurd dan op alle andere grote rivieren. Het dieper maken van de Nieuwe Merwede heeft een zeer positieve invloed gehad op de vlotte afvoer van ijs en is er daardoor mede de oorzaak van geweest dat sinds die tijd gunstige resultaten met het ijsbreken op de Waal/Merwede zijn behaald.
- In 1932 werd de Afsluitdijk aangelegd in het kader van de Zuiderzeewerken. De overgang van zout naar zoet water op het IJsselmeer en het verdwijnen van de getijwerking veranderden de ijscondities drastisch. Het relatief ondiepe IJsselmeer heeft, nadat de vorst is ingevallen, snel een vast ijsdek. Dit verhindert de afstroming van het drijfijz op de IJssel die dan ook snel een vast ijsdek vertoont. Dat dit een verhoging van het aantal ijsdammen tot gevolg zou hebben is niet het geval. Na 1932 is er slechts één ijsdam op de IJssel geconstateerd.
- Afsluiting van rivierarmen in het kader van het Deltaplan. Met name de aanleg van de Volkerakdam en de Haringvlietsluizen zijn van belang geweest voor de ijsbezetting. Door de verminderde getijde-invloed werd de ijsafvoer verslechterd en de ijsvorming op het Hollands Diep bevorderd.

De stuw bij Driel dient als regelkraan voor de afvoerdeling over de Nederrijn en de IJssel. Onder normale omstandigheden zorgt deze stuw ervoor dat er meer water door de IJssel wordt afgevoerd t.b.v. de watervoorziening van Noord-Nederland. Gedurende ijsperiodes worden de schuiven uit het water gelicht zodat dan de invloed op de waterverdeling is

verdwenen. De stuwen te Driel, Amerongen en Hagestein hebben alle drie een middenpijler, waardoor plaatselijk de totale breedte van het zomerbed weliswaar gelijk is gebleven, maar de verhouding tussen de plaatselijk beschikbare breedte en de afmeting van de stukken drijfijis aldaar, in vergelijking met andere riviergedeelten tot de helft is gereduceerd. Het ijs zal zich hierdoor sneller kunnen vastzetten dan op andere plaatsen langs de rivier.



IJssdam te Kampen, 20 januari 1987.

Foto: Hans Woning

Ondanks het feit dat de rivieren in Nederland in de periode 1850 tot 1890 zijn genormaliseerd is de frequentie van het voorkomen van ijsdammen niet sterk veranderd. In de periode 1757 tot 1880 had de vorming van ijsdammen op de rivier minimaal eens in de 4,2 jaar een of meerdere dijkdoorbraken tot gevolg (zie Tabel 4.4). Na de normalisering hebben geen dijkdoorbraken meer plaatsgevonden die het gevolg waren van ijs(dammen) op de rivieren. De frequentie van het voorkomen van ijsdammen is min of meer gelijk gebleven (eens in de 9 jaar) en dus niet beïnvloed door de normalisering. Uit het niet meer voorkomen van dijkdoorbraken als gevolg van ijsdammen na 1861 bij gelijkblijvende strengheid van vorstperioden blijkt dat het gevaar van ijsdammen echter duidelijk is afgenomen.

4.10 De ijsafvoer

Dat de afvoer van ijs van belang is blijkt uit een belangrijk rapport van Van der Kun, Fijnje en Conrad uit 1861 (zie Lely, 1890). Deze auteurs hadden namelijk uit de geschiedenis van ijsbezettingen in Nederland bepaald dat het grootste gevaar ontstond wanneer de benedenrivieren nog met ijs bezet waren en de ijsbezetting van de Bovenrijn door dooi snel de rivier afkwam. Omdat de ijsbezetting op de benedenrivieren nog aanwezig was ontstonden dan ijsophopingen en ijsdammen.

Uit de ijsverslagen blijkt dat het vaste ijsdek op de Waal bij invallende dooi het eerst is verdwenen. Daarna gebeurt dit op de Nederrijn/Lek en als laatste op de IJssel. Volgens (De Haas, 1986a) begint de ijsdegeneratie op de Waal al bij een luchttemperatuur van boven de $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$ in De Bilt.

De tijd tussen het begin van de ijsdegeneratie en het ijsvrij zijn van de Waal is betrekkelijk kort. Afhankelijk van het afvoerverloop van de Rijn en de hoogte van de luchttemperaturen bedraagt deze tijd circa vijf dagen tot (in het verleden) twee weken. Hierdoor blijkt dat het vaste ijsdek in de strenge ijswinter van 1962/1963 al 19 dagen voordat de etmaalgemiddelde luchttemperatuur boven $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ was gestegen was verdwenen. Het drijfijz was ook verdwenen toen de etmaalgemiddelde luchttemperatuur boven de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ was gestegen. Wanneer de afvoergolf na de vorstperiode arriveert zal het ijs momenteel dus al verdwenen zijn. De mogelijkheid van het tegelijkertijd optreden van een vast ijsdek op de rivieren en het optreden van de afvoergolf door dooi kan dus momenteel als zeer onwaarschijnlijk worden geacht.

De benedenrivieren voeren het ijs af dat is ontstaan op de Duitse Rijn, op de Waal en het ijs dat is gevormd in het benedenrivierengebied. De Waal kan worden beschouwd als de meest belangrijke afvoerweg. De Nederrijn en de IJssel zijn hiervoor minder geschikt door de geringere breedte van deze rivieren.

De ijsafvoer op de IJssel wordt verder belemmerd door het vaste ijsdek op het Ketelmeer en het ontbreken van een getijbeweging die het ijs eenvoudig kan afvoeren (de kans op het ontstaan van een ijsdam op de Beneden-IJssel is dan ook groot). Het is daarom van belang te zorgen dat de afvoer van de IJssel bij een ijsbezetting van deze rivier niet te hoog is. De slechte ijsafvoer is overigens ook de reden waarom het ijs op deze rivier niet gebroken kan worden met behulp van ijsbrekers.

Door het Deltaproject zijn er veranderingen opgetreden in de hydraulische situatie van de benedenrivieren. Dit heeft niet alleen tot gevolg dat het ijs zich vast zal zetten op andere lokaties, maar ook dat er een verandering is opgetreden in de instroming van relatief warm zeewater in het benedenrivieren gebied. De afname van de verticale en horizontale getijbeweging, (vooral bij lage oppervlaktewaterafvoeren) hebben het Haringvliet het karakter van een getijderivier grotendeels doen verliezen. Hierdoor stroomt het water van de Waal tegenwoordig in het min of meer stagnante bekken van het Haringvliet. Tezamen met de geringere instroming van het relatief warmere zeewater heeft dit een toename van het ijsbezwaar op het Haringvliet tot gevolg. Dit geldt zowel voor het ter plaatse gevormde ijs als ook voor de doorvoer van het op de bovenrivieren gevormde drijfijz.

Het Deltaproject heeft verder een verminderde kans op de vorming van ijsdammen in het studiegebied tot gevolg gehad. De lokatie waar de waterspiegelgradiënt vermindert door

getijde-invloed is duidelijk verder zeewaarts verplaatst. Met name de Haringvlietsluizen en de Volkeraksluizen hebben het traject waarin een getijdeverschil op de rivieren bestond duidelijk verkort.

Dat het Haringvliet als een langzaam stromend systeem kan worden gezien blijkt uit de ijsbezetting in de winter 1978/1979. Terwijl de andere Nederlandse rivieren geen of nauwelijks drijfijz transporteerden bevonden zich op het Haringvliet grote ijsvelden.

In strenge winters, wanneer de bovenrivieren ook grote hoeveelheden ijs afvoeren, gaan de hierboven genoemde factoren, die de beweging op het Haringvlietbekken bemoeilijken, een grotere rol spelen. Na het Deltaproject zal bij een vrijwel gelijk blijvende aanvoer van de bovenrivieren de ijsproductie in het benedenrivieren gebied zijn toegenomen, terwijl de oude afvoerweg via het Volkerak is afgesloten.

In het benedenriviereengebied zijn meer werken uitgevoerd die invloed hebben op de ijsafvoer in het benedenriviereengebied. De stormvloedkering te Krimpen aan de (Hollandse) IJssel wordt niet uit voorzorg direct neergelaten bij het optreden van ijs. De normale bedieningsmethode blijft gehandhaafd. Wel wordt er bij het verschijnen van het eerste ijs een luchtbellenscherm aangelegd, waarmee de zone onder een schuif vrij van drijfijz kan worden gehouden. Waardoor de schuif dan te allen tijde kan worden neergelaten.

De Volkeraksluizen liggen op de belangrijke scheepvaartroute van de Schelde-Rijnverbinding. De scheepvaart moet zo lang mogelijk in de vaart worden gehouden. Hierdoor is extra inzet van ijsbestrijdingsmiddelen nodig om de sluizen en de vaarroute open te houden. Vanuit de strategie om het ijs op te ruimen in het benedenriviereengebied wordt langs een smalle vaargeul op het Haringvliet het ijs gebroken, terwijl op het grootste gedeelte van het Haringvliet een egaal ijsdek in stand wordt gehouden.

De huidige ijsafvoerstrategie is beschreven in (De Haas, 1986a). In de fase waarin de (semi-) stagnante wateren bevroren wordt getracht het Haringvliet, het Hollands Diep en de Nieuwe Merwede zo egaal mogelijk dicht te laten vriezen. Op het Hollands Diep wordt de scheepvaart beperkt tot transport door de vaargeul. Het spuien van de Haringvlietsluizen wordt gestaakt, tenzij de afvoeren dit noodzakelijk maken ($> 4500 \text{ m}^3/\text{s}$). Indien er gespuid moet worden dient dit voorzichtig te gebeuren (kleine spui-opening). Gedurende deze fase worden geen ijsbrekers ingezet. Bij dooi-inval in deze fase zal het ijs op een natuurlijke wijze en door de weer vrijgegeven scheepvaart degenereren en via de Oude Maas, dan wel via de Haringvliet-sluizen, worden afgevoerd.

Bij een aanhoudend strenge vorst zal het vaste ijs zich vanuit de Nieuwe Merwede op de rivier stroomopwaarts uitbreiden. De scheepvaart op de Nieuwe Merwede wordt gestremd om het scheepvaartverkeer op de Beneden-Merwede te bevorderen en anderzijds om het egaal dichtvriezen van de Nieuwe Merwede te bevorderen.

De stuwen op de Nederrijn worden gesloten ten behoeve van de mogelijk slechte ijsafvoersituatie op de IJssel in een later stadium. Zodra zich ijsschotsen op de Oude en Nieuwe Maas en later op de Beneden- en Boven Merwede vormen dient het ijsafvoerloop op de Beneden Merwede, de Noord en op de Oude Maas bevorderd te worden. Dit houdt in dat de Haringvlietsluizen gesloten worden om de ebdrift op deze riviertakken te stimuleren tot een Bovenrijn-afvoer van $4500 \text{ m}^3/\text{s}$. Bij een lagere rivierafvoer kunnen geen verdere maatregelen

worden genomen. De ijsafvoerstrategie gaat er momenteel vanuit dat in deze fase geen ijsbrekers worden ingezet.



Ijsbreken op de Nederlandse rivieren; winter '53-'54.

Foto: Rijkswaterstaat

Wanneer de dooi invalt is de ijsafvoerstrategie gebaseerd op een natuurlijke verwijdering van het ijs. De Haringvlietsluizen blijven gesloten om de ebdrift in het noordelijk deltabekken maximaal te houden en om een egaal ijsdek te houden op het Haringvliet en Hollands Diep.

Aan het breken van het rivierijs zitten drie belangrijke aspecten:

- 1 De ijsbrekers moeten op de plaatsen kunnen komen van de ijsbelemmeringen en daar kunnen opereren.
- 2 Het gebroken ijs moet afgevoerd kunnen worden met de stroom om benedenstrooms niet een nieuwe ijsbelemmering te krijgen.
- 3 Het materieel moet voldoende in aantal zijn en voldoende sterkte bezitten om effectief te kunnen opereren.

Uit de verschillende ijsverslagen blijkt dat de ijssdammen in het recente verleden slechts van korte duur waren. Van ijssdijken die op de rivieren voorkwamen zijn slechts weinig gegevens bekend. Voor de Waal wordt een waarde van 0,15 m genoemd, voor het IJsselmeer en waarde van 0,4 m. Frankenstein en Wuebben stellen vast (zie Appendix F) dat een dergelijke ijssdikte op de rivieren geen stabiele ijssdam kan opleveren bij de in Nederland voorkomende afvoeren. In het (recente) verleden braken de ijssdammen dan ook vaak zelf door of konden altijd binnen twee dagen met behulp van ijsbrekers worden verwijderd. Het verwijderen van een vast ijsdek of ijssdammen wordt het meest efficiënt uitgevoerd door ijsbrekers of luchtkussenvoertuigen. Hierbij hebben de luchtkussenvoertuigen het voordeel dat zij snel ter plaatse kunnen zijn wanneer zich een ijssdam aan het vormen is. Omdat de lokatie waar de ijssdam zich gaat vormen met de huidige kennis nog niet precies kan worden voorspeld zal de snelheid waarmee het brekingsvoertuig ter plaatse kan komen van belang zijn.

Gezien het feit dat ijssdammen zich in het recente verleden nog steeds hebben voorgedaan zal de bestrijding van ijssdammen, gelet op de mogelijke risico's die ze kunnen opleveren, voortvarend ter hand moeten worden genomen.

4.11 De doorbraak van een ijssdam bij Keulen

In deze sectie zal worden ingegaan op de vraag of een doorbraak van een ijssdam op de Bovenrijn kan leiden tot problemen langs de Nederlandse rivieren. Wanneer een ijssdam doorbreekt dan komt de afvoergolf van het water dat zich bovenstrooms van deze ijssdam heeft verzameld en het ijs de rivier afzakken. Aangenomen kan worden dat het ijs ongeveer met de stroomsnelheid van het water de rivier af komt. De versnelling welke het ijs onder invloed van de zwaartekracht krijgt door het steilere front van de afvoergolf zal teniet worden gedaan door de grotere weerstand die het ijs van de oevers ondervindt.

De loopsnelheid van een afvoergolf op een rivier kan als volgt worden berekend (Jansen et al., 1979):

$$c = \frac{3}{2} \frac{B_s}{B} \bar{u} \quad (4.5)$$

waarin:

B_s	= stroomvoerende breedte	(m)
B	= bergende breedte	(m)
c	= loopsnelheid afvoergolf	(m/s)
$\bar{u}$	= stroomsnelheid	(m/s)

Om een schatting te maken van de loopsnelheid van een afvoergolf die ontstaat bij het doorbreken van een ijssdam bij Keulen is een schatting nodig van het quotiënt van de stroomvoerende en de bergende breedte. Hiervoor zijn gegevens gebruikt van de afvoergolf in maart/april 1988 (CHR, 1990). De afvoergolf in dit jaar had een maximale afvoer bij Lobith van 10300 m³/s. De tijd tussen de maximale waterstand in Keulen (km 688) en in Lobith (km 867) bedroeg circa 25 uur. De afvoergolfsnelheid komt dus neer op 7,2 km/uur = 2 m/s. Uit modelberekeningen (afvoer Lobith 10300 m³/s) blijkt dat de stroomsnelheid in het zomerbed van het traject Lobith tot Gorinchem een gemiddelde waarde heeft van 1,7 m/s.

Bij een afvoer van $10300 \text{ m}^3/\text{s}$ blijkt dus de volgende relatie te gelden:

$$c = 1.18\bar{u} \quad (4.6)$$

De afvoer bij het doorbreken van een ijssdam zal aanzienlijk lager zijn dan de hierboven gebruikte afvoer. Bovenstaande berekening kan dan ook als conservatief worden gezien. Bij een lagere afvoer zal B_s/B groter worden en zal de loopsnelheid van de afvoergolf dus alleen nog maar toenemen ten opzichte van de stroomsnelheid.

Wanneer een ijssdam bovenstrooms doorbreekt dan zal allereerst een afvoergolf van het voor de ijssdam geborgen water langs trekken en vervolgens zal het ijs de rivier afkomen. Een situatie waarbij eerst het ijs de rivier afkomt, zich vervolgens ergens vastzet om daarna een snelle waterstandsverhoging teweeg te brengen wanneer het eerder door de ijssdam geborgen water arriveert, lijkt derhalve niet waarschijnlijk.

4.12 Het mechanisme van het ontstaan van ijssdammen op de Nederlandse rivieren

Uit Figuur 4.3 blijkt dat een aantal splitsingspunten gevoelig is voor het ontstaan van ijssdammen. Het splitsingspunt bij Werkendam van de Nieuwe en de Beneden Merwede is hiervan een goed voorbeeld. (RWS, 1980 notanr. 65.001.01) geeft voor dit splitsingspunt een oorzaak van het ontstaan van een vergrote ijsbezetting. Op het splitsingspunt kenmerkt de waterbeweging zich door het feit dat over een lange periode, onafhankelijk van de Waalafvoer, de afvoeren via Boven, Nieuwe en Beneden Merwede nagenoeg niet veranderen tot de vloed doordringt en ervoor zorgt dat de (gemiddelde) snelheid op de Beneden Merwede afneemt en bij lage afvoeren zelfs van richting verandert, de snelheid op de Boven Merwede eveneens afneemt en de stroomsnelheid op de Nieuwe Merwede toeneemt. Voor de ijsbeweging heeft dit het volgende effect: De ijsafvoer in de eb fase van de Boven Merwede vindt geheel plaats langs de Beneden Merwede aangezien er geen stroming staat op de Nieuwe Merwede.

Omdat de Boven en Beneden Merwede nagenoeg even diep zijn zal geen verandering in de ijsbezettingsgraad optreden bij passage van het splitsingspunt. Zet nu de vloed in, dan zal kentering optreden op de Beneden Merwede. De stroomsnelheid op de Boven Merwede neemt sterk af en het debiet dat via de Nieuwe Merwede tot afstroming komt in de richting van het Hollands Diep wordt voornamelijk aangevoerd via de Beneden Merwede. Ook het ijs dat zich op de Beneden Merwede bevindt zal in de vloed fase in de richting van het splitsingspunt Werkendam worden verplaatst. Gezien de configuratie van het splitsingspunt zal het ijstransport van Beneden Merwede naar Nieuwe Merwede een grote kans hebben om achter te blijven bij het watertransport - zeker in het geval van oostenwind - waardoor op de Beneden Merwede in de nabijheid van het splitsingspunt een toename van de ijsbezetting op zal treden. Dit effect zal in een nog sterkere mate een rol spelen indien ijsafvoer via de met een vast ijsdek bedekte Nieuwe Merwede geheel onmogelijk is wanneer de Haringvlietshuizen gesloten blijven en/of het Haringvliet een vast ijsdek heeft.

Bij toenemende Bovenrijn afvoeren speelt ditzelfde proces ook, alleen zal dan over het gehele getij ijsafvoer via de Boven Merwede optreden in de situatie dat ijsafvoer via de Nieuwe Merwede niet mogelijk is. Is dit laatste niet het geval dan wordt naar het splitsingspunt gedu-

rende de vloedfase op de Beneden Merwede, van twee zijden, langs zowel Boven als Beneden Merwede ijs toegevoerd. Bij Bovenrijn-afvoeren boven de 2200 m³/s treedt op de Beneden Merwede geen kentering meer op, terwijl bij afvoeren van meer dan circa 6000 m³/s vrijwel sprake is van een permanente situatie op alle takken rond het splitsingspunt. Op het splitsingspunt zijn in dat geval alleen moeilijkheden te verwachten wanneer de ijsbeweging naar Beneden of Nieuwe Merwede een andere verdeling over de takken kent dan de waterbeweging, een situatie die overigens zeer wel denkbaar is.

Niet altijd hebben extreem koude winters in het verleden geleid tot dijkdoorbraken. Belangrijk hierbij is de afvoer ten tijde van het dichtvriezen van de rivieren. Wanneer zich drijfijis vormt tijdens het dichtvriezen van de rivier dan hoeft dit niet snel tot grote problemen te leiden. In de uiterwaarden zal de ijsdikte groter zijn dan in de hoofdgeul van de rivier. Dit ijs zal zich gedurende het dichtvriezen echter niet van de uiterwaarden in de hoofdgeul verplaatsen en zal dus geen problemen opleveren. Groter kunnen de problemen zijn wanneer dooi intreedt en het op de uiterwaarden liggende ijs zich in de richting van de hoofdgeul kan verplaatsen en daar niet voldoende kan worden afgevoerd. Wanneer zich op dit tijdstip een (*break-up*) ijsdam vormt kan dit tot risicovolle situaties leiden. De ijsdikte is sterk gegroeid doordat het ijs op de uiterwaarden sneller groeit dan op de rivier zelf. In het recente verleden zijn geen *break-up* ijsdammen meer voorgekomen ondanks dat in 1940 een hoger dan gemiddelde afvoer (tijdens ijsperioden) is voorgekomen. Kennelijk is dit het gevolg van de verbeterde ijsafvoer die na de normalisering is ontstaan. Dat de *freeze-up* ijsdammen in het recente verleden niet tot de grote waterstandsverhogingen hebben geleid dan die in de achttiende eeuw kan worden verklaard door het feit dat het volume ijs van een *freeze-up* ijsdam geringer zal zijn dan het volume van een *break-up* ijsdam. De *break-up* ijsdam ontstaat aan het einde van een periode waarin zich het ijs op de rivier heeft kunnen vormen. Deze *break-up* ijsdam zal daarom stabiel zijn dan de ijsdam van het *freeze-up* type.

Wanneer verondersteld wordt dat bij gelijke afvoeren ongeveer gelijke stromingsomstandigheden bestaan dan kunnen de jaren met een ijsbezetting na 1880 worden vergeleken met de jaren voor 1880. In Tabel 4.6 is een overzicht gegeven van jaren met vergelijkbare Bovenrijn-afvoeren.

jaren voor 1880	jaren na 1880
1845, 1784	1947, 1942, 1963
1781, 1861, 1855, 1838, 1795	1942, 1963
1841, 1809	1954
1805, 1880, 1827, 1793	1956
1811	1929, 1917

Tabel 4.6 Vergelijking ijsjaren voor en na 1880.

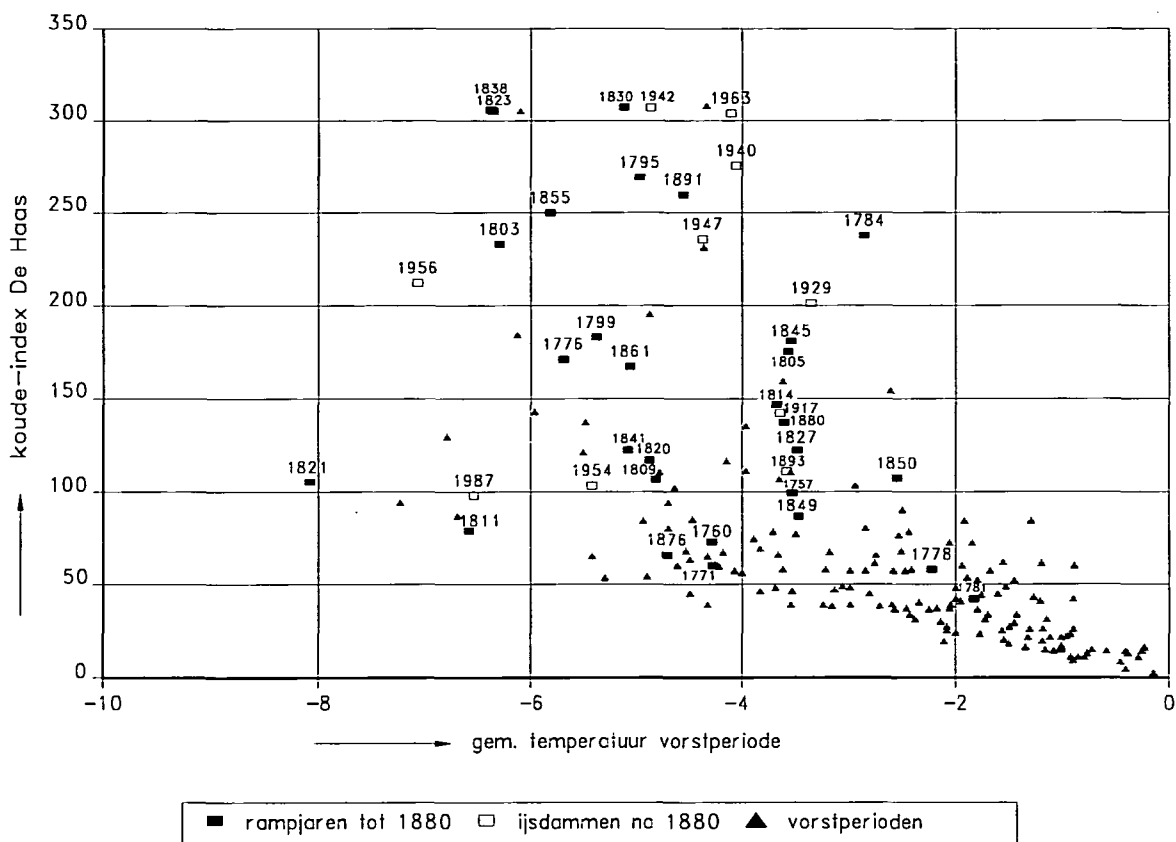
In Tabel 4.7 zijn de gegevens van bovenstaande jaren vergeleken. Voor ieder jaar is vermeld de koude-index van De Haas, de afvoer van de Rijn bij Lobith op de vijfde dag van de vorstperiode, het aantal dagen van de vorstperiode, de gemiddelde en de koudste etmaalgemiddelde luchttemperatuur van de vorstperiode. In paragraaf 4.13 wordt verder ingegaan af de afvoer tijdens de vorstperiode.

jaar < 1880	jaar > 1880	koude-index De Haas (-)	Q_{Lobith} dag 5 (m^3/s)	aantal dagen	T_{gem} ($^{\circ}\text{C}$)	T_{min} ($^{\circ}\text{C}$)
	1893	111	1651	31	-3.6	-10.3
1849		87	1719	25	-3.5	-16.9
1845		181	1784	51	-3.5	-12.4
1784		238	1810	83	-2.9	-13.3
	1947	236	1940	54	-4.4	-10.4
	1942	307	2070	63	-4.9	-14.4
	1963	304	2093	74	-4.1	-12.3
	1942	307	2070	63	-4.9	-14.4
	1963	304	2093	74	-4.1	-12.3
1781		42	2101	23	-1.8	-7.2
1861		167	2107	33	-5.1	-12.8
1855		250	2187	43	-5.8	-13.3
1838		306	2231	48	-6.4	-18.3
1795		269	2244	54	-5.0	-16.6
1841		122	2424	24	-5.1	-10.4
	1954	103	2460	19	-5.4	-9.7
1809		106	2553	22	-4.8	-11.9
1805		175	2887	49	-3.6	-11.9
	1956	212	3005	30	-7.1	-14.3
1880		137	3040	38	-3.6	-11.1
1827		122	3058	35	-3.5	-10.6
	1929	201	3440	60	-3.4	-14.3
	1917	142	3529	39	-3.6	-10.9
1811		79	4072	12	-6.6	-10.8
	1940	276	4405	68	-4.1	-11.7
	1987	103	4461	15	-6.8	-12.9

Tabel 4.7 Vergelijking condities ijsdamjaren.

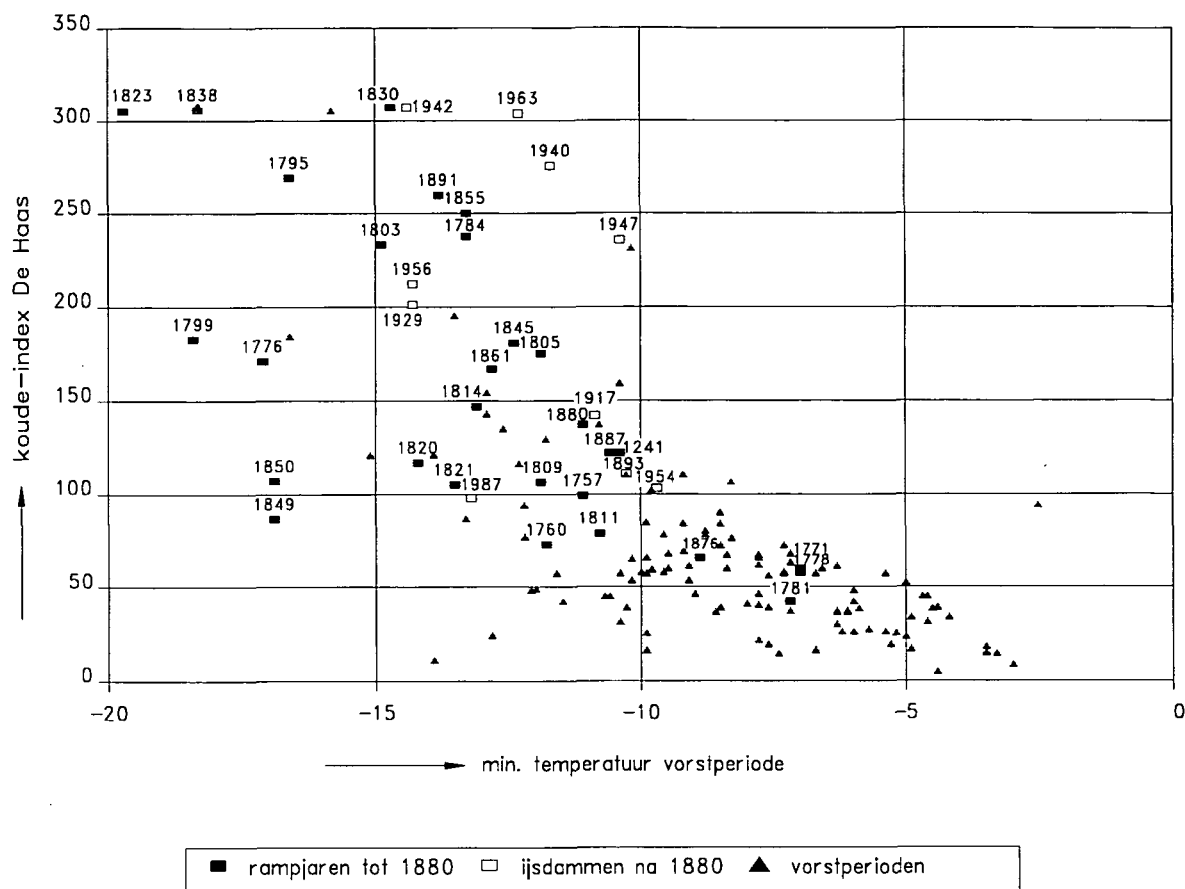
Uit discussies die zijn gevoerd met Bervaes kwam naar voren dat de indruk bestond dat de parameters gemiddelde en minimum temperatuur en duur van de vorstperiode van belang zouden kunnen zijn bij de verklaring waarom zich tijdens de vorstperioden na 1880 geen dijkdoorbraken meer als gevolg van ijsdammen hadden voorgedaan.

In Figuur 4.16 is de koude-index van De Haas uitgezet tegen de gemiddelde temperatuur van de vorstperiode. Uit deze figuur blijkt dat de gemiddelde temperatuur van de vorstperiode zowel voor de jaren voor 1880 als voor de jaren na 1880 globaal tussen $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$ en $-3,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ heeft gelegen. Dit blijkt ook uit Tabel 4.7. Een onderscheid tussen de periode voor en na 1880 is niet op basis van deze parameter te maken.



Figuur 4.16 Relatie voorkomen ijsdammen en de gemiddelde temperatuur van de vorstperiode.

In Figuur 4.17 is de koude-index van De Haas uitgezet tegen de minimumtemperatuur van de vorstperiode. Uit deze figuur blijken de minimum temperaturen in de vorstperiode van 1795, 1799, 1838 en 1849 lager te liggen dan in de andere jaren. Op basis van deze parameter kan echter niet worden verklaard waarom de perioden voor 1880 wel, en de vorstperiode na 1880 niet, tot een dijkdoorbraak hebben geleid. De meeste vorstperioden met ijsdammen hadden een minimumtemperatuur tussen $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ en $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ (zie ook Tabel 4.7). Dit geldt zowel voor de jaren waarin een dijkdoorbraak plaatsvond als voor de jaren waarin geen doorbraak plaatsvond. De jaren 1771 en 1781 hadden zelfs een relatief hoge minimumtemperatuur (ca. $-7\text{ }^{\circ}\text{C}$).



Figuur 4.17 Relatie voorkomen ijsdammen en de minimum temperatuur van de vorstperiode.

In Figuur 4.12 is de duur van de vorstperiode uitgezet tegen de koude-index van De Haas (zie sectie 4.4). Uit deze figuur blijkt dat de duur van de vorstperiode niet verschillend is geweest in de vorstperiodes voor en na 1880. In beide gevallen was de duur van de vorstperiode tussen de 12 en 83 dagen (zie ook Tabel 4.7). De duur van de vorstperiode kan dus niet verklaren waarom de ijsjaren voor 1880 wel en de jaren na 1880 niet tot dijkdoorbraken hebben geleid.

Uit Tabel 4.7 en de Figuren 4.16 en 4.17 kan worden geconcludeerd dat de parameters koude-index van De Haas, het aantal dagen van de vorstperiode, de gemiddelde en de koudste etmaalgemiddelde luchttemperatuur van de vorstperiode niet kunnen verklaren waarom de jaren voor 1880 wel en de jaren na 1880 niet tot dijkdoorbraken hebben geleid.

De normalisering heeft de afvoer van ijs op de Nederlandse rivieren sterk verbeterd. De indruk bestaat dat deze verbetering van de ijsafvoer de reden is voor het niet meer voorkomen van ijsdammen van het *break-up* type. De koelwateremissie versterkt dit nog eens. Door de kunstmatige verwarming van het rivierwater is de totale ijsvorming geringer en kunnen zich minder snel problemen voordoen met ijsdammen van het *break-up* type. Als laatste kan nog worden genoemd dat de aanleg van de Haringvlietsluizen er voor heeft gezorgd dat de kans op ijsdammen in het onderzoeksgebied verder is afgenomen. Dit komt omdat de zone waar een watergradiëntovergang optreedt meer zeewaarts is komen te liggen.

4.13 De relatie tussen de afvoer en ijsproblemen

Wanneer vorst optreedt zal de neerslag in vaste vorm vallen en niet meer direct naar de rivier kunnen worden afgevoerd. In een vorstperiode zal de afvoer van de rivieren dus afnemen. Omdat het enige tijd duurt voordat de watertemperatuur is afgekoeld tot 0 °C kan worden aangenomen dat de afvoer bij de vorming van ijs op de rivieren is verminderd. Een verdere afname van de afvoer vindt plaats tijdens het aangroeien van het vaste ijsdek. Door de berging van water onder het ijsdek (door de verhoogde ruwheid wordt de waterstand hoger) neemt de afvoer in de periode van de vorming van het vaste ijsdek af. Deze (tijdelijke) afname kan zo'n 15% van de afvoer bedragen.

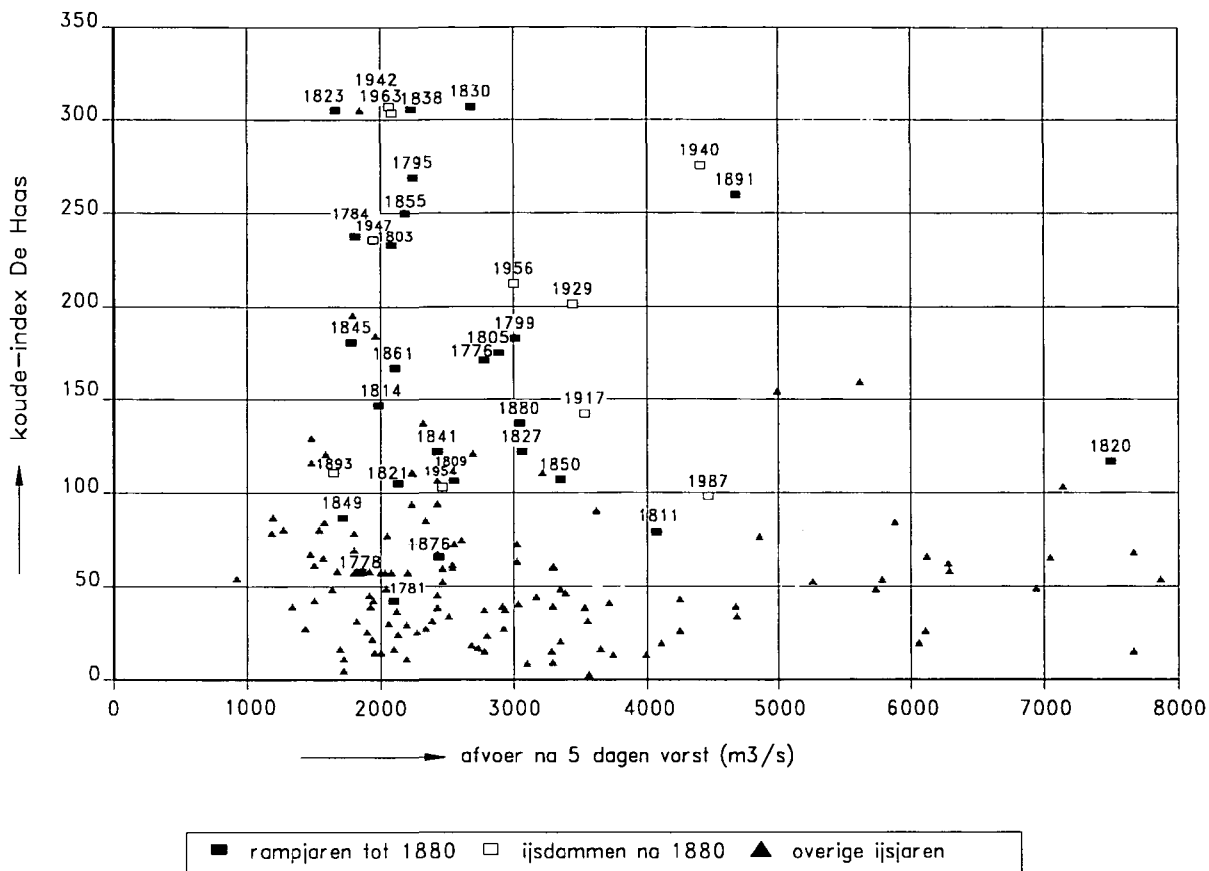
Korte dooiperiodes kunnen een tijdelijke verhoging van de afvoer tot gevolg hebben in het dalende of constante verloop van de afvoer. Wanneer de vorst weer inzet dan zal de afvoer weer gaan afnemen. De afvoerhoging als gevolg van een korte dooiperiode beperkte zich met uitzondering van de winter van 1940 tot een maximale afvoer van 2200 m³/s. In 1940 is tijdens een dooiperiode een afvoer van 4650 m³/s opgetreden.

De gegevens van vorstperiodes in het verleden bevestigen dat de afvoer tijdens het loskomen van het vaste ijs tijdelijk hoger wordt. Deze afvoerhoging is echter niet zeer groot. Groter zal de afvoer zijn wanneer smeltwater vanuit het bovenstroomse gebied de rivier afkomt. De afvoertoppen liggen in de orde van 4000 tot 7500 m³/s. In theorie is het mogelijk dat het einde van de vorstperiode in meer bovenstrooms gelegen riviergedeelten eerder invalt. Dit vindt plaats wanneer een depressie ten Zuiden van Nederland passeert terwijl ons land nog onder invloed ligt van een hogedrukgebied. In de praktijk komt deze omstandigheid maar zelden voor. (De Haas, 1986a) stelt dat het afsmelten van het rivierijs momenteel al aanvangt bij een luchttemperatuur boven de -8 °C. Hierdoor blijkt dat het vaste ijsdek in de ijswinter van 1962/1963 al 19 dagen voordat de etmaalgemiddelde luchttemperatuur boven 0 °C was gestegen was verdwenen. Ook het drijfijz was verdwenen toen de etmaalgemiddelde luchttemperatuur boven de 0 °C was gestegen. Op het moment dat de afvoergolf na de vorstperiode arriveert zal het ijs dus al zijn verdwenen. De mogelijkheid van het tegelijkertijd optreden van een vast ijsdek op de rivieren en het optreden van de afvoergolf door dooi kan dus momenteel zeer onwaarschijnlijk worden geacht. Wanneer de dooi ten Zuiden van Nederland invalt en er in ons land nog voldoende koud weer voorkomt, dan zou dit echter wel tot problemen kunnen leiden.

In Figuur 4.18 is de koude-index van De Haas tegen de afvoer op de vijfde dag van de vorstperiodes uitgezet. De hierbij gevolgde procedure is als volgt:

- De waterstandsgegevens van de Sociëteit van Nijmegen zijn door Rijkswaterstaat, Dienst Getijdewateren in een digitaal bestand ondergebracht. Dit betreft de metingen op een aantal plaatsen in Nederland en Duitsland, waaronder Emmerich, dat even bovenstrooms van Lobith ligt. Op grond van de geregistreerde afvoeren sinds 1772 zijn de waterstanden verzameld voor het meetstation Emmerich.
- Voor de overlappende jaren van Lobith en Emmerich na 1900 is een betrekkinglijn opgesteld tussen beide meetlocaties.

- Uitgaande van de in Emmerich gemeten waterstanden zijn de waterstanden geschat van Lobith.
- Via de voor Lobith bekende afvoer-waterstand-relatie zijn de afvoeren voor Lobith geschat. De afvoer voor de jaren na 1900 zijn rechtstreeks bepaald uit de in Lobith gemeten waterstanden. Er is gebruik gemaakt van de afvoer-waterstand-relatie van 1956 te Lobith.



Figuur 4.18 Relatie voorkomen ijsdammen en de afvoer

Formeel gezien zullen er in de aldus berekende afvoeren onnauwkeurigheden kunnen voorkomen, naarmate het verschil in jaren tussen de gebruikte afvoer-waterstand-relatie en de gemeten waterstand groter is. Ook zal de gebruikte afvoer een conservatieve inschatting zijn van de afvoer die tijdens de ijsbezetting is opgetreden. Een periode van vijf dagen kan vóór de koelwateremissies wel tot ijsgang op de rivieren hebben geleid, momenteel zal deze periode aanzienlijk langer zijn. Wanneer deze periode langer is dan zal de afvoer verder zijn afgenomen. Beter was het geweest de afvoerwaarden te bepalen voor de data dat er ijs op de rivieren aanwezig was. Door het korte tijdsbestek waarin de huidige studie moest worden uitgevoerd was dit niet mogelijk. De hier gebruikte afvoerwaarden bieden echter een voldoende conservatieve aanname betreffende de vorming van ijs in een vorstperiode. Aangezien het hier gaat om het schatten van een orde van grootte, worden bovenstaande aannames in de huidige studie aanvaardbaar geacht. Het spreekt vanzelf dat de resultaten met de nodige omzichtigheid moeten worden geïnterpreteerd.

Uit Figuur 4.18 blijkt dat de afvoer tijdens de dijkdoorbraken voor 1880 in dezelfde orde van grootte heeft gelegen als de afvoer tijdens de vorstperioden met ijsdammen na 1880. Op basis van de afvoerwaarden alleen kan dan ook niet worden verklaard waarom de ijsdammen voor 1880 wel en na 1880 niet tot dijkdoorbraken hebben geleid.

Een uitzonderlijk hoge afvoerwaarde komt voor in 1820. In dit jaar was de afvoer op de vijfde vorstdag exceptioneel hoog, $7.500 \text{ m}^3/\text{s}$. Problemen hebben zich in het verleden voorgedaan bij afvoeren tussen 1500 en $4500 \text{ m}^3/\text{s}$, met de meeste problemen tussen 2000 en $3000 \text{ m}^3/\text{s}$. De historische beschrijving van 1820 wijst op twee vorstperioden, gescheiden door een dooiperiode. De neerslag moet in de dooiperiode hoog zijn geweest. De looptijd van een afvoergolf vanaf Basel bedraagt ongeveer vijf dagen. Onderweg wordt de hoogwatergolf aangevuld met water uit de zijrivieren (Neckar, Main, Nahe, Lahn, Moezel, Sieg, Wupper, Erft, Ruhr en Lippe). De tweede vorstperiode zette tijdens de hoge afvoer in, zodat zich ijs kon vormen terwijl de afvoer nog hoog was.

Passen we voor dit jaar de periode van tien dagen toe tussen het invallen van de vorst en het verschijnen van een ijsdek, dan bedraagt de afvoer nog maar $4500 \text{ m}^3/\text{s}$. Op grond hiervan bestaat de indruk dat de afvoer op de vijfde dag van de vorstperiode in dit jaar niet representatief is voor de afvoer tijdens de vorming van een ijsdam in dit jaar. De afvoer van 1820 zou daarom beter buiten beschouwing kunnen worden gelaten.

Wanneer de afvoer van de Rijn in Lobith op de vijfde dag van de vorstperiode wordt beschouwd houdt dit in dat een analyse wordt gemaakt van de afvoer tijdens een potentiële omstandigheid voor een *freeze-up*-ijsdam. Uit de beschrijvingen van de Sociëteit van Nijmegen en die van Glimmerveen blijkt dat de meeste dijkdoorbraken vóór 1880 hebben plaatsgevonden als gevolg van de vorming van een *break-up*-ijsdam, (aan het einde van de vorstperiode). De afvoer zal toen al een groot deel zijn afgenomen. Ook hier wordt dus een conservatieve inschatting gemaakt van de afvoer tijdens problemen met ijsgang op de rivieren.

Door de toegenomen warmtebelasting op de rivier duurt het nu langer voor zich ijs kan vormen op de rivier. Geschat wordt dat dit momenteel in de orde van tien dagen duurt (zie De Haas, 1986a). Zodra de vorst invalt blijft de neerslag in vaste vorm liggen en neemt de afvoer van de rivier af. De tijd tussen de aanvang van de ijsdegeneratie en het optreden van de afvoergolf op de Waal bedraagt momenteel vijf tot vijftien dagen (De Haas, 1986a). De ijsdegeneratie vangt volgens De Haas momenteel al aan bij een luchttemperatuur boven de $-8 \text{ }^\circ\text{C}$. Omdat het ijsdek ongeveer na vijf dagen is verdwenen (De Haas, 1986a), is deze periode lang genoeg om er zeker van te zijn dat op de rivier geen ijsbezetting meer aanwezig is.

Ten einde het gevaar van overstroming door ijs in combinatie met afvoer te kunnen schatten is een frequentie-analyse uitgevoerd van de (geschatte) afvoeren tijdens vorstperioden, wanneer zich op de rivier een vast ijsdek en/of een ijsdam bevond.

In de analyse is gebruik gemaakt van de waterstanden van Emmerich, dat niet ver bovenstrooms van Lobith ligt. Gegevens zijn gebruikt voor de periode 1772-1917 en 1971-1987. Tevens zijn de waterstandsregistraties van de Rijn bij Lobith gebruikt voor de periode 1900 tot 1991. Met de bovenstaande gegevens is het verband bepaald (betrekkingslijn) tussen de waterstanden bij Emmerich en bij Lobith.

De afvoer te Lobith is geschat voor de jaren dat er overstromingen plaatsvonden (voor 1880) en de jaren met ijsdammen (na 1880). Hierbij is gebruik gemaakt van de afvoer-waterstand-relatie (Q-h-kromme) die geldt voor open water. De afvoer wordt geschat voor de vijfde dag van de vorstperiode van deze jaren. Dit laatste vergt een toelichting.

Op de eerste dag kan de afvoer door de voorgaande periode zowel groot als klein zijn. Zodra het vriest blijft eventuele neerslag in vaste vorm liggen, waardoor de afvoer van neerslag naar de rivier begint te stagneren. Het afvoerverloop van de rivier zal vanaf dit moment bij aanhoudende vorst een uitputtingscurve te zien geven. Voordat ijsvorming gaat plaatsvinden op de rivier zal het een aantal dagen moeten hebben gevoren. De verschillen zijn een gevolg van de warmtecapaciteit van het water en de opwarming van het water door afvalwarmte van de industrie en de huishoudens.

Thans wordt het aantal dagen vorst (van -8°C) voordat ijsvorming plaatsvindt op de rivier geschat op 10 dagen (De Haas, 1986a). Wordt deze periode toegepast op de periode voor 1880, dan is de kans groot dat de waterstand op die dag is beïnvloed door een gesloten ijsdek op de rivier. Een schatting van de afvoer op basis van deze waterstand is dan onjuist. Uit een vergelijking van de afvoeren op de eerste vorstdag, de vijfde vorstdag en de tiende vorstdag blijkt dat in vrijwel alle jaren de waterstand op de vijfde dag lager is dan op de eerste dag. Vergelijking van de waterstanden op de vijfde en de tiende dag toont aan dat in meerdere jaren de waterstand op de tiende dag groter is dan de waterstand op de vijfde dag. Dit zou kunnen wijzen op de invloed van een vast ijsdek op de waterstanden. Deze vergelijkingen hebben ertoe geleid dat de afvoeren zijn geschat voor de vijfde vorstdag.

Het best zouden de afvoeren kunnen worden gebruikt van de eerste dag dat er drijfijis aanwezig is op de rivieren. Momenteel zouden de afvoeren van de tiende dag van de vorstperiode het best kunnen worden gebruikt in de frequentie-analyse. Dit zou echter tot een overschatting van de afvoeren voor 1950 leiden door het eerder aanwezig zijn van het ijsdek. Er is daarom gekozen voor een periode van vijf dagen. Voor de frequentie-analyse levert dit bij de huidige warmtebelasting een te grote afvoer op. Met de frequentie-analyse wordt dus een conservatieve schatting gegeven van de kans van voorkomen van een zekere afvoer.

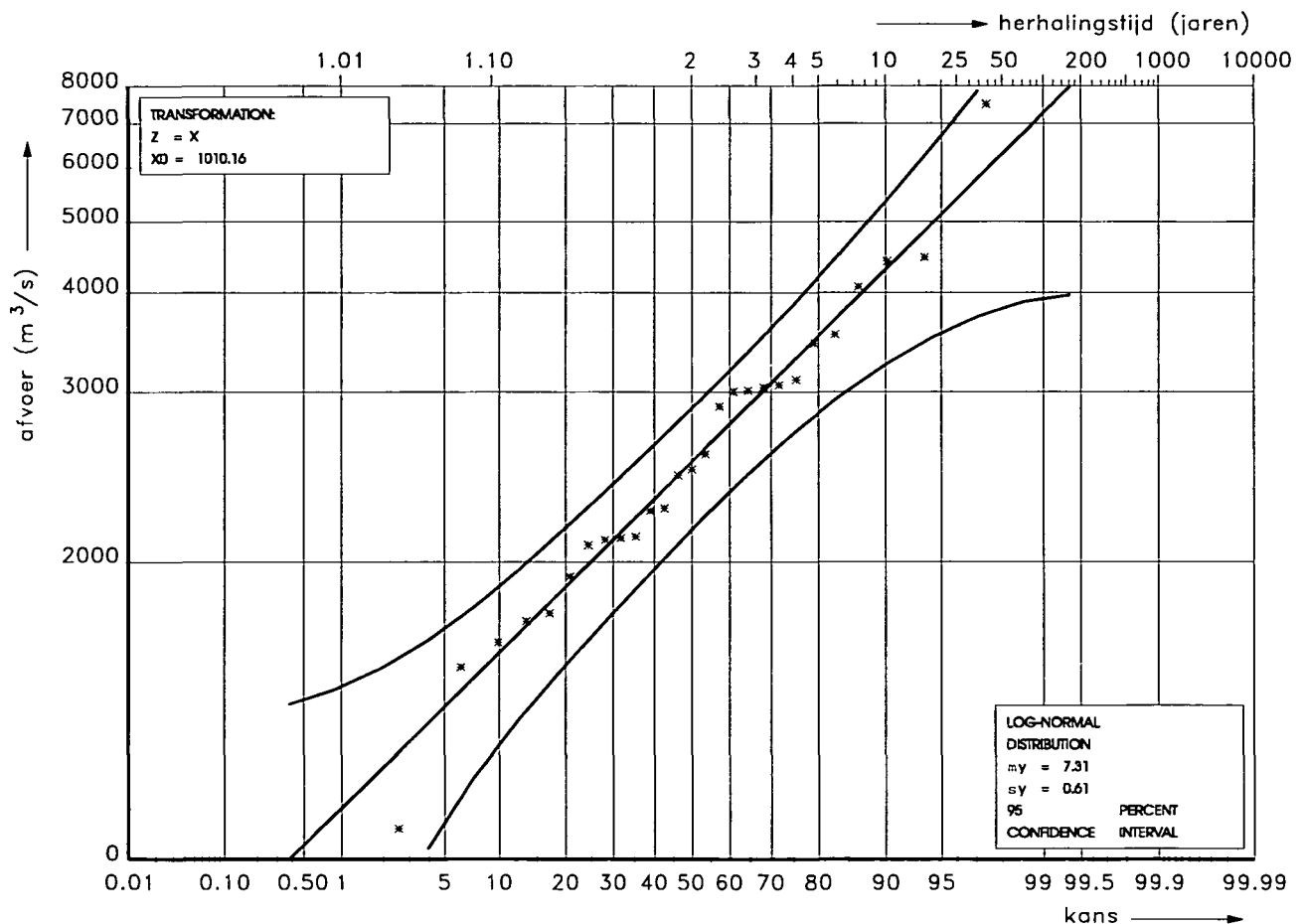
Deze procedure zal met de toegepaste Q-h-relatie niet voor alle jaren een nauwkeurige afvoerbepaling geven. Zodra het aantal jaren tussen de opgestelde Q-h-relatie en de waterstandsregistratie groot is, is de schatting niet nauwkeurig. Bij gebrek aan andere mogelijkheden voor een frequentie-analyse van de afvoeren tijdens vorstperioden worden de mogelijke onnauwkeurigheden geaccepteerd. De fout zal hoog uit in de orde $60 - 100 \text{ m}^3/\text{s}$ liggen.

Met de aldus bepaalde afvoeren is een frequentie-analyse uitgevoerd. Het blijkt dat de verdeling goed kan worden weergegeven door een log-normale verdeling. In de log-normale verdeling valt de afvoerschattting voor 1820 uit de toon. Op de omstandigheden van dit jaar is al eerder ingegaan.

Door Frankenstein en Wuebben (zie Appendix F) zijn 1-D berekeningen uitgevoerd voor de Waal. Hieruit blijkt dat momenteel tot aan afvoeren van $7.500 \text{ m}^3/\text{s}$ te Lobith geen gevaar voor overstromingen bestaat bij een vast ijsdek of de aanwezigheid van een ijsdam. In Figuur 4.19 is de frequentie uitgezet van de afvoer op de vijfde dag van de vorstperioden waarin zich ijsdammen hebben voorgedaan in de periode 1770 tot 1991. In deze figuur is te zien dat de kans van het voorkomen van afvoeren van $7.500 \text{ m}^3/\text{s}$ $1/120$ per jaar bedraagt.

(Termes en Boogaard, 1991b) berekenen dat de frequentie van een waterstand die gelijk is aan de MHW met invloed van een ijsbezetting 1/143 per jaar bedraagt. Deze waarde blijkt dus niet ver af te wijken van de hier gevonden waarde. Overigens is de frequentie-analyse van Termes en Boogaard uitgevoerd met piekafvoeren die los staan van opgetreden vorstperiodes. De thans uitgevoerde frequentie-analyse gaat dus uit van meer realistische aannames.

Ijsdammen doen zich in Nederland in de periode na 1880 voor met een frequentie van 1/9 per jaar. De kans op overstromingen door (hoge) afvoer en ijs bedraagt dus ongeveer 1/1100 jaar. Frankenstein en Wuebben (Appendix F) veronderstellen overigens dat een eventuele ijsdam tot een afvoer van 7.500 m³/s stabiel blijft. Dit, zo geven zij aan, is een conservatieve schatting. Deze frequentie moet eigenlijk nog worden vermenigvuldigd met de kans dat de ijsdam werkelijk stabiel blijft. De uiteindelijke kans op een doorbraak als gevolg van ijsvorming op de rivieren is dus nog kleiner dan 1/1100 per jaar.



Figuur 4.19 Frequentieverdeling afvoeren tijdens een ijsperiode.

4.14 Het huidige gevaar van dijkdoorbraken als gevolg van ijsvorming op de rivieren

Na 1880 hebben zich geen dijkdoorbraken meer voorgedaan als gevolg van ijsgang op de rivieren. Hiervoor zijn een aantal redenen aan te wijzen:

- 1 De normalisering heeft ervoor gezorgd dat de afvoer van ijs is verbeterd. Hierdoor zijn de ijssdammen die na 1880 zijn voorgekomen nooit van het *break-up* type, maar altijd van het *freeze-up* type geweest. De ijsdikte tijdens het ontstaan van *freeze-up* ijssdammen is geringer zodat de ijssdammen die ontstaan minder stabiel zijn dan de *break-up* ijssdammen.
- 2 De lozing van koelwater op de rivieren heeft ervoor gezorgd dat de ijsvorming op de rivieren is verminderd. Het duurt langer voordat zich ijs op de rivier gaat vormen en de ijsdegeneratie vangt eerder aan. De maximale ijsdikte die tijdens een ijsperiode ontstaat is hierdoor geringer.
- 3 De kruinhoogte van de dijken is thans hoger dan voor 1880.

Uit de frequentie-analyse van afvoeren tijdens een ijsbezetting op de rivieren is gebleken dat een overstroming als gevolg van ijsbezetting op de rivier in de orde van eens in de 1100 jaar ligt. Deze analyse is echter uitgevoerd met zeer conservatieve aannames betreffende de vorming van ijs op de rivieren en de stabiliteit van de gevormde ijssdammen. De indruk bestaat dat de frequentie waarbij ijsvorming tot dijkdoorbraken leidt substantieel lager ligt dan de frequentie van de MHW als gevolg van hoge afvoeren.

Verder hebben de huidige koelwaterremissies ertoe geleid dat de ijsbezetting van de rivieren sterk is verminderd. Wanneer er ijs op de rivieren wordt gevormd zal dit later worden gevormd en eerder zijn afgesmolten dan voorheen. Er zal dus een strengere vorstperiode moeten plaatsvinden om een gelijke hoeveelheid ijs te vormen.

Freeze-up ijssdammen kunnen met behulp van ijsbrekers worden verwijderd. Om het gevaar van een ijsbezetting op de rivier te kunnen beheersen lijkt het ons voldoende de capaciteit van de ijsbestrijdingsmiddelen op peil te houden.

5 Maatregelen ter verlaging van de maatgevende hoogwaterstanden

5.1 Inleiding

Een alternatief voor dijkversterkingen is het verlagen van de belasting op de dijken. In dit hoofdstuk bekijken we rivierkundige maatregelen die de maatgevende hoogwaterstanden omlaag kunnen brengen. Om geen enkel alternatief uit te sluiten, hebben we ervoor gekozen dit deel van het onderzoek niet te beperken tot uitsluitend een toetsing van de eerdere studies door de Commissie Rivierdijken (1977) en Rijkswaterstaat (nota LTP-85-02, 1985). Volgens de beleidsanalytische methode worden alle mogelijke maatregelen geïdentificeerd en geëvalueerd op hun effectiviteit, kosten en neveneffecten.

Tijdens een aantal brainstormsessies is een zo volledig mogelijke verzameling van alternatieve maatregelen om de MHW te verlagen gegenereerd. Een overzicht daarvan staat in paragraaf 5.3. Ook de maatregel 'niets doen' wordt in beschouwing genomen, omdat die eveneens in de komende decennia leidt tot veranderingen in het rivierstelsel. We bespreken deze autonome ontwikkeling van de rivieren in paragraaf 5.2.

De verschillende naar voren gebrachte maatregelen worden in een eerste evaluatieronde beoordeeld op effectiviteit en op technische, bestuurlijke en maatschappelijke haalbaarheid. Bij de beoordeling van de effectiviteit wordt een afweging van het te verwachten effect tegen de benodigde kosten gemaakt. Dit gebeurt door een schatting op basis van de ervaring van deskundigen van het WL ('expert opinion'), zonder in dit stadium daadwerkelijk de kosten en de MHW-verlaging te kwantificeren. We achten een maatregel maatschappelijk niet haalbaar als de nadelige neveneffecten ervan minstens even omvangrijk en ingrijpend zouden zijn als die van de rivierdijkversterkingen. Uit deze eerste evaluatieronde komt naar voren dat de volgende maatregelen mogelijk geschikt zijn en een nader onderzoek verdienen:

- wijziging van de afvoerverdelingen op de splitsingspunten;
- afleiding van een deel van de afvoer door een groene rivier;
- berging van water in reservoirs of overlaatgebieden in Nederland;
- onttrekking van zand uit het zomerbed door baggeren;
- verlaging van het winterbed door het afgraven van grote oppervlakken of door de aanleg van nevengeulen;
- verlaging van de ruwheid van het winterbed;
- aanpassing van de kribben;
- vermindering van de golfoploop door het planten van begroeiing vóór de dijktafsluitingen.

Van deze maatregelen berekenen we vervolgens de MHW-verlaging door middel van handberekeningen en met behulp van een computermodel voor de Nederlandse Rijntakken. Dit model is nodig om de effecten op de verdelingen van de waterafvoer en het zandtransport bij de rivierspelingen bij Pannerden (Pannerdense Kop) en Westervoort (IJsselkop) te bepalen. Voor de Maas, waar spelingen geen rol spelen, volstaan we met eenvoudiger berekeningen.

Men dient rekening te houden met het globale karakter van de berekeningen. Weliswaar wordt een computermodel gebruikt, maar de gehanteerde schematisatie is erg grof. Toch is te verwachten dat de resultaten redelijke schattingen van de effectiviteit van elk der maatregelen vormen, omdat we de berekeningen alleen onderling vergelijken. Een getallenvoorbeeld verduidelijkt dit: Wanneer we de maatgevende hoogwaterstanden zouden berekenen met een systematische fout van 0,8 m betekent dit op de totale waterdiepte een fout van circa 10%. Ook in het verschil tussen twee onderling vergeleken MHW-waarden zit dan een fout van 10%, wat neerkomt op een fout van een centimeter op elke berekende decimeter MHW-verlaging. Deze onnauwkeurigheid is acceptabel.

Op basis van de rekenresultaten evalueren we in een tweede ronde de kansrijke maatregelen nader. Er blijven daarna drie maatregelen over: verlaging van het zomerbed, aanpassing van de kribben en verlaging van het winterbed. Verlaging van het winterbed op grote schaal zal alleen aanvaardbaar zijn wanneer deze gecombineerd wordt met natuurontwikkeling. Men laat dan ooibossen in de uiterwaarden ontstaan (de Bruin et al, 1987; Wereld Natuur Fonds, 1992). Ooibossen verhogen de hydraulische ruwheid van de uiterwaarden en daarmee de waterstanden, waardoor ze de effectiviteit van de maatregel voor een deel teniet doen. Dit effect van ooibossen wordt in de verdere uitwerking meegenomen.

De overwegingen van zowel de eerste als de tweede evaluatieronde presenteren we in paragraaf 5.4. De drie overgebleven maatregelen voegen we in paragraaf 5.5 samen tot de volgende drie combinaties voor het verlagen van de MHW:

1. zomerbedverlaging met kribaanpassing;
2. winterbedverlaging met ooibossen;
3. combinatie van beide.

We gebruiken de autonome ontwikkeling (de maatregel 'niets doen') als referentiesituatie bij de verdere evaluatie van de combinaties. Voor elke combinatie maken we in paragraaf 5.6 een schatting van de effectiviteit, de aanleg- en onderhoudskosten, de gevolgen voor de scheepvaart en de consequenties voor natuur en landschap. Deze schattingen presenteren we in paragraaf 5.7 in een scorekaart.

Uit de scorekaart blijkt dat de combinaties met kribaanpassing erg kostbaar zijn. Winterbedverlaging kan, mits goed uitgewerkt, een reële optie zijn voor het verlagen van de maatgevende hoogwaterstanden. Deze optie wordt verder uitgewerkt als strategie in het hoofdrapport.

5.2 Autonome ontwikkeling

De Nederlandse rivieren vormen een dynamisch systeem dat voortdurend veranderingen ondergaat. De veranderingen die nu in gang zijn beschouwen we als de autonome ontwikkeling van de rivieren. De maatregel 'niets doen', die wij in onze beleidsanalytische aanpak als referentiesituatie gebruiken, leidt tot een voortzetting van deze autonome ontwikkeling. Ook deze maatregel zal daarom binnen enkele decennia investeringen voor de aanpassing of de vervanging van kunstwerken noodzakelijk maken.

Men kan de autonome ontwikkeling zien als een trage respons op externe veranderingen van zowel natuurlijke als menselijke oorsprong. Op tijdschalen van miljoenen jaren geldt de Rijn als een jonge rivier die zich met een vertraging aanpast aan de nog steeds voortschrijdende opheffing van de Alpen. Op tijdschalen van eeuwen en millennia overheerst de invloed van klimaatsveranderingen en wijzigingen in de stroomgebieden. De effecten daarvan zijn reeds in hoofdstuk 2 aan de orde geweest. Tenslotte zijn er ook nog de directe ingrepen in de rivieren. Al zeker 2000 jaar voeren mensen in de Rijntakken werken uit voor de bescherming tegen overstroming en ter verbetering van de bevaarbaarheid. Dijken worden aangelegd, bochten worden afgesneden en vlechtende trajecten worden in een enkele geul samengesnoerd. Om een idee te geven van de omvang van deze ingrepen, staat in Tabel 5.1 een historisch overzicht voor de Rijntakken benedenstrooms van Bonn, overigens zonder te pretenderen dat dit volledig is. Uitgebreide historische informatie wordt onder meer gegeven door (van der Ven, 1976), (Petts et al, 1989) en (Buck et al, 1990).

De trends van de huidige veranderingen in het systeem van de Nederlandse Rijntakken zijn:

- a. De afvoergolven worden steiler en krijgen hogere pieken. Dit is reeds in hoofdstuk 2 besproken.
- b. De korrelverdeling van het aangevoerde sediment lijkt op dit moment niet te veranderen. Tussen 1951 en 1976 namen de korrelgroottes van het sediment weliswaar met 40% af (Ogink, R2017, 1984), maar sedimentmonsters uit 1984 geven aan dat die verfijning zich niet verder heeft doorgezet. Het belang van de korrelgroottes voor de zomerbed-ruwheid, en daarmee voor de hoogwaterstanden, wordt besproken in Appendix B.
- c. Het zomerbed in de Bovenrijn, de Bovenwaal, het Pannerdens Kanaal en de Bovenijssel daalt door erosie. Op de Bovenijssel is dit vooral het gevolg van de rond 1970 uitgevoerde bochtafsnijdingen bij de Steeg en Doesburg. De erosie van de Bovenrijn, de Bovenwaal en het Pannerdens Kanaal hangt samen met de zomerbeddaling van de Niederrhein benedenstrooms van Keulen. Het maximum van deze daling ligt bij Duisburg waar de bodem tientallen jaren achtereen sneller dan 0,03 m per jaar zakte. De Internationale Commissie voor de Hydrologie van het stroomgebied van de Rijn (Chr, 1977) geeft hiervoor de volgende oorzaken:
 - regulering van de Niederrhein (versmallingen en bochtafsnijdingen);
 - geringere toevoer van sediment uit zijrivieren als gevolg van de daar gebouwde dammen;
 - baggeren en grindwinning;

- mijnzakkingen ten gevolge van de in 1922 begonnen steenkoolwinning op een diepte van 700 à 1000 m onder de Niederrhein. Door deze zakkingen ontstaan kuilen in het rivierbed die als een zandvang gaan werken. Een deel van het aangevoerde sediment wordt onderschept met als gevolg een geringere sedimenttoevoer benedenstrooms.

Daarnaast werd ook op de Bovenrijn in Nederland gebaggerd. De zomerbeddaling in Duitsland breidde zich in benedenstroomse richting uit en werd tegen 1960 merkbaar bij Lobith. De autonome zomerbeddaling van de Bovenrijn bedroeg toen 0,02 m per jaar. Vanaf 1976 is de mijnbouw echter verplicht het verlies aan sediment door mijnzakkingen weer aan te vullen. Tevens onttrekt men gebaggerd sediment niet langer aan de rivier, maar deponeert men het op diepere plaatsen (Bundesminister für Verkehr, 1987). Ook aan de Bovenrijn wordt nu geen zand meer onttrokken. Daarom gaan we voor de toekomst uit van een autonome zomerbeddaling van 0,01 m per jaar. Meer informatie hierover is onder meer te vinden in (de Haas, 1990) en (Boers, 1991).

- d. De benedenlopen van de riviertakken zanden aan. De aanzanding hangt samen met een reductie van de getijbeweging, die bij de Waal het gevolg is van de uitvoering van de Deltawerken en bij de IJssel het gevolg van het afsluiten van de Zuiderzee. Om deze aanzanding tegen te gaan wordt nu al stelselmatig gebaggerd. Dit zal ook in de toekomst noodzakelijk blijven.
- e. De uiterwaarden slibben op. De snelheid waarmee dit gebeurt bedraagt gemiddeld ongeveer 1 millimeter per jaar (Middelkoop en van der Perk, 1991). De Provincie Gelderland (Gelderland, 1990) geeft aan dat de winning van klei en zand in de uiterwaarden op de lange duur een aflopende zaak is.
- f. De stromingsweerstand van het winterbed neemt toe. De uiterwaarden verruigen namelijk door een vermindering van het onderhoud en door de inrichting van proefgebieden voor natuurontwikkeling.

De steilere en hogere afvoergolven, de aanslibbing van de uiterwaarden en de verruiging van het winterbed leiden tot hogere maatgevende hoogwaterstanden. De zomerbeddaling leidt daarentegen juist tot lagere hoogwaterstanden. De precieze autonome veranderingen in de MHW zijn moeilijk te voorspellen, maar het is duidelijk dat de MHW niet gelijk blijft.

Jaar	Omschrijving
ca. 0	Bouwwerken ter beïnvloeding van de waterverdeling over de Rijntakken onder de Romeinse veldheer Drusus ter verbetering van de bevaarbaarheid van de Nederrijn. De Fossa Drusiana (Drususkanaal) was mogelijk een verbinding tussen de Rijn en de (Oude) IJssel, maar de exacte locatie is niet bekend. Aanvang van de aanleg van kaden.
ca. 800	Vernieuwing en uitbreiding van Romeinse rivierwerken die tijdens de Volksverhuizingen in verval waren geraakt.
ca. 1000	Plaatselijke bedijkingen.
1100	Langere dijken die hoogwatervrij liggende nederzettingen met elkaar verbinden: de voorlopers van de bandijken.
1122	Afdamming van de Kromme Rijn.
1285	Afdamming van de Hollandse IJssel.
ca. 1450	Systeem van bandijken is grotendeels gesloten.
16 ^e eeuw	Vergeefse pogingen om door middel van kribben meer water van de Bovenrijn in de Nederrijn en de IJssel te leiden.
1580 - 1740	Verscheidene pogingen om geulen in de Biesbosch af te dammen. Bochtafsnijdingen bij Emmerich (1588, 1644), Ooy (1649), Rees (1654), Hurwenen (1655) en Rees (1677).
1700	Alle dijkkringen zijn gesloten.
1707	Opening van het Pannerdens Kanaal.
1733	Afdamming van de verbinding tussen Maas en Waal bij Heerewaarden, onder handhaving van een 150 m brede verbinding.
1750 - 1780	Verbinding van 19 van de 25 eilanden in de Niederrhein met de oever door het afdammen van riviertakken.
1775	Graven van een nieuwe geul voor de bovenloop van de IJssel.
1775 - 1776	Bochtafsnijding bij Herwen door het graven van het Bijlands Kanaal.
1780	Aanleg van de Spijkse overlaat ter vervanging van de open toegang tot de Oude Rijn vanaf de Bovenrijn.
1780 - 1820	Bochtafsnijdingen bij Büderich (1784), Bislich (1788) en Grieth (1819).
1850 - 1876	Afdamming van een aantal geulen in de Biesbosch en graven van de Nieuwe Merwede. Bochtafsnijding bij Wijk bij Duurstede. Aanleg van de Nieuwe Waterweg.
1850 - 1900	Rivierverbeteringen ten behoeve van de scheepvaart tussen Keulen en Lobith.
1860 - 1880	Eerste normalisatie van de Waal, voor een betere afvoer van water, ijs en sediment. De normaalbreedte wordt 360 m.
1875	Sluiting van de verbinding tussen Maas en Waal bij Heerewaarden.
1880 - 1893	Tweede normalisatie van de Waal, ter verbetering van de bevaarbaarheid. De normaalbreedte wordt 310 m.
1904	Afscheidende bandijk tussen Maas en Waal bij Heerewaarden.
1910 - 1916	Derde normalisatie van de Waal, ter verbetering van de bevaarbaarheid. De normaalbreedte van de Waal wordt 260 m.
1922	Aanvang van steenkoolwinning onder de Niederrhein, leidend tot mijnzakkingen.
1923	Verhoging van de Spijkse overlaat tot N.A.P. + 15 m.
1932	Afsluiting van de Zuiderzee.
na 1940	Afdamming van twee nevenmondingen van de IJssel.
1942	Sluiting van de Beerse overlaat.
1950	Afdamming van de Brielse Maas.
1954 - 1971	Rijnkanalisatie: stuw bij Driel voor de verdeling van water over de Nederrijn en de IJssel, en stuwen bij Amerongen en Hagestein voor handhaving van de waterstanden op de Nederrijn en de Lek.
1959	Verhoging van de Spijkse overlaat tot volledige dijkhoogte.
1970	Afdamming van de mond van de Oude Rijn.
rond 1970	Bochtafsnijdingen in de IJssel bij de Steeg en Doesburg.
1970	Afsluiting van het Haringvliet.
1976	Aanvang van compensatie van de sedimentverliezen ten gevolge van mijnzakkingen en baggeren op de Niederrhein.

Tabel 5.1 Historisch overzicht van een aantal ingrepen in de Rijntakken benedenstrooms van Bonn.

5.3 Overzicht van alternatieven

Tijdens een aantal brainstormsessies zijn verschillende alternatieve maatregelen om de MHW te verlagen gegenereerd. Deze zijn systematisch gerangschikt in Figuur 5.1. Naast deze maatregelen zal ook de maatregel 'niets doen' bestudeerd worden. Dit geeft het volgende overzicht van te onderzoeken maatregelen:

- MR-0 Autonome ontwikkeling
- MR-1 Klimaatwijziging of weersbeïnvloeding
- MR-2 Maatregelen in Duitsland, België en Frankrijk
 - MR-2a: afleiding naar ander stroomgebied
 - MR-2b: reservoirbeheer
 - MR-2c: reservoirs aanleggen
 - MR-2d: bebossen, etc.
- MR-3 Wijziging afvoerverdeling op splitsingspunten
- MR-4 Waterafleiding
 - MR-4a: van Waal op Maas en vice versa
 - MR-4b: groene rivier: Linge - Grift - Eem
 - MR-4c: groene rivier: Linge - Amsterdam-Rijnkanaal
 - MR-4d: lateraal kanaal
 - MR-4e: pijpleiding en pompen
- MR-5 Waterberging in Nederland
 - MR-5a: reservoirs
 - MR-5b: overlaatgebieden
- MR-6 Zandonttrekking uit zomerbed
 - MR-6a: in trajecten (zomerbedverlaging)
 - MR-6b: lokaal
 - MR-6c: selectief, teneinde samenstelling te wijzigen
 - MR-6d: zandtransport beëindigen
- MR-7 Wijziging benedenstroomse randvoorwaarde
 - MR-7a: mond in bovenstroomse richting verplaatsen
 - MR-7b: peil op Haringvliet verlagen
 - MR-7c: peil op IJsselmeer verlagen
- MR-8 Zomerkaden verder uit elkaar
- MR-9 Bandijken verder uit elkaar
- MR-10 Bochtafsnijding
- MR-11 Verlaging winterbed
 - MR-11a: over volle breedte
 - MR-11b: nevengeulen
- MR-12 Ruwheid winterbed
 - MR-12a: begroeiing
 - MR-12b: hekken, kaden
 - MR-12c: op- en afritten van bruggen

MR-13 Kribben

- MR-13a: verandering lengte
- MR-13b: verlagen
- MR-13c: stroomlijnen
- MR-13d: verwijderen
- MR-13e: aanleg bodemkribben

MR-14 Ijspreventie

- MR-14a: emissie van koelwater
- MR-14b: intensivering scheepvaart
- MR-14c: vriespuntverlaging met chemicaliën
- MR-14d: verdergaand normaliseren

MR-15 Verwijdering van ijs

- MR-15a: ijsbrekers
- MR-15b: explosieven

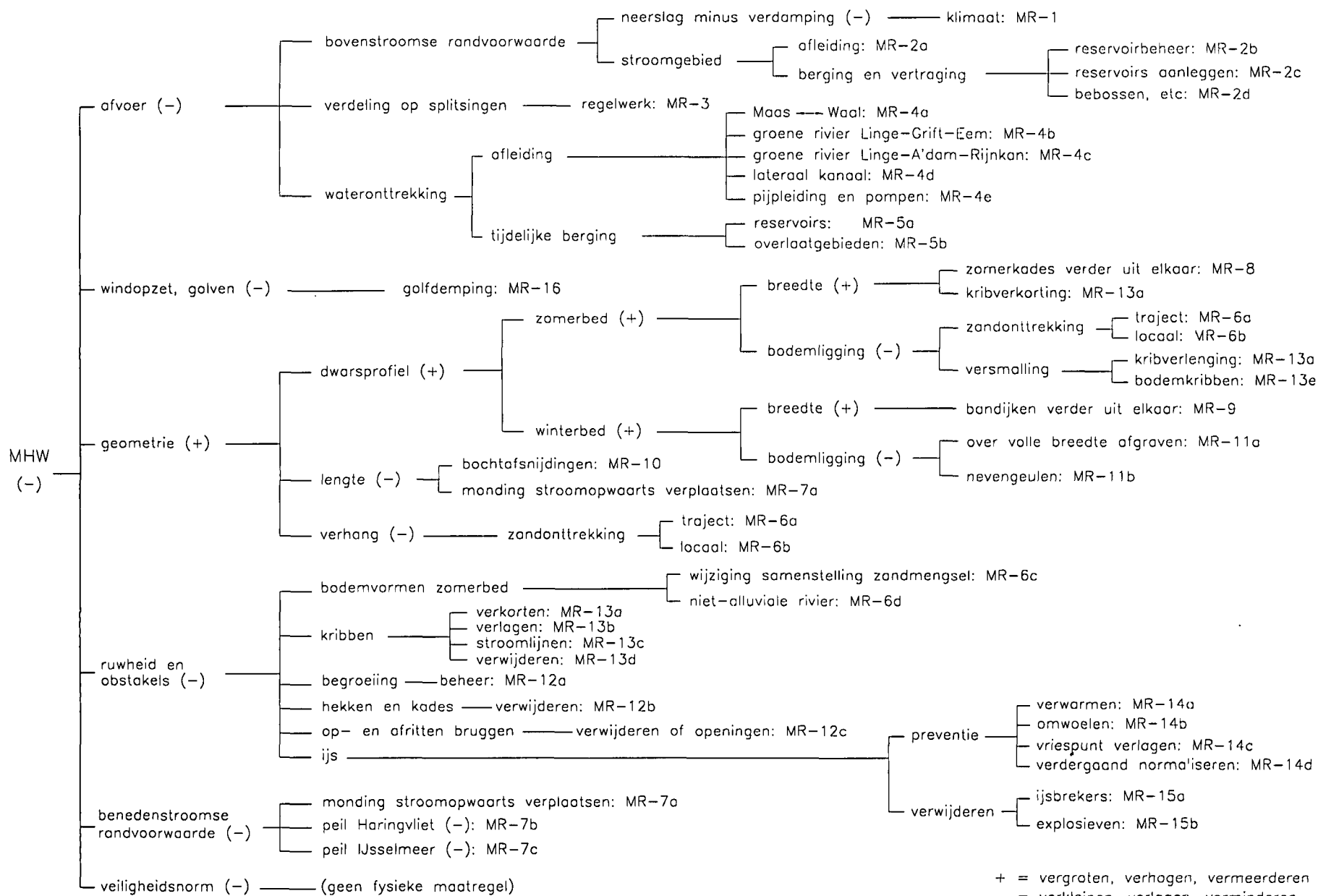
MR-16 Damping van windgolven

We handhaven hier alternatieven waarvan in discussies tijdens de brainstormsessies al duidelijk werd dat ze weinig effectief zijn. Daarmee bereiken we dat de argumenten om ze te laten afvallen uiteindelijk expliciet gerapporteerd worden.

We nemen echter geen maatregelen in beschouwing waarvan we denken dat het ook voor een breder publiek overduidelijk is dat ze irreëel zijn. Een extreem voorbeeld daarvan is de inzet van helikopters waaronder bakken hangen om overtollig water uit de rivieren te scheppen en door de lucht af te voeren naar de Noordzee. Ook fysisch en technisch onjuiste oplossingen nemen we verder niet mee.

In het licht van de actuele publieke discussies ligt de gedachte om waterstandsverlagende maatregelen te combineren met een ondergrondse Betuwespoorlijn voor de hand. Hieraan zullen we bij de bespreking van MR-4e en MR-5 enige aandacht besteden.

Figuur 5.1 Overzicht van alternatieve maatregelen om de maatgevende hoogwaterstanden te verlagen



5.4 Evaluatie van alternatieven

5.4.1 Toelichting

We beoordelen de alternatieve maatregelen uit paragraaf 5.3 in twee evaluatierondes. De eerste evaluatieronde baseren we op een globale schatting van effectiviteit en haalbaarheid (zie paragraaf 5.1), de tweede op berekeningen van de te verwachten verlaging van de MHW. In deze paragraaf bespreken we de resultaten van beide evaluatierondes.

Voor de tweede evaluatieronde maken we, naast handberekeningen, ook berekeningen met een eendimensionaal computermodel van de Nederlandse Rijntakken. Hiervoor gebruiken we het numerieke model WENDY van WL. De schematisatie van de rivieren in dit model bespreken we in Appendix G. Resultaten van de WENDY-berekeningen staan in Appendix H.

5.4.2 Wijziging van het klimaat of beïnvloeding van het weer (MR-1)

Een kunstmatige wijziging van het klimaat is technisch niet haalbaar. Wel bestaan er mogelijkheden om het weer lokaal enigszins te beïnvloeden, maar met de huidige technische mogelijkheden valt er weinig te beginnen tegen de grootschalige, energierijke depressies die de tot hoogwaters leidende omvangrijke neerslaghoeveelheden voortbrengen.

5.4.3 Maatregelen in Duitsland, België en Frankrijk (MR-2)

Voor het beheer van grensoverschrijdende rivieren wordt een internationale aanpak bepleit. Bij de Rijn en de Maas is er internationaal overleg en zijn er internationale verdragen, maar de praktijk leert dat de situatie nog lang niet optimaal is. Een sterkere internationale aanpak is gewenst, maar is moeilijk vanuit Nederland te sturen.

Er wordt wel gesteld dat men de buurlanden aan zou kunnen spreken op de hoge afvoeren die ons land binnenkomen. Dat gebeurt immers ook bij giftige of schadelijke lozingen, volgens het principe dat men het probleem bij de bron moet aanpakken. De vergelijking gaat echter niet goed op, omdat er alleen van aansprakelijkheid gesproken kan worden wanneer de problemen aan menselijk handelen zijn toe te schrijven. De huidige problemen in Nederland zijn slechts ten dele het gevolg van door mensen in het buitenland veroorzaakte veranderingen in de rivieren of hun stroomgebieden. Voor natuurverschijnselen als extreem grote neerslag of plotselinge sterke dooi kan men de buurlanden niet verantwoordelijk houden, evenmin als Duitsland Nederland aansprakelijk zou kunnen stellen voor de schade ten gevolge van een via ons land overgetrokken stormdepressie. Het is daarom zeer de vraag of de bovenstrooms gelegen landen bereid zullen zijn om mee te werken aan ingrepen op hun grondgebied voor een beperking van de ingrepen in Nederland.

Ondanks het hierboven gemaakte voorbehoud, bespreken we hier toch enige maatregelen in de bovenstroomse gebieden. Achtereenvolgens gaan we in op de afleiding naar een ander stroomgebied, het gebruik van reservoirs en overlaatgebieden, en het (opnieuw) aanleggen van bossen.

Voor het afleiden van Rijnwater naar andere stroomgebieden zouden omvangrijke kanalen gegraven moeten worden. Afleiding naar de Ems, bij voorbeeld, is via de huidige vorm van

het Dortmund-Emskanaal absoluut niet mogelijk. Bovendien maakt de in paragraaf 5.4.5 te bespreken sterke correlatie met de hoogwaters van aangrenzende stroomgebieden de zin van een dergelijke maatregel twijfelachtig.

In hoofdstuk 2 geven we aan dat het effect van ver bovenstrooms gelegen reservoirs op de hoogwaterstanden in Nederland afhangt van de herkomst van de hoogwatergolven. Soms bewerkstelligen de reservoirs een verlaging van de hoogwaterstanden en soms hebben ze geen enkel effect. Het beperkte effect geldt zowel voor de in 1982 tussen Duitsland en Frankrijk overeengekomen realisering van in totaal 212 miljoen m³ aan retentiebekkens voor de Rijn (Rother, 1989), als voor de hoog in de Ardennen gelegen stuwmuren in het stroomgebied van de Maas die een gezamenlijke capaciteit hebben van 166 miljoen m³ (Ministerie van Openbare werken, 1985). Dichterbij, in het nauwe dal door het Leisteplateau of in het dichtbevolkte Roergebied, is weinig ruimte voor reservoirs of overlaatgebieden langs de Rijn. Tussen Duisburg en Nederland is in principe meer ruimte. De in polders beschikbare inundatieberging is er echter onvoldoende (100 miljoen m³ volgens de Commissie van de Raad van de Waterstaat, 1985). Bovendien heeft Duitsland geen enkele baat bij een helemaal benedenstrooms op zijn grondgebied gelegen overlaatgebied, zodat een voorstel daartoe op grote weerstand zal stuiten.

Interceptie van neerslag door begroeiing reduceert en vertraagt de afstroming. Daarom kan men door bebossing van hellingen bovenin het stroomgebied de afvoergolven van de riviertjes daar minder hoog en steil maken. Net als bij de reservoirs geldt echter dat veranderingen in de afvoergolven ver bovenstrooms nauwelijks effect hebben op de hoogwaterstanden in Nederland. Een ander effect van begroeiing is dat de bodem wordt vastgehouden waardoor er minder sediment in de rivier terecht komt. Dit beïnvloedt de bodemligging lokaal, maar het duurt zeer lang voordat dit ook honderden kilometers verder benedenstrooms merkbaar wordt. Overigens is in paragraaf 5.2 beschreven dat er nu al op de Bovenrijn een tekort is in het zandtransport. Bebossing zou dit op de lange duur alleen maar versterken.

Bebossing van dichterbij gelegen delen van het stroomgebied kan meer effect sorteren. In Hoofdstuk 2 concluderen we echter dat de effecten van urbanisatie en ontbossing op de piekafvoeren bij Lobith nu nog niet gekwantificeerd kunnen worden. Voorts duurt het bij bebossing lang tot het gewenste effect op de hoogwaterstanden bereikt wordt.

Het herstellen van rivierbossen in het winterbed van de Duitse Rijn vlak de afvoergolf nauwelijks af. Een dergelijke maatregel werkt eerder averechts, omdat die de berging van het winterbed verkleint.

5.4.4 Wijziging van de afvoerverdeling op splitsingspunten (MR-3)

Men kan de verdeling van de afvoer over de Waal en het Pannerdens Kanaal beïnvloeden wanneer men daartoe een regelwerk bouwt bij de Pannerdense Kop. We bekijken de volgende twee stuurprogramma's van het regelwerk:

- a Tijdens een hoogwater gaat al het water zo lang mogelijk door de Waal. De top van de afvoer gaat door het Pannerdens Kanaal.
- b Tijdens een hoogwater wordt de afvoer naar het Pannerdens Kanaal met 1000 m³/s gereduceerd.

De resultaten van berekeningen met het WENDY-model staan in Tabel 5.2. Stuurprogramma a blijkt niet te werken. Zowel op de Waal als op de IJssel nemen de hoogste waterstanden plaatselijk toe. Het volume van de maatgevende hoogwatergolf is te groot om de IJssel als bergingsgebied te kunnen gebruiken. Stuurprogramma b geeft een integrale verlaging op de IJssel van ongeveer 0,15 m, maar een even grote verhoging van de waterstanden op de Waal. Omdat de dijken langs de IJssel al voor het merendeel aan de huidige MHW-norm voldoen en hoogwaters op de Waal veel gevaarlijker zijn, heeft stuurprogramma b geen zin. We concluderen dat het regelen van de afvoerverdeling bij Pannerden tijdens een hoogwater geen geschikte maatregel is.

Lokatie	Verandering in MHW [m]	
	stuurprogramma a	stuurprogramma b
Lobith	-0,12	0,15
Pannerdense Kop	0,00	0,15
Nijmegen	0,04	0,14
Tiel	0,06	0,14
Zaltbommel	0,05	0,14
IJsselkop	-0,07	-0,17
Doesburg	-0,06	-0,13
Zutphen	0,08	-0,15
Wijhe	0,09	-0,14

Tabel 5.2 Maatgevende hoogwaterstanden bij regeling van de verdeling van de afvoer over de Waal en het Pannerdens Kanaal.

5.4.5 Afleiding van water van de Waal op de Maas en vice versa (MR-4a)

Op het eerste gezicht lijkt het zinvol om een deel van de hoogwatergolf op de Waal af te laten op de Maas of vice versa. Dit kan wanneer de afvoer van de ene rivier laag is tijdens het hoogwater van de andere rivier. Omdat de Rijn een gletsjerrivier is en de Maas een regenrivier, zijn de afvoerverlopen van de twee rivieren over het jaar erg verschillend. De hoge afvoeren zijn echter sterk gecorreleerd, doordat deze vaak het gevolg zijn van uitgestrekte regengebieden in het stroomgebied van de Rijn die ook veel neerslag veroorzaken in het aangrenzende stroomgebied van de Maas. Ter onderbouwing van deze stelling gaan we na in hoeverre extreme afvoeren op de Rijntakken samenvallen met hoge afvoeren op de Maas.

In Tabel 5.3 geven we voor de acht hoogste Rijnafoeren in de periode 1911-1990 aan welke hoeveelheid water tegelijkertijd door de Maas werd afgevoerd. Het blijkt dat de Maasafvoer in bijna alle gevallen groter was dan 1000 m³/s. Een uitzondering daarop is de situatie van 31 mei 1983.

In Tabel 5.4 laten we tevens de hoogste Maasafvoeren van deze periode zien. Het blijkt dat drie van de acht hoogste afvoertoppen op de Rijntakken samenvielen (behoudens een klein faseverschil van 3 à 4 dagen) met drie van de zeven hoogste afvoertoppen op de Maas.

Uit nota LTP-85-01 van Rijkswaterstaat (1985) blijkt bovendien dat ook in de jaren 1850, 1862 en 1880 extreme hoogwaters op de Bovenrijn en de Maas samenvielen.

Men zou nog kunnen overwegen de maatregel alleen toe te passen in de gevallen dat de hoogwaters van de twee rivieren samenvallen. Daarvoor moet men dan een regelbare verbinding creëren. Naar onze mening is het nut van een dergelijke, beperkt bruikbare, maatregel gering.

Men bedenke verder dat het afleiden van een deel van het water van de Waal naar de Maas een relatief geringe verlaging van de waterstanden op de Waal geeft, maar een tweemaal zo grote verhoging van de waterstanden op de Maas.

Op basis van deze gegevens en overwegingen concluderen we dat we het aflatenvan Waalafvoer op de Maas en omgekeerd niet verder in de evaluatie mee moeten nemen.

Jaar	Dag	$Q_{\text{Bovenrijn}}$ [m ³ /s]	Q_{Maas} [m ³ /s]
1920	2 januari	10.000	1.439
1920	18 januari	11.365	1.532
1926	4 januari	12.280	2.060
1948	4 januari	9.785	1.495
1955	21 januari	9.510	1.158
1970	27 februari	9.850	1.268
1983	31 mei	9.707	826
1988	29 maart	10.274	1.017

Tabel 5.3 Maasafvoeren bij Borgharen tijdens de acht hoogste Rijnaftoertoppen bij Lobith in de periode 1911-1990.

Jaar	Dag	Q _{Bovenrijn} [m ³ /s]	Q _{Maas} [m ³ /s]	Samenvallen
1920	2 januari	10.000		
1920	15 januari		2.086	*
1920	18 januari	11.365		*
1926	1 januari		3.000	**
1926	4 januari	12.280		**
1939	29 november		2.060	
1948	4 januari	9.785		
1955	21 januari	9.510		
1961	1 februari		2.125	
1970	23 februari		2.165	***
1970	27 februari	9.850		***
1980	22 juli		2.000	
1983	31 mei	9.707		
1984	8 februari		2.466	
1988	29 maart	10.274		

Tabel 5.4 Alle afvoertoppen $\geq 9500 \text{ m}^3/\text{s}$ op de Bovenrijn bij Lobith en alle afvoertoppen $\geq 2000 \text{ m}^3/\text{s}$ op de Maas bij Borgharen in de periode 1911-1990. De drie samenvallende afvoergolven zijn aangeduid met respectievelijk een, twee en drie sterren.

5.4.6 Groene rivier (MR-4bc)

Ruwweg kan men stellen dat een topvervlakking van $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ op de Bovenrijn een MHW-verlaging van ongeveer 0,3 m op de Waal geeft. Deze afvoerreductie gebruiken we als norm bij de beoordeling van de haalbaarheid van groene rivieren en overlaatgebieden in Nederland, omdat we deze ingrijpende maatregelen niet voldoende effectief achten als de bereikte MHW-verlaging kleiner is dan 0,3 m.

We gaan na of de topvervlakking gerealiseerd kan worden door $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ via een groene rivier af te voeren naar het IJsselmeer. Op grond van de overweging dat de effectiviteit optimaal is wanneer de groene rivier zo ver mogelijk bovenstrooms aftakt, beschouwen we twee mogelijke tracés die vanaf de Waal bij Doornenburg door de Klompenwaard naar de Linge lopen en dan de Linge volgen naar het westen. Het ene tracé kruist de Lek bij Wijk bij Duurstede en sluit dan aan op het Amsterdam-Rijnkanaal. Het andere tracé kruist de Nederrijn bij Opheusden en volgt het Valleikanaal (Grift) en de Eem door de Gelderse Vallei. We nemen aan dat de groene rivier 300 m breed zou zijn, met plaatselijke versmallingen die dan door een uitdieping gecompenseerd zouden moeten worden. Bij een verhang van 10^{-4} (= 0,1 m/km) en een equivalente zandruwheid van 0,2 m betekent dit dat de waterdiepte 4 m wordt. Omdat de bodem van de groene rivier op maaiveldhoogte ligt, zal men dus ook minstens vier-meter hoge dijken langs de groene rivier aan moeten leggen. Dit is erg duur en maatschappelijk niet haalbaar. Bovendien maakt de maatregel allerlei kunstwerken voor de kruising van wegen, spoorlijnen en rivieren (sifon onder de Nederrijn of de Lek) noodzakelijk.

5.4.7 Lateraal kanaal (MR-4d)

Men zou een deel van de afvoer kunnen leiden door een kanaal evenwijdig aan de rivier. Dit kanaal moet men dan binnendijs in de komgronden graven en voorzien van dijken. Een dermate grote ingreep zal moeilijk maatschappelijk aanvaard worden als een geschikt alternatief voor de rivierdijkversterkingen. De maatregel is hooguit te verdedigen wanneer men het landschap van de komgronden nadrukkelijk minder waardevol acht dan het rivierland-schap, maar we betwijfelen of de bewoners van de komgronden dit zullen accepteren. Daarnaast maakt de maatregel kunstwerken voor kruisingen met wegen en spoorlijnen noodzakelijk.

5.4.8 Pijpleiding en pompen (MR-4e)

In principe zou een deel van de afvoer ook ondergronds via buizen onder druk afgevoerd kunnen worden. Men suggereert zelfs wel om deze oplossing te combineren met een ondergrondse Betuwespoorlijn. Voor deze oplossing zijn pompstations nodig. Grote pompstations (gemalen) in Nederland hebben een afvoercapaciteit in de orde van $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Een reductie van de afvoer van de Bovenrijn met $100 \text{ m}^3/\text{s}$ levert een MHW-verlaging van ongeveer $0,03 \text{ m}$ (zie ook paragraaf 5.4.6). Dit is nauwelijks de moeite waard. Gezien de wrijvingsverliezen bij het transport in buizen over grote afstanden zou men bovendien een groot aantal van dergelijke pompstations over het traject in serie moeten schakelen. Dat is niet alleen duur, maar ook technisch weinig robuust, omdat het uitvallen van slechts een van deze schakels tijdens een kritieke situatie al betekent dat het hele systeem faalt.

5.4.9 Reservoirs en overlaatgebieden in Nederland (MR-5)

In paragraaf 5.4.6 beargumenteren we dat een ingrijpende maatregel een topvervlakking van minstens $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ dient op te leveren. Wanneer de top van de afvoer drie dagen duurt (overeenkomstig de duurlijnen van (Van Urk, 1979) en het te bergen surplus in die drie dagen een bij benadering parabolisch verloop heeft (reductiefactor 0,7), moet het volgende watervolume geborgen worden:

$$V = 0,7 \times 1000 \text{ m}^3/\text{s} \times 86.400 \text{ s/dag} \times 3 \text{ dagen} = 180 \text{ miljoen m}^3$$

Bij een inundatiediepte van 2 m is dan een gebied met een oppervlak van 90 km^2 nodig. Op dezelfde wijze vindt men dat voor de aftopping van een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ naar $15.200 \text{ m}^3/\text{s}$ (dit komt overeen met een verlaging van de overstromingskans van $1/1250$ naar $1/500$ per jaar), een bergingsvolume van circa 240 miljoen m^3 en een oppervlakte van circa 120 km^2 nodig is. Op het eerste gezicht lijkt het misschien vreemd dat de berging van een enkele decimeters dikke waterschijf in een 1 à 2 km brede stroom vraagt om zulke grote afmetingen. Men bedenke echter dat de hoogwatergolven op de Rijn zeer grote lengtes hebben.

Aan de hand van de topografische kaart van Nederland (schaal $1:50.000$) gaan we na of ergens een overlaatgebied van deze omvang gerealiseerd kan worden. De in overweging genomen gebieden bespreken we hier niet in detail. In plaats daarvan beschrijven we de gevolgde procedure, omdat deze eenvoudig door anderen te reproduceren is. Op de kaartbladen 39 W, 39 O, 40 W, 40 O en 45 W proberen we om geschikte gebieden met nauwelijks

of geen bebouwing te vinden met een gezamenlijk oppervlak dat ruwweg overeenkomt met 90 vierkanten van het kilometernet op de kaart. Het lukt ons niet om op deze manier een geschikte oplossing te vinden. Men bedenke daarnaast dat het creëren van een of meerdere overlaatgebieden inhoudt dat daaromheen omvangrijke dijken gebouwd dienen te worden. Het middel lijkt dan erger dan de kwaal.

Het (Centrum voor Milieukunde, 1992) komt tot de conclusie dat overlaatgebieden voor hoogwaters op de Overijsselse Vecht een geschikte oplossing bieden. Daar is echter de te bergen hoeveelheid water veel geringer, zodat bij een inundatiediepte van 2 m slechts een oppervlak van 11 km² nodig is. Daar komt nog bij dat er meer geschikte ruimte is in de Polder Mastenbroek bij Genemuiden, waar bovendien veel boerderijen op terpen staan. Deze situatie verschilt beduidend van de situatie bij de Rijntakken.

Berging in de buizen van een eventueel ondergronds aan te leggen Betuwespoorlijn biedt ook geen soelaas. Globaal zou men slechts 100 km × 20 m × 5 m = 10 miljoen m³ kunnen bergen. Dat is slechts een fractie van de benodigde 180 miljoen m³.

5.4.10 Zandonttrekking uit het zomerbed (MR-6)

Het effect van een voortdurende onttrekking van 25% van het zandtransport uit de Bovenrijn (MR-6b) blijkt gering te zijn. De verlaging van de MHW bedraagt in de beschouwde periode nog geen 0,10 m.

Een integrale verlaging van het zomerbed (MR-6a) met 1 m verlaagt de MHW op de Waal 0,20 à 0,25 m. Deze uitkomsten zijn, door een verschil in schematisatie, verhoudingsgewijs wat ongunstiger dan de resultaten in nota LTP-85-01 van Rijkswaterstaat (1985), waar een 1,5 m diepe zomerbedverlaging tussen Werkendam en Zaltbommel een MHW-verlaging van circa 0,5 m bij Zaltbommel geeft. De aanleg van een groene rivier of de inrichting van een overlaatgebied vinden we niet voldoende effectief als zij een dergelijke verlaging van de MHW opleveren. Zomerbedverlaging is echter veel minder ingrijpend dan die maatregelen. Daarom concluderen we dat een verlaging van het zomerbed door het uitbaggeren van langere trajecten wel een kansrijke maatregel is.

Voor de Maas bepalen we het effect van een integrale verlaging van het zomerbed met een handberekening. We beschouwen hiertoe een representatief geachte doorsnede tussen Batenburg en Appeltern (187 km). De bodem van het zomerbed ligt er op -0,4 m N.A.P. en het winterbed op +7,3 m N.A.P. Het zomerbed is 150 m breed en het winterbed 500 m. Er zijn geen kribben. We nemen aan dat de Chézy-coëfficiënt van het zomerbed 40 m^{1/2}/s bedraagt en dat de Nikuradse-ruwheid van het winterbed gelijk is aan 0,2 m. Bij een verhang van 1·10⁻⁴ en een maatgevende hoogwaterafvoer van 3770 m³/s vindt men dan dat 1 m zomerbedverlaging een 0,32 m grote reductie van de maatgevende hoogwaterstanden geeft. Ook op de Maas is zomerbedverlaging dus een kansrijke maatregel.

Een variant op de maatregel is dat alleen het fijnere zand wordt onttrokken (MR-6c). De gedachte achter deze selectieve onttrekking is dat het getransporteerde zandmengsel grover wordt, waardoor de beddingvormen kleiner worden. De zomerbedruwheid neemt dan af, zodat ook de waterstanden omlaag gaan. De selectieve onttrekking zou men uit moeten voeren door zand op te baggeren, te zeven, en dan voor een deel weer terug te storten in de rivier.

Deze procedure is erg omslachtig. Bovendien is het niet zeker of de maatregel ook werkelijk tijdens piekafvoeren tot het beoogde resultaat leidt. We zijn van oordeel dat deze variant geen verdere uitwerking verdient.

Een extreme vorm van zandonttrekking is tenslotte de beëindiging van al het zandtransport op de rivieren (MR-6d). Wanneer men al het binnenkomende zand bij Lobith onttrekt en het zomerbed met stenen bestort, ontstaat een niet-alluviaal bed. Omdat er zich dan geen duinen op de bodem vormen, wordt de zomerbedruwheid sterk gereduceerd, waardoor de hoogwaterstanden afnemen. De stortsteen zal tamelijk grof moeten zijn, niet zozeer om transport of beschadigingen van de bestorting te voorkomen, maar om bij lage afvoeren voldoende waterdiepte voor de scheepvaart te handhaven. Deze maatregel heeft verscheidene consequenties. De totale zandvracht zal men jaarlijks moeten baggeren en afvoeren. De stortsteen zal men moeten importeren. De bestorting kost op de Waal 15 miljoen gulden per kilometer (Toekomstvisie Waal-Hoofdtransportas, Nota III, Rijkswaterstaat, 1992, pag. 58). Verder zal men bij Lobith een omvangrijke zandvang moeten maken. Deze extreme vorm van zandonttrekking is geen geschikte maatregel.

5.4.11 Verplaatsing van de mond in bovenstroomse richting (MR-7a)

Door de mond van de rivier in bovenstroomse richting te verplaatsen, bereikt men dat het gehele zomerbed op den duur door terugschrijdende erosie omlaag gaat. Ook de waterstanden gaan dan omlaag. Bij een verhang van $1 \cdot 10^{-4}$ bereikt men met een verplaatsing over een kilometer een zomerbeddaling van 0,1 m. Een effectievere en veel gemakkelijker uit te voeren manier om hetzelfde te bereiken is echter zomerbedverlaging door baggeren (MR-6a) in de benedenloop. We werken deze maatregel daarom niet verder uit.

5.4.12 Peilverlaging op het Haringvliet of het IJsselmeer (MR-7bc)

Peilverlaging op het Haringvliet of het IJsselmeer kan men als een tijdelijke of een permanente maatregel toepassen. Een tijdelijke peilverlaging tijdens een hoogwater levert een verlaging van de waterstanden in de benedenloop. Uit nota 86.35 van Rijkswaterstaat (Ubels, 1986) blijkt dat de verlaging op de Boven-Merwede en de Waal in stroomopwaartse richting uitdempt. Een verlaging van 0,5 m bij Werkendam is na 5 km al tot de helft gereduceerd. Tijdelijke peilverlaging heeft dus maar een beperkt effect. Men past de maatregel overigens nu wel al toe. Volgens informatie van rws wordt bij hoge Rijnaafvoeren de waterstand op het Haringvliet zo laag mogelijk gehouden.

Een permanente peilverlaging leidt ertoe dat het zomerbed op den duur door terugschrijdende erosie omlaag gaat. Net als in de vorige paragraaf geldt echter dat men hetzelfde effect kan bereiken door te baggeren in de benedenloop. Permanente verlaging heeft bovendien allerlei nadelige consequenties voor de waterhuishouding en de op het huidige peil ontworpen kunstwerken, steigers, enzovoorts. Voor het Haringvliet kan men daaraan nog de te verwachten zoutindringing vanuit de Rijnmond toevoegen. Permanente peilverlaging achten wij geen goede maatregel.

5.4.13 Verplaatsing van de zomerkaden (MR-8)

Wanneer men de zomerkaden aan weerszijden van de rivier verder uit elkaar plaatst, treedt het eerste onderlopen van de uiterwaarden bij iets hogere afvoeren op. De maatgevende hoogwaterstanden veranderen echter niet, zodat de maatregel zinloos is.

5.4.14 Verplaatsing van de bandijken (MR-9)

Verbreding van het winterbed door de bandijken verder uit elkaar te leggen is als integrale maatregel niet haalbaar wegens de ermee verbonden landschappelijke bezwaren en hoge kosten. Lokaal kan het eventueel een onderdeel zijn van een uitgekiend ontwerp bij knelpunten. Men bedenke overigens dat bandijken vaak dicht bij elkaar liggen op plaatsen waar waardevolle gebieden liggen, zoals steden, forten of kastelen. We werken deze maatregel niet nader uit.

5.4.15 Bochtafsnijding (MR-10)

Een verkorting van de rivier door het afsnijden van bochten kan een MHW-verlagend effect hebben. Afsnijding van de Waalbocht bij Varik en St. Andries geeft bij voorbeeld een verkorting van de rivier met ruim 2 km. Het verhang van de Waal is ongeveer $1 \cdot 10^{-4}$. De zomerbedverlaging ten gevolge van de bochtafsnijding is dus 0,2 m. Deze verlaging wordt bij de afgesneden bocht al snel bereikt, maar verder bovenstrooms pas op de lange duur. Een zomerbedverlaging op de Waal werkt voor ongeveer 25% door in de MHW-standen (zie paragraaf 5.4.10), zodat het effect van de bochtafsnijding dan een MHW-verlaging van 0,05 m is. Dit geringe effect, de hoogte van de kosten en de negatieve effecten voor natuur en landschap maken dat het afsnijden van rivierbochten geen kansrijke maatregel is.

5.4.16 Verlaging van het winterbed (MR-11)

Winterbedverlaging blijkt zeer effectief. Een verlaging van 2 m geeft bij gelijkblijvende ruwheid voor de Rijntakken 1,0 à 1,4 m lagere maatgevende hoogwaterstanden. Met een differentiatie waarbij men het winterbed van de Bovenrijn 2,2 m verlaagt, dat van de Waal 2,0 m, dat van het Pannerdens Kanaal 1,7 m en dat van de IJssel 1,5 m, kan in onze berekeningen de huidige verdeling van de afvoer bij de splitsingspunten min of meer in stand gehouden worden.

Voor de Maas bepalen we het effect van winterbedverlaging met een handberekening. We gebruiken dezelfde getallen als in paragraaf 5.4.10 en vinden dan dat 2 m winterbedverlaging leidt tot een MHW-reductie van 1,4 m. Ook op de Maas is winterbedverlaging dus zeer effectief.

Winterbedverlaging op grote schaal zal men alleen accepteren wanneer deze gecombineerd wordt met natuurontwikkeling. De ooibossen die daarvan een onderdeel zullen vormen doen de MHW-reductie voor een deel teniet. Hiermee houden we in de verdere uitwerking in paragraaf 5.5 rekening.

Een gedeeltelijke winterbedverlaging in de vorm van 100 m brede en 2 m diepe nevengeulen langs alle riviertakken geeft een MHW-verlaging van 0,05 à 0,10 m op de Waal, maar een verhoging van de MHW op de IJssel omdat daar de afvoer dan toeneemt. Het Wereld Natuur Fonds (1992) presenteert rekenresultaten waarin iets bredere en diepere nevengeulen bij een vergelijkbare ruwheid (Manning's ruwheidscoëfficiënt $n = 0,05$) een MHW-verlaging van 0,10 m geven. Bij geringere waarden voor de stromingsweerstand van de nevengeulen loopt daar de bereikte MHW-verlaging op tot 0,37 m. In het vervolg zullen we nevengeulen niet verder afzonderlijk meenemen, maar beschouwen als een variant op integrale winterbedverlaging.

5.4.17 Verlaging van de ruwheid van het winterbed (MR-12ab)

Een halvering van de equivalente zandruwheid volgens Nikuradse van het winterbed blijkt te leiden tot ruim 0,2 m verlaging van de MHW. De ruwheid van het winterbed kan men kleiner maken door het verlagen van kaden en dergelijke en door een stringenter beleid ten aanzien van begroeiingen (zie ook Appendix C) en afheiningen. Te verwachten is echter dat de grotere eenvormigheid van de uiterwaarden die daarvan het gevolg is, op grote bezwaren zal stuiten. Bovendien vereist de maatregel een intensieve controle. We achten deze daarom niet geschikt voor verdere uitwerking.

5.4.18 Verwijdering van op- en afritten (MR-12c)

Door het verwijderen of meer open maken van op- en afritten van bruggen wordt het water minder hoog opgestuwd. De opstuwing is echter slechts lokaal en doorgaans zijn daarvoor reeds compenserende maatregelen genomen. Als integrale maatregel voor de dijkversterkingsproblematiek is de verwijdering van op- en afritten geen oplossing.

5.4.19 Aanpassing of verwijdering van kribben (MR-13abcd)

Een verlaging van de kribben met 2 m langs alle riviertakken vertraagt de autonome zomerbeddaling en geeft op de Waal een MHW-verlaging in de orde van 0,50 m. Deze verlaging is in de gemaakte berekening overigens voor een deel het gevolg van een verandering in de afvoerverdeling op de Pannerdense Kop. De Waalafvoer neemt af en de afvoer door het Pannerdens Kanaal en de IJssel neemt toe. Daardoor nemen ook de hoogwaterstanden op de IJssel tot meer dan 0,10 m toe.

Wanneer men voor de verschillende riviertakken een zodanige differentiatie in de kribverlagingen zou aanbrengen dat de huidige afvoerverdeling gehandhaafd blijft, zou men waarschijnlijk overal MHW-verlagingen van 0,20 à 0,25 m kunnen bereiken. Dit komt overeen met de vuistregel in nota LTP-85-01 van Rijkswaterstaat (1985) dat elke decimeter kribverlaging een centimeter MHW-verlaging geeft.

Het stroomlijnen van kribben geeft op de Waal en de IJssel een MHW-verlaging van 0,15 à 0,20 m. In nota LTP-85-02 komt Rijkswaterstaat (1985) tot dezelfde conclusie. Daarbij plaatsen we de kanttekening dat deze uitkomsten gebaseerd zijn op in rapport (Ogink, M2080, 1984) beschreven modelproeven, waarbij het niet zeker is dat men de daar verkregen weerstandsreductie ook in prototype-omstandigheden kan behalen.

Verlenging van de kribben veroorzaakt op de Waal een verhoging van de MHW, die slechts langzaam terugloopt doordat het zomerbed zich dieper in gaat snijden. Op de IJssel bereikt men wel al direct een verlaging van de MHW omdat de maatregel de afvoerverdeling bij de Pannerdense Kop zo verandert dat de IJssel minder water krijgt. Door voor elke riviertak een andere kribverlenging te kiezen zou men dit laatste effect kunnen beïnvloeden.

Verkorting van de kribben veroorzaakt op de Waal een MHW-verlaging van 0,10 m. Op de IJssel neemt de MHW echter toe omdat de afvoer er groter wordt.

Het verwijderen van kribben kan men zien als een soort limietgeval van kribverlaging (MR-13b) en kribverkorting (MR-13a), zodat hiervoor eigenlijk geen aparte aandacht nodig is. De maatregel vergroot bovendien de kans op de vorming van ijsdammen en leidt tot een zeer sterke achteruitgang in de bevaarbaarheid.

We concluderen dat kribverlaging en kribstroomlijning kansrijke maatregelen zijn, maar wijziging van de kriblengte en verwijdering van de kribben niet. Het gecombineerde effect van kribverlaging en kribstroomlijning is echter niet gelijk aan de som van de effecten van de twee maatregelen afzonderlijk. Verder is van belang dat de grove schematisatie van de kribben in de berekeningen noopt tot een voorzichtige interpretatie. In het vervolg beschouwen we kribstroomlijning en kribverlaging als twee varianten van kribaanpassing, en werken we alleen kribverlaging nader uit.

5.4.20 Aanleg van bodemkribben (MR-13e)

Door over een deel van de breedte van het zomerbed bodemkribben aan te leggen, kan men de sedimenttransporterende breedte verkleinen. De gedachte hierachter is dat dit leidt tot een verdere uitschuring van het zomerbed, en zo tot een verlaging van de waterstanden. De effectiviteit van deze maatregel lijkt echter gering, zeker in vergelijking met baggeren (MR6).

5.4.21 Ijsmaatregelen (MR-14 en MR-15)

In hoofdstuk 4 zijn mogelijke maatregelen voor de preventie van ijsvorming uiteengezet. Vriespuntverlaging van het rivierwater met chemische middelen is nauwelijks effectief en geeft grote bezwaren voor de waterkwaliteit. Met een intensivering van de scheepvaart kan men bij langdurige strenge vorst geen ijsvorming voorkomen. De intensivering werkt dan eerder averechts, omdat bij afwezigheid van scheepvaart een gladder ijsdek ontstaat dat minder dik is. Koelwaterremissie kan wel zeer effectief zijn. Het verdient aanbeveling om de inzet van verschillende energiecentrales hierbij te optimaliseren. Ook is een ecologisch onderzoek gewenst om na te gaan of men bij strenge vorst ruimere richtlijnen voor koelwaterbelasting zou kunnen hanteren.

Eenmaal gevormde ijsdammen laten zich tegenwoordig gemakkelijker opruimen dan vroeger, omdat ze door de veranderingen in de rivieren nu alleen nog maar van het *freeze-up* type zijn.

Ijsmaatregelen zijn zinvol wanneer de hoge waterstanden worden veroorzaakt door een ijsdam. In hoofdstuk 4 laten we zien dat conservatieve aannamen tot de conclusie leiden dat de kans op hoge waterstanden door een ijsdam ongeveer gelijk is aan de kans op hoge waterstanden door hoge afvoeren. We verwachten echter dat we met meer realistische aannamen op een beduidend kleinere kans zouden uitkomen. We nemen ijsmaatregelen daarom niet mee in de formulering van MHW-verlagende strategieën.

5.4.22 Damping van windgolven (MR-16)

In Appendix E zetten we uiteen dat een 6 m brede strook bomen in het winterbed de hoogte van de inkomende windgolven met naar schatting 40% verlaagt. Dit komt overeen met een golfploopreductie van 22%. Damping van windgolven is zinvol als lokale maatregel voor dijktrajecten die door hun ligging zijn blootgesteld aan windgolven met een grote strijklengte. Men moet daarbij dan een afweging maken tussen de waterstandsverhoging ten gevolge van de maatregel en de bereikte golfreductie. Als integrale maatregel voor de dijkversterkingsproblematiek is de damping van windgolven echter geen oplossing.

5.5 Combinaties van maatregelen voor MHW-verlaging

5.5.1 Selectie van kansrijke combinaties van maatregelen

Op grond van de berekeningen uit de vorige paragraaf komen de volgende maatregelen in aanmerking voor een meer uitgebreide analyse:

1. verlaging van het zomerbed (MR-6a);
2. verlaging van het winterbed (MR-11a);
3. aanpassing van de kribben (MR-13).

Deze maatregelen zijn ook al in 1985 onderzocht (Rijkswaterstaat, 1985, nota's LTP-85-01 en LTP-85-02, 1985). Op grond van dat onderzoek is de Raad van de Waterstaat tot de conclusie gekomen dat rivierkundige maatregelen geen alternatief zijn voor dijkverhoging (advies aan de Minister van Verkeer en Waterstaat van 11 november 1985) om de volgende redenen.

- Verlaging van het zomerbed heeft negatieve gevolgen voor de natuur in de uiterwaarden (verdroging). Bovendien bestond er grote onzekerheid over de morfologische consequenties van deze maatregel en de gevolgen daarvan op de de waterverdeling op de splitsingspunten.
- Veel uiterwaarden bezitten grote natuurwaarden, die door afgraving verloren gaan.
- Het geringe effect van kribaanpassing (0,1 m MHW-reductie per m kribverlaging) weegt niet op tegen de enorme kosten.

Het verlagen van de uiterwaarden werd wel gezien als een maatregel "om lokaal tot enige verlaging van de MHW-standen te komen (0,1 à 0,2 m). Voor het bereiken van deze verlaging moet de uiterwaard over enkele kilometers worden afgegraven, waardoor het landschap een ingrijpende verandering ondergaat" (RWS 1985, nota LTP-85-01, pag. 3).

Echter, sinds 1985 zijn er een aantal nieuwe inzichten ontstaan, die het rechtvaardigen de bovenstaande maatregelen toch dieper te analyseren. Deze inzichten zijn:

- Het Plan Ooievaar (de Bruin et al., 1987) en het plan Levende Rivieren (Wereld Natuur Fonds, 1992) noemen het afgraven van de uiterwaarden als een maatregel ten behoeve van natuurontwikkeling.
- Uit modelberekeningen blijkt dat de bodemdaling op de Bovenwaal en Bovenijssel lang zullen doorgaan. Ook bij ongewijzigd beleid (autonome ontwikkeling) zullen hierdoor kosten gemaakt moeten worden om kribben, sluizen (Weurt) en stuwen (Driel) op den duur aan te passen. In het licht van de hier voorgestelde maatregelen moeten de kosten bezien worden ten opzichte van de onderhouds- en aanpassingskosten bij ongewijzigd beleid. Dit kan betekenen dat de alternatieven met kribverlaging beter scoren dan in 1985.
- Kribverlaging en -stroomlijning staan tegenwoordig in de belangstelling, in combinatie met nevengeulen, om de autonome bodemdaling te stoppen en de natuur meer kansen te bieden.
- Sinds het einde van de jaren 80 zijn morfologische riviermodellen beschikbaar waarmee we de consequenties van de verschillende rivierkundige maatregelen op de bodemligging van de hoofdgeul kunnen schatten.
- Wij analyseren de rivierkundige maatregelen langs alle takken in plaats van alleen langs de Waal, zoals in 1985 gedaan is, om waterverdelingsproblemen en scheepvaartproblemen te voorkomen.

Eén van de belangrijke neveneffecten van verlaging van het zomerbed is de noodzaak de bestaande infrastructuur in de rivier, zoals kribben, oeververdedigingen, sluizen en stuwen, te vervangen of aan te passen. Daarom bekijken we zomerbedverlaging alleen in combinatie met de maatregel kribverlaging. Alleen kribverlaging, zonder zomerbedverlaging, geeft een te kleine verlaging van MHW en is te duur om beschouwd te kunnen worden als een alternatief voor dijkverbetering. Daarom vinden we dat kribverlaging in combinatie gezien moet worden met verlaging van het zomerbed. Dit wordt derhalve combinatie 1.

Verlaging van het winterbed op grote schaal hoeft niet noodzakelijk met één van de twee andere maatregelen gecombineerd te worden. Wij verwachten wel dat deze maatregel alleen maatschappelijk aanvaardbaar is in combinatie met natuurontwikkeling. Dit houdt in dat ooibossen in de uiterwaarden zullen ontstaan. Dit geeft een reductie van de MHW-verlaging. Om de invloed van ooibossen te kunnen schatten hebben we vier berekeningen met het WENDY-model gemaakt, waarin is aangenomen dat 0%, 25%, 50% en 75% van de uiterwaarden begroeid zijn met ooibos. Uit de resultaten van deze berekeningen blijkt dat de MHW-verlaging bij 50 % ooibos gering is. Bij 75% ooibos blijken de maatgevende hoogwaterstanden zelfs hoger te worden dan in de huidige situatie. Daarom komt alleen winterbedverlaging met 25% ooibos in aanmerking als combinatie voor MHW-verlaging (combinatie 2).

Combinatie 3 is logischerwijze de samenvoeging van 1 en 2: zomerbedverlaging, kribverlaging en winterbedverlaging met ooibos.

5.5.2 Evaluatie combinaties van MHW-verlagende maatregelen

Bij het rivierbeheer zijn vele belangen betrokken. Rivierkundige maatregelen moeten altijd aan deze belangen getoetst worden. De belangrijkste aspecten zijn:

1. Veilige afvoer van water, ijs en sediment.
De hier gepresenteerde maatregelen beogen een verbetering van de waterafvoer. We presenteren de effectiviteit van de drie combinaties als de MHW-verandering ten opzichte van de huidige situatie (1992).
2. Kosten.
Het gaat hier om kosten, die gemoeid zijn met het uitvoeren van een combinatie.
3. Scheepvaart.
De verschillende combinaties van maatregelen kunnen effect hebben op de beschikbare vaardiepte op de Waal. Dit effect kan gunstig zijn als de diepte groter wordt, en is ongunstig bij een kleinere diepte. We hebben het effect voor de scheepvaart uitgedrukt in verandering van transportkosten ten opzichte van de huidige situatie in miljoenen guldens per jaar.
4. Effecten op de waterhuishouding.
De Rijn voert water aan voor de land- en tuinbouw, voor drinkwaterbereiding, voor het terugdringen van de zouttong in de Nieuwe Waterweg, voor koelwater en proceswater. Belangrijk voor deze functies is de waterverdeling op het splitsingspunt bij Pannerden tijdens lage afvoeren.
5. Effecten voor de bestaande infrastructuur.
Een bodemdaling van het zomerbed zal een aanpassing van de bestaande infrastructuur (kribben, sluizen, stuw bij Driel) noodzakelijk maken. Dit brengt kosten met zich mee, die voor elke combinatie anders kunnen zijn.
6. Natuur en landschap.
De effecten voor natuur en landschap kunnen direct of indirect zijn. Directe effecten worden bijvoorbeeld veroorzaakt door het afgraven van de uiterwaarden. Indirecte effecten worden veroorzaakt door verlaging van rivierwaterstanden en daarmee gepaard gaande grondwaterstanden, en door verminderde overstromingsfrequenties van uiterwaarden. We hebben de effecten voor natuur en landschap kwalitatief beschreven. Hierbij is gebruik gemaakt van de veranderingen van de rivierwaterstanden, zoals die door het WENDY-model zijn uitgerekend.

Aan andere functies van het rivierengebied, zoals recreatie, visserij, landbouw, industrie en woningen in de uiterwaarden, is in deze studie geen aandacht besteed. In de volgende paragraaf gaan we dieper in op de kwantificering van de neveneffecten.

5.6 Resultaten van de evaluatie

5.6.1 MHW-verandering

In Tabel 5.5 hebben we de resultaten van de verschillende WENDY-berekeningen samengebracht (zie ook appendix H). De verandering van de maatgevend hoogwaterstanden is uitgedrukt in meters ten opzichte van het MHW in de referentiesituatie. Uit deze cijfers kunnen we de volgende conclusies trekken.

1. In de komende 50 jaar gaan de maatgevend hoogwaterstanden ten gevolge van de autonome ontwikkeling omlaag met 0 tot 12 centimeter. Hierbij moet worden opgemerkt dat op de benedenloop van de Waal en IJssel continu gebaggerd moet worden, omdat daar aanzanding optreedt. De morfologische veranderingen hebben een kleine invloed, die voor de dijkverbeteringsprogramma's nauwelijks interessant is.
2. Zomerbed- en kribverlaging geeft globaal een MHW-reductie van 0,40 tot 0,70 m.
3. Afgraven van de uiterwaarden over de volle lengte en breedte in combinatie met 25 % van het oppervlak bedekt met ooibossen geeft op de Waal een reductie van MHW van 0,45 tot 0,80 m en op de IJssel van 0,75 tot 0,90 m. Het effect van het ooibos is aanzienlijk, want winterbedverlaging zonder ooibos geeft een MHW-verlaging in de orde van 1,0 tot 1,4 m.
4. Het gecombineerde effect (combinatie 3) is kleiner dan de som van het effect van combinatie 1 en 2, maar de reductie van MHW is groot. Combinatie 3 is dus het beste vanuit het oogpunt van MHW-verlaging.

Station	aut. ontw. na 50 jaar	Combinatie 1 na 0 jaar	Combinatie 2 na 0 jaar	Combinatie 3 na 0 jaar
Lobith	-0,14	-0,75	-0,66	-1,10
Pan. Kop	-0,12	-0,69	-0,64	-1,04
Nijmegen	-0,07	-0,49	-0,82	-1,04
Tiel	-0,01	-0,49	-0,65	-0,87
IJsselkop	-0,08	-0,57	-0,75	-1,12
Doesburg	-0,04	-0,35	-0,90	-1,14
Zutphen	-0,05	-0,40	-0,85	-1,12
Wijhe	0,00	-0,44	-0,76	-1,10
Driel	-0,07	-0,53	-0,43	-1,14
Amerongen	-0,08	-0,34	-0,65	-0,82

Tabel 5.5 MHW-verandering in meters ten opzichte van de huidige situatie ten gevolge van de verschillende combinaties van MHW-verlagende maatregelen

Hoe groter de MHW-verlaging hoe minder dijkvakken nog verbeterd hoeven te worden. Voor deze vertaalslag verwijzen wij naar deelrapport 1.

5.6.2 Kosten

De kosten van een combinatie van MHW-verlagende maatregelen bestaan uit de aanlegkosten en de beheer- en onderhoudskosten. We nemen aan dat de aanlegkosten onmiddellijk (op $t=0$) uitgegeven worden. De beheer- en onderhoudskosten zijn een stroom van jaarlijkse betalingen over de levensduur van de combinatie. We nemen aan dat de beheer- en onderhoudskosten constant zijn in de tijd.

Verder kunnen er verschillende bijkomende kostenposten zijn, zoals onteigeningskosten, herinrichtingskosten en reinigingskosten van afgegraven slib. Voor elke combinatie is in appendix I een schatting van deze kosten gemaakt. We vatten hier de resultaten samen en trekken de belangrijkste conclusies.

Autonome ontwikkeling.

Dit is de maatregel "niets doen". De aanlegkosten zijn dus nul. Er zijn wel onderhoudskosten in verband met baggerwerk om de vaargeul op diepte te houden. Echter, in alle morfologische berekeningen is dezelfde hoeveelheid baggerwerk aangehouden (zie appendix G). In de vergelijking van maatregelen en combinaties van MHW-verlagende maatregelen spelen deze onderhoudsbaggerkosten derhalve geen rol en zijn niet in de scorekaart opgenomen.

Combinatie 1: zomerbed- en kribverlaging.

Deze combinatie bestaat uit twee maatregelen, namelijk zomerbedverlaging en kribverlaging. We nemen aan dat de kosten voor zomerbedverlaging geheel gedekt kunnen worden door de opbrengst van de zandverkoop.

In het kader van het project Waal-hoofdtransportas heeft Rijkswaterstaat een schatting gemaakt van de kosten van verschillende rivierkundige maatregelen. In het kader van dit project heeft men de kosten voor kribverlaging geschat op 3,5 miljoen gulden per kilometer. Bij een totale lengte van de Rijntakken van 283 km komen de kosten voor kribverlaging op ongeveer 990 miljoen gulden. De onderhoudskosten van de kribben zullen voor ieder alternatief ongeveer gelijk zijn en hoeven derhalve niet gekwantificeerd te worden.

Voor combinatie 1 bedragen de geschatte totale aanlegkosten ongeveer 990 miljoen gulden.

Combinatie 2: winterbedverlaging met ooibos.

Voor de bepaling van de aanlegkosten veronderstellen we dat het af te graven materiaal verkocht kan worden, zodat de ontgraving geheel uit de opbrengsten wordt gefinancierd (Wereld Natuur Fonds, 1992; de Bruin et al., 1987; RWS, 1985, nota LTP-85-01). Het natuurontwikkelingsproject. De Blauwe Kamer heeft aangetoond dat kleinschalige ontzandingen ten behoeve van natuurontwikkelingsprojecten kostendekkend kunnen zijn. De aannemer heeft namelijk het werk gratis uitgevoerd onder de voorwaarde dat hij het gewonnen zand en de klei mocht verkopen. We nemen deze kostenpost als pro-memorie (pm) op in de scorekaart.

Deze gunstige voorstelling van zaken moet genuanceerd worden als de winterbedverlaging voor het gehele rivierengebied moet worden uitgevoerd. Het beleidsplan uiterwaarden van de provincie Gelderland (1990) stelt namelijk op pagina 98: "De kleiwinningsmogelijkheden in de uiterwaarden worden steeds beperkter. Van het totale oppervlak is reeds 60 tot 80% afgegraven. De nog onvergraven uiterwaarden zijn bovendien landschappelijk en geomorfo-

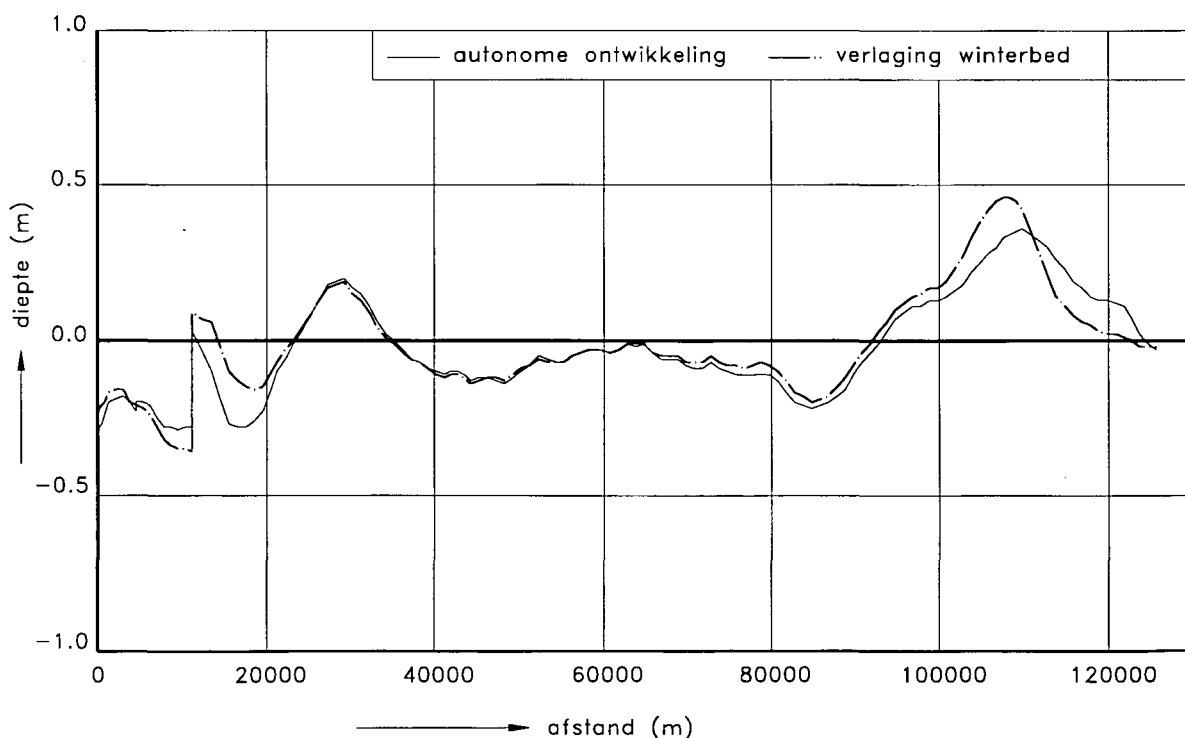
logisch veelal zodanig waardevol dat ontgrondingen daar ongewenst zijn en in sommige gebieden zelfs geheel moeten worden uitgesloten."

Het Wereld Natuur Fonds (1992) heeft de hoeveelheid goed bruikbare klei in de uiterwaarden geschat op 65 miljoen m³. Bij 2 m winterbedverlaging in het hele rivierengebied komt veel meer grond vrij, namelijk ongeveer 550 miljoen m³. Dit is niet alleen goed bruikbare klei, maar ook zand en minder goed bruikbare klei. Het is nog onzeker of deze hoeveelheid grond op de markt kan worden afgezet.

Omdat de onteigeningskosten en herinrichtingskosten in de huidige praktijk voor rekening van de ontgronder komen, nemen we ook deze kosten als pm op in de scorekaart.

Bij het afgraven van uiterwaarden kan vervuild slib vrij komen. Dit is sterk lokatie-afhankelijk. Wij hebben geen gegevens verzameld over saneringskosten van lokaties met vervuild slib.

De onderhoudskosten worden voornamelijk bepaald door het nautisch onderhoudsbaggerwerk in de hoofdgeul. De morfologische berekeningen geven het volgende beeld. Tussen de Pannerdense Kop en Nijmegen treedt een grote aanzanding op (zie Appendix H, Fig. H.3) die te allen tijde vermeden moet worden door in dat gebied de afgraving goed te ontwerpen. Wij achten dat mogelijk zonder veel extra kosten. De rest van de Waal geeft geen problemen en ook geen extra baggerkosten. De bodemstijging in de benedenloop van de IJssel is van dezelfde orde als voor de autonome ontwikkeling (Figuur 5.2). Dit geeft dus ook geen extra baggerkosten ten opzichte van de autonome ontwikkeling. Er is dus geen verschil tussen de onderhoudskosten voor deze combinatie en de onderhoudskosten van de autonome ontwikkeling.



Figuur 5.2 Bodemligging Pannerdens Kanaal - IJssel voor de autonome ontwikkeling en combinatie 2 na 50 jaar ten opzichte van de referentiesituatie

Bossen in de uiterwaarden geven kans op drijfhout tijdens hoge afvoeren. Drijfhout kan schade veroorzaken aan constructies (sluizen, stuwen), problemen geven voor de scheepvaart (botsen) of voor de afvoer van water (houddammen). Als dit niet acceptabel is, dan moet drijfhout uit de uiterwaarden verwijderd worden. Dit geeft extra, doch onbekende, onderhoudskosten.

Ooibossen kunnen gaan werken als zand- en slibvang door de gereduceerde stroomsnelheden. Hoe groot deze aanzanding en opslibbing dan is, is op dit moment niet bekend, maar het kan in het kader van de handhaving rivierenwet (compensatiebeginsel) nodig zijn deze overtollige aanzandingen op te ruimen. De vraag is hoe dat dan moet gebeuren en hoeveel dat kost.

Geconcludeerd kan worden dat de beheer- en onderhoudskosten van de natuurgebieden in de uiterwaarden niet gelijk aan nul zullen zijn, maar kwantificering ervan is op dit moment nog niet mogelijk.

Combinatie 3: zomerbed-, krib- en winterbedverlaging met ooibos.

De kosten van combinatie 3 zijn gelijk aan de som van de afzonderlijke combinaties van MHW-verlagende maatregelen.

In Tabel 5.6 geven we een overzicht van de kosten die nu bekend zijn.

Kosten	Eenheid	Aut. ontw.	Combinatie 1	Combinatie 2	Combinatie 3
Aanlegkosten	Mfl	0	990	pm	990 + pm
onteigenings- en herinrichtingskosten	Mfl	0	0	pm	pm
reinigingskosten	Mfl	?	?	?	?
beheer	Mfl/j	0	0	?	?

Tabel 5.6 Overzicht van de verschillende kosten per combinatie

5.6.3 Effecten voor de scheepvaart

Voor het schatten van de effecten voor de scheepvaart wordt gebruik gemaakt van de kostenfuncties die in de PAWN-studie zijn ontwikkeld (Bolten, 1981) en recent zijn aangepast (RWS, 1992, DVK-nota SG 89.108-20/21). Deze kostenfuncties relateren de verwachte totale scheepvaartkosten (in guldens per week) aan de minimum waterdiepte op de Waal. Door de rivierkundige maatregelen zullen de bodemligging en de waterverdeling op de splitsingen veranderen. Dit heeft een andere diepte tot gevolg. Het effect hiervan voor de scheepvaart is uitgedrukt in een verandering van de verwachte scheepvaartkosten ten opzichte van de huidige situatie (1992) op het begin tijdstip ($t=0$) en na 50 jaar (de tijdhorizon van de studie). Hierbij is alleen rekening gehouden met rivierkundige veranderingen. Er zijn geen prognoses gemaakt voor de vervoersvraag en ontwikkelingen van de vloot. In appendix J staat de detailinformatie over deze berekeningen. De resultaten hebben we samen gebracht in Tabel 5.7.

	na 0 jaar		na 50 jaar	
	Mfl/j	%	Mfl/j	%
autonome ontwikkeling:	0	0	-135	-3
combinatie 1:	-67	-1,5	1	0
combinatie 2:	0	0	pm	
combinatie 3:	-67	-1,5	pm	

Tabel 5.7 Overzicht van de scheepvaartkosten in miljoenen guldens per jaar en in procenten ten opzichte van de huidige situatie

Uit deze resultaten kunnen we de volgende conclusies trekken voor de scheepvaart op de Waal. De autonome ontwikkeling geeft op den duur een voor de scheepvaart gunstige vergroting van de diepte op de Waal te zien. Zomerbed- en kribverlaging (combinatie 1) werkt op korte termijn gunstig voor de scheepvaart. Dit gunstige effect gaat op den duur verloren als geen extra nautisch onderhoudsbaggerwerk wordt uitgevoerd.

Winterbedverlaging (combinatie 2) geeft bovenstrooms van Nijmegen een grote ondiepte door aanzanding. Dit is onacceptabel voor de scheepvaart. Echter, door lokaal de uiterwaarden minder te ontgraven is het mogelijk deze aanzanding te voorkomen. Daardoor zijn de uitgerekende waterdiepten niet realistisch. De scheepvaartkosten na 50 jaar zijn voor deze maatregel derhalve als pro-memorie post (pm) opgenomen. Op het begintijdstip heeft afgraven van de uiterwaarden geen effect voor de scheepvaart.

Combinatie 3 geeft in eerste instantie een gunstig effect te zien. Dit gunstige effect slaat in de loop van de tijd om tot een veel groter ongunstig effect. Dit komt doordat de winterbedverlaging bovenstrooms van Nijmegen wederom een grote ondiepte tot gevolg heeft. Deze ondiepte is echter minder erg dan bij winterbedverlaging alleen, maar is toch niet acceptabel. Daarom staat bij 50 jaar ook hier een pm in de tabel.

Voor de IJssel worden ten gevolge van de hier beschouwde combinaties van MHW-verlagende maatregelen geen grote problemen voor de scheepvaart voorzien ten opzichte van de autonome ontwikkeling.

Tot slot van deze paragraaf willen wij opmerken dat bij het uitvoeren van deze combinaties van MHW-verlagende maatregelen, en bij rivierkundige werken in het algemeen, er voor gezorgd moet worden dat er geen hinderlijke dwarsstromen of lokale aanzandingen in de vaargeul kunnen optreden. Deze vraagstukken moeten aan de orde komen tijdens het detailontwerp van dit soort rivierkundige ingrepen. Indien hieraan voldoende aandacht wordt besteed hoeven de hier geanalyseerde combinaties van MHW-verlagende maatregelen geen nadelige gevolgen voor de scheepvaart te hebben.

5.6.4 Effecten voor de waterhuishouding

In de PAWN-studie (Pulles, 1985) is uitgebreid gekeken naar de effecten van de waterverdeling op de splitsingspunten met behulp van het zogenaamde distributiemodel. In het kader van deze studie was het vanwege de beperkte tijd niet mogelijk gebruik te maken van dat model. Daarom konden de effecten van een andere afvoerverdeling niet uitgedrukt worden in monetaire eenheden.

Voor de effecten op de waterhuishouding presenteren we hier de afvoer veranderingen ten opzichte van de huidige situatie bij een afvoer van 950 m³/s bij Lobith. Dit is een afvoer die ongeveer 5% van de tijd wordt onderschreden. In de berekeningen is steeds een vaste afvoer op de Nederrijn aangehouden. Vandaar dat alleen de afvoeren op de Waal en de IJssel veranderd kunnen zijn.

In de uitgangssituatie is de waterverdeling als volgt:

afvoer	m ³ /s
Lobith	950
Waal	745
IJssel	180
Nederrijn	25

De resultaten van de berekeningen staan in Tabel 5.8. Uit deze resultaten blijkt dat de effecten op de waterverdeling bij lage afvoeren voor alle combinaties van MHW-verlagende maatregelen relatief gering zijn. Dit heeft te maken met de manier waarop de hier doorgerekende combinaties ontworpen zijn. Indien gewenst kan door een verdere optimalisatie van het ontwerp van de maatregelen het effect op de waterhuishouding verder teruggebracht worden.

	Waal, na 0 jaar	Waal, na 50 jaar	IJssel, na 0 jaar	IJssel, na 50 jaar
autonome ontwikkeling	0	22	0	-22
combinatie 1	15	20	-15	-20
combinatie 2	0	-22	0	22
combinatie 3	15	15	-15	-15

Tabel 5.8 Veranderingen in afvoeren ten opzichte van de huidige situatie in m³/s

5.6.5 Aanpassing van de bestaande infrastructuur

Een bodemdaling zal aanpassing van de bestaande infrastructuur noodzakelijk maken. Een schatting van dit effect is te maken als men weet bij welke bodemligging een bepaalde constructie moet worden vervangen en hoeveel dit kost. Het bleek echter nauwelijks mogelijk goede criteria op te stellen om te kunnen beoordelen wanneer een constructie vervangen moet worden. Dit kwam onder andere door gebrekkige gegevens over de funderingsdiepten van kribben en oeververdedigingen (zie ook RWS, 1985, nota LTP-85-01), gebrek aan inzicht in wanneer een krib bezwijkt en gebrek aan inzicht in wanneer de stuw bij Driel moet worden vervangen, omdat hij te hoog komt te liggen om nog effectief te kunnen werken. In het project Waal-hoofdtransportas heeft men geprobeerd de effecten van de autonome bodemdaling op de infrastructuur in geld uit te drukken. Het resultaat was 8,7 miljoen gulden per jaar, inclusief de kosten voor de scheepvaart en het nautisch baggerwerk (RWS, 1990, Toekomstvisie Waal-hoofdtransportas, Nota I, pag. 81). Als prognose jaar was het jaar 2010 gebruikt en een bodemerosie van 0,01 m per jaar. Niet duidelijk is welke disconteringsvoet daar gebruikt is. In deze studie kunnen we alleen kwalitatief aangeven, op basis van de morfologische berekeningen, of deze kosten per combinatie meer of minder zijn dan voor de autonome ontwikkeling. Als referentie voor de aanpassingskosten nemen we 8 miljoen gulden per jaar. Dit is exclusief de kosten voor de scheepvaart en het baggerwerk.

Voor de combinaties van MHW-verlagende maatregelen met zomerbedverlaging (combinatie 1 en 3) zullen de aanpassingen eerder moeten plaatsvinden dan bij de autonome ontwikkeling. Dit geeft dus hogere verdisconteerde jaarlijkse aanpassingskosten.

Winterbedverlaging geeft een langzamere bodemdaling dan bij de autonome ontwikkeling. De aanpassingen van de infrastructuur kunnen later plaatsvinden en dus zullen de aanpassingskosten minder dan 8 miljoen per jaar bedragen.

5.6.6 Effecten op natuur en landschap

In deze paragraaf beschrijven we de effecten voor natuur en landschap. Hierbij maken we gebruik van de resultaten uit de WENDY berekeningen. Voor het grondwater, en daarmee voor de vegetatie, zijn de gemiddelde rivierwaterstanden van belang. In Tabel 5.9 staan de waterstanden bij een afvoer van 1950 m³/s. Dit is een afvoer die ongeveer 50% van de tijd wordt onderschreden.

Station	combinatie 1	combinatie 2	combinatie 3
Pannerdense Kop	-0,99	-0,13	-0,99
Nijmegen	-0,96	-0,07	-0,96
Tiel	-0,85	-0,09	-0,86
IJsselkop	-0,92	0	-0,92
Doesburg	-0,96	-0,16	-0,96
Zutphen	-0,95	-0,15	-0,95
Wijhe	-0,69	-0,15	-0,71

Tabel 5.9 Verschil waterstanden in meters bij een afvoer van 1950 m³/s bij Lobith op tijdstip t=0 ten opzichte van de huidige situatie

Combinatie 1: zomerbedverlaging met kribaanpassing.

Bij lage afvoeren treden forse waterstandsverlagingen op, namelijk in de orde van 0,40 tot 0,90 m, waardoor de grondwaterstanden in de uiterwaarden zullen dalen. Bovendien nemen de overstromingsfrequenties af. Dientengevolge is het waarschijnlijk dat er verdrogingsverschijnselen in de uiterwaarden zullen optreden. Ook zullen in de uiterwaard gelegen strangen en moerasjes te maken krijgen met lagere waterstanden en mogelijk gedurende gedeelten van het jaar droog komen te liggen. Niet alleen de direct aan de oever liggende delen, maar ook verder weg gelegen gebieden kunnen via zandbanen in de ondergrond worden beïnvloed. Naast leegloop van ondiepe plassen treedt ook verdroging van de bodem op, waarbij de niet via een kleipakket met het grondwater verbonden bodems het snelst uitdrogen.

Op de lange termijn wordt minder slib in de lage uiterwaard afgezet door verkorting van de inundatieduur. Natuurlijke oeverwallen en rivierduinen zullen waarschijnlijk niet in hun hoogtegroeï worden afgeremd. Deze groeien namelijk aan bij middelhoge en hoge afvoeren.

Langs de rivieroever zullen lagere waterstanden leiden tot extremere milieuomstandigheden. Ondiepe kribvakbodems vallen vaker, langer en op een lager niveau droog en hebben meer te lijden van de golfslag van passerende schepen. Kribverlaging is in het algemeen gunstig voor het aquatisch milieu; er ontstaan langzaam meestromende kribvakken, die een gunstig habitat zijn voor vele waterorganismen.

De voornaamste effecten van waterstandsval bij lage afvoeren in de zomer op de levende natuur zijn verdroging, verruiging en vergrassing van moerassige laagten en ondiepe plassen. Bij moerassen moet rekening gehouden worden met een snelle verruiging en verbossing: op de droogvallende grond slaat massaal wilg en populier op. Meestal is dit een verschijnsel dat bij hoogwaterafvoeren niet gemakkelijk weer zal verdwijnen.

De gevolgen voor de natuurwaarden zijn naar verwachting aanzienlijk. Vooral zeldzame vochtige en natte milieus zullen drastisch in omvang en aantal afnemen of lokaal gaan ontbreken waardoor de uniformiteit van het gebied toeneemt en belangrijke schakels in de ecologische infrastructuur in betekenis afnemen.

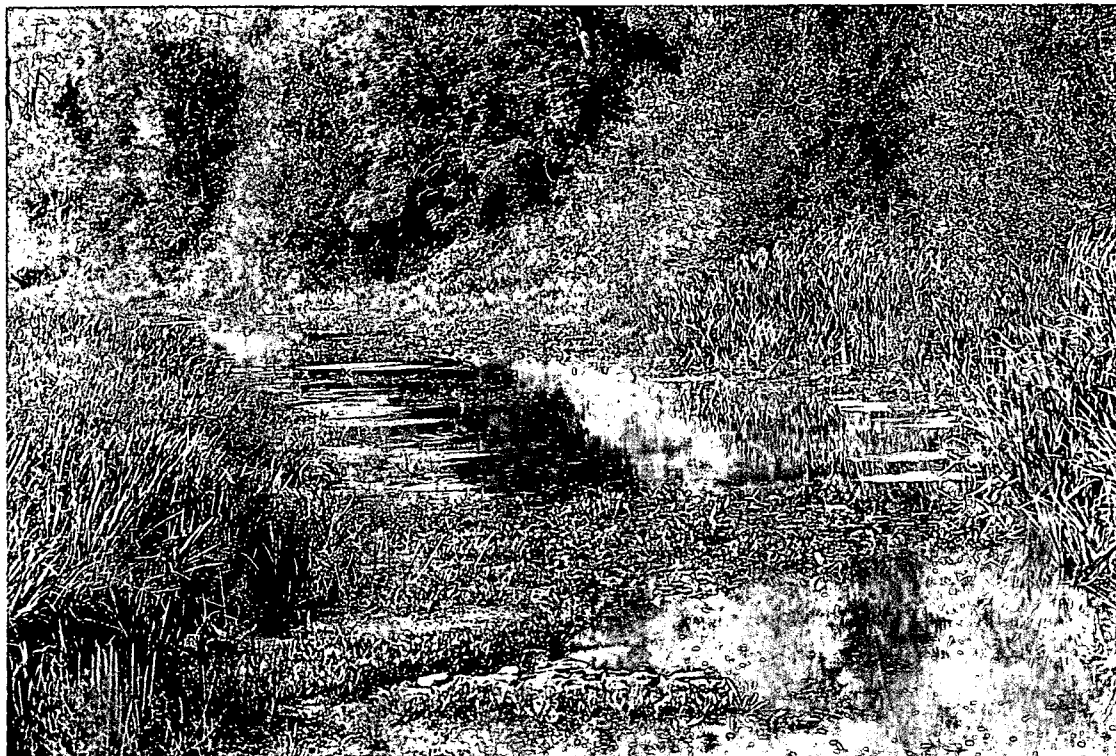
Combinatie 2: winterbedverlaging met ooibos.

Bij lage afvoeren zal er gemiddeld een hogere grondwaterstand optreden, met name doordat het maaiveld circa 2 m lager komt te liggen en de waterstanden nauwelijks veranderen. De overstromingsfrequentie zal toe nemen. Zo zal bij Pannerdense Kop de uiterwaard reeds bij een veel lagere waterstand kunnen inunderen dan in de huidige situatie:

Pannerdens Kop	Huidig	niveau na afgraving
maaiveld	11,5	9,5
Waterstand bij $Q = 1950 \text{ m}^3/\text{s}$	9,5	9,4
Waterstand bij $Q = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$	11,1	10,5

Tabel 5.10 Effect van afgraving op inundatie van uiterwaarden

Per saldo zal er dus een 'vernatting' van de uiterwaard optreden. Voor de natuurwaarden is dit in het algemeen gunstig. Het oppervlak aan moerassige laagten is in verhouding tot het natuurlijke referentiebeeld te klein. Ondiep water, in de vorm van uitgestrekte gebieden met riet, moerasandijvie, ondiep open water en periodiek droogvallende modderbanken ontbreken vrijwel geheel in het rivierenlandschap. Die milieucomponent kwam vroeger in de komgebieden voor, maar die zijn ontgonnen. Ook het Wereld Natuur Fonds (1992, pag. 16) komt tot deze constatering.



Een mogelijk toekomstperspectief voor relievvolgend ontkleien?

Foto: Waterloopkundig Laboratorium

Een ander aspect van deze combinatie is het effect van de ontkleining op natuur en landschap van de uiterwaarden. De combinatie gaat uit van een forse ingreep, namelijk 2 m verlaging over het gehele winterbed van de rivier. Zoals ook reeds in het rapport 'Levende Rivieren' is aangegeven, is het wenselijk om veel selectiever om te gaan met deze ontgronding. In de eerste plaats zou de ontkleining relievvolgend moeten zijn, dat wil zeggen dat aanwezige hogere, zandige gronden, zoals oeverwallen en rivierduinen, worden ontzien. Tevens is het ongewenst om in die gebieden waar nu reeds hoge natuurwaarden aanwezig zijn, bij voorbeeld de Kil bij Hurwenen, een grootschalige ontgronding toe te passen.

In de praktijk betekent dit dat een uniforme verlaging van het winterbed met 2 m, zoals in deze combinatie is doorgerekend, vanuit natuurbehouds- en -ontwikkelingsoogpunt onwenselijk is. Een zorgvuldig uitgevoerde, relievvolgende ontkleining kan daarentegen een grote verrijking van natuurwaarden betekenen.

Andere aspecten die bij de ontkleining een rol spelen zijn de effecten op natuur en landschap tijdens de uitvoering en de kwaliteit van het gewonnen materiaal. Wat dit laatste betreft zal

nader onderzoek moeten uitwijzen in hoeverre de mate van verontreiniging van de klei een verantwoorde toepassing in de weg staat.

Door het grootschalige karakter van de ontgroning zal het gebruik van zware machines en vrachtwagens noodzakelijk zijn. Dit geeft lokaal en tijdelijk een sterke verstoring van het landschap en de rust in het gebied. Dit heeft nadelige gevolgen voor de landschapsbeleving (recreatie) en storingsgevoelige soorten, zoals vogels.

Combinatie 3: zomerbedverlaging, kribaanpassing en winterbedverlaging met ooibos.

Bij lage en gemiddelde afvoeren zal ook in deze combinatie een verhoging van de grondwaterstand optreden, maar het effect is kleiner dan bij combinatie 2, omdat door de zomerbed- en kribverlaging de waterstanden ook lager zijn. De overstromingsfrequentie neemt toe ten opzichte van de huidige situatie, maar minder dan bij combinatie 2.

Lokale waterlopen (strangen een dergelijke) die niet worden uitgediept zullen ten gevolge van de zomerbedverlaging sneller droogvallen. De effecten hiervan zijn reeds beschreven bij combinatie 1, met dien verstande dat deze minder groot zullen zijn doordat de overstromingsfrequentie wel toe neemt.

Samenvattend kunnen we stellen dat de gevolgen van de combinaties van MHW-verlagende maatregelen voor natuur en landschap in de uiterwaard en langs de rivier in alle gevallen aanzienlijk zijn. Combinatie 1 scoort hierin het meest negatief doordat er naar verwachting uitsluitend negatieve gevolgen te verwachten zijn door een sterke verlaging van de grondwaterstanden in de uiterwaard.

Combinatie 2 kenmerkt zich door grote mogelijkheden op het gebied van natuurontwikkeling, hoewel veel af zal hangen van de uiteindelijke uitvoering van de ontkleining.

Combinatie 3 tenslotte, heeft zowel de positieve als de negatieve gevolgen van de andere twee combinaties van MHW-verlagende maatregelen. Om deze reden lijkt combinatie 2 vanuit het oogpunt van natuur en landschap het meest wenselijk.

Gezien de ruwe berekeningswijze en aannamen die bij de vergaande ingrepen in het uiterwaardengebied zijn gevolgd moet de effectbeschrijving hiervan met de nodige voorzichtigheid worden bekeken.

5.7 Conclusies en aanbevelingen

5.7.1 Scorekaart en conclusies

De resultaten uit de vorige hoofdstukken staan samengevat in Tabel 5.11. De waarden in de scorekaart gelden voor het tijdstip $t=0$, behalve voor de scheepvaart, omdat voor die functie de resultaten na 0 jaar en na 50 jaar veel van elkaar verschillen.

Criteria	Eenheid	Aut. ontw.	Combinatie 1	Combinatie 2	Combinatie 3
MHW verlaging ten opzichte van huidige situatie	m	0 à 0,1	0,4 à 0,7	0,45 à 0,9	0,6 à 1,1
KOSTEN					
Aanlegkosten	Mfl	0	990	pm	990 + pm
onteigenings- en herinrichtingskosten	Mfl	0	0	pm	pm
reinigingskosten	Mfl	?	?	?	?
beheer	Mfl/j	0	0	?	?
SCHEEP- VAART					
na 0 jaar	Mfl/j	0	-67	0	-67
na 50 jaar	Mfl/j	-135	1	pm	pm
WATERHUIS- HOUDING					
afvoer Waal	m ³ /s	0	15	0	15
afvoer IJssel	m ³ /s	0	-15	0	-15
INFRA- STRUCTUUR					
aanpassingskosten	Mfl/j	8	veel meer dan 8	iets minder dan 8	veel meer dan 8
LANDSCHAP EN NATUUR					
behoud van bestaande waarden		0	--	--	--
mogelijkheden voor ontwikkelen van nieuwe waarden		0	--	++	+

Tabel 5.11 Scorekaart voor de MHW-verlagende combinaties van maatregelen

Naar aanleiding van deze scorekaart kunnen de volgende conclusies getrokken worden.

Voor de komende 50 jaar heeft de bodemdaling ten gevolge van de autonome ontwikkeling slechts een zeer geringe verlaging van MHW tot gevolg. Dit betekent dat de autonome ontwikkeling geen invloed heeft op de hier behandelde problematiek.

Conclusie 1:

Het proberen te vertragen van de autonome bodemdaling door middel van kribverlaging en nevengeulen is niet in conflict met het huidige dijkverbeteringsprogramma.

De combinaties met kribverlaging zijn erg duur. Het idee dat door de autonome ontwikkeling de kribben toch aangepast moeten worden en dat daardoor de combinaties met kribverlaging kansrijk zouden kunnen zijn is niet waar. De kosten van kribverlaging bedragen ongeveer 990 Mfl, dit is omgerekend ongeveer 50 miljoen gulden per jaar bij een disconteringsvoet van 5%. Dit bedrag overschaduwet het bedrag van 8 miljoen gulden per jaar dat nodig zou zijn voor aanpassing van de infrastructuur ten gevolge van de autonome bodemdaling. Dit leidt tot de volgende conclusie.

Conclusie 2:

De combinaties van MHW-verlagende maatregelen met kribverlaging (combinaties 1 en 3) zijn vanwege de hoge kosten geen alternatief voor de huidige dijkverbeteringsproblematiek.

Het afgraven van de uiterwaarden is de maatregel die vanuit een rivierkundig oogpunt het meeste perspectief biedt om de maatgevende hoogwaterstanden te verlagen. De uiterwaarden liggen bijna overal hoger dan het binnendijkse gebied en worden langzaam hoger door aanslibbing. Het binnendijkse gebied wordt langzaam lager door inklinking van de bodem. Deze processen hebben tot gevolg dat de dijken in de loop van de tijd steeds hoger en zwaarder moeten worden. Het afgraven van de uiterwaarden is een goede methode om op de lange termijn een veilige situatie te waarborgen. Indien het afgraven van de uiterwaarden wordt gecombineerd met natuurontwikkeling kan deze maatregel maatschappelijk aanvaardbaar zijn.

Conclusie 3:

Het afgraven van de uiterwaarden in combinatie met natuurontwikkeling is de maatregel die het meeste perspectief biedt om de maatgevende hoogwaterstanden te verlagen. Alle andere maatregelen om MHW te verlagen achten wij niet haalbaar.

Vanwege de schaal van de maatregel zal het afgraven van de uiterwaarden op grote schaal zeker enkele tientallen jaren in beslag gaan nemen. Een extra reden voor deze lange termijn is dat een snellere uitvoering de klei- en zandmarkt zal verstoren, wat de haalbaarheid van deze maatregel in gevaar zou brengen. Deze termijn is langer dan de tijd benodigd voor de afronding van de totale dijkversterkingen (circa 12 jaar). Bovendien blijkt uit Tabel 8.5 van het hoofdrapport dat de lengte van de te verhogen of te versterken dijken door afgraven van de uiterwaarden met 25% oobos afneemt van 372 km naar 342 km.

Conclusie 4:

Het afgraven van de uiterwaarden op grote schaal is vanwege de lange uitvoeringstijd en de geringe afname van de lengte van de te verbeteren dijken, geen alternatief voor het huidige dijkverbeteringsprogramma.

Voor de effecten op natuur en landschap is integraal afgraven van het winterbed, zoals dat in de berekening is geschematiseerd, zeer slecht. In werkelijkheid moeten bestaande, geomorfologisch waardevolle elementen, zoals rivierduinen, ontzien worden. Met nevengeulen en relievvolgend ontgraven kan naar verwachting niet dezelfde mate van MHW-verlaging worden bereikt als met integrale winterbedverlaging. Wel kunnen afgraven, nevengeulen en relievvolgend ontkleien oplossingen zijn om lokale knelpunten bij de dijkversterking op te lossen (RWS, 1985, nota-85-01).

Conclusie 5:

Het afgraven van de uiterwaarden, de aanleg van nevengeulen of het relievvolgend ontkleien kunnen lokaal een verlichting van de dijkverbeteringsproblematiek betekenen.

Uit de scorekaart en paragraaf 5.6.2 blijkt dat over de kosten van het afgraven van de uiterwaarden nog vele onzekerheden bestaan. Het rivierbeheer van een rivier met grote natuurterreinen in de uiterwaarden zal anders zijn dan in de huidige situatie, waarin de landbouw een belangrijke taak heeft in het vrij houden van de uiterwaarden van opslaande vegetaties. De kosten van dit andere rivierbeheer zijn nog onbekend.

Conclusie 6:

De kosten van het afgraven van de uiterwaarden gecombineerd met natuurontwikkeling, en het bijbehorende rivierbeheer zijn nog niet gekwantificeerd.

5.7.2 Discussie

In deze paragraaf gaan we nader in op enkele aspecten van het afgraven van de uiterwaarden in combinatie met natuurontwikkeling.

Winterbedverlaging.

In de berekeningen met het WENDY model is het verlagen van het winterbed geschematiseerd als het integraal afgraven van het winterbed over de volle breedte van de uiterwaarden. Hierbij is geen rekening gehouden met nevengeulen of het relievvolgend ontkleien. Nevengeulen en relievvolgend ontkleien kunnen gezien worden als een verlaging van het winterbed over een beperkte breedte en zijn dus speciale gevallen van het integraal verlagen van het winterbed.

Wij hebben in deze beleidsanalyse gekozen voor het integraal verlagen van het winterbed om de volgende redenen.

- Het opnemen van nevengeulen en relievvolgende ontkleiningen in de analyse zou een aanzienlijke vergroting van het aantal door te rekenen maatregelen geven. Hiervoor was gezien de beperkte duur van deze studie en gezien het grote aantal verschillende typen maatregelen, geen tijd.

- Gegevens over mogelijke lokaties van nevengeulen of reliëfvolgende ontkleiningen waren niet beschikbaar.
- We hebben in dit onderzoek gekozen voor een substantiële winterbedverlaging van 2 meter langs de Waal. Een verlaging van 1 meter achten wij te weinig om een alternatief te zijn voor het dijkverbeteringsprogramma; bovendien geeft ooibos een reductie van de MHW-verlaging. Een verlaging van 3 meter leek ons te veel. De in paragraaf 5.4.16 beschreven winterbedverlaging is het enige winterbedverlagingsalternatief dat we hebben doorgerekend en is geenszins het optimale ontwerp.

In de studie van het Wereld Natuur Fonds (1992) wordt bij 2 m winterbedverlaging, zonder ooibos en zonder nevengeul, een MHW-verlaging van 1,43 m gevonden. Wij hebben hiervoor 1,1 m tot 1,40 m gevonden. Het verschil komt door verschillende berekeningswijzen. Wij hebben een één-dimensionaal model voor het hele rivierenstelsel gebruikt, terwijl in het WNF rapport slechts één karakteristiek dwarsprofiel van de Waal is bekeken. De resultaten van de twee studies sluiten, gezien de globale aanpak van beide studies, goed op elkaar aan. Er is geen reden om op grond van deze verschillen aan de resultaten te twijfelen. Opgemerkt dient nog te worden dat in het WNF rapport uitgebreid aandacht is besteed aan de morfologische consequenties van nevengeulen.

Vaarwegverbetering, onderhoud en het vertragen van de autonome bodemdaling.

Alle maatregelen die in deze studie zijn bekeken hadden als primair doel het verlagen van de maatgevende hoogwaterstanden. Dit primaire doel stuurde de hele analyse. Het resultaat van de analyse is dat geen enkele combinatie van de MHW-verlagende maatregelen een reëel alternatief is voor het dijkversterkingsprogramma. Echter, maatregelen als kribverlaging, lokaal afgraven van de uiterwaarden, nevengeulen en reliëfvolgende ontkleiningen kunnen heel goed gebruikt worden om andere doelen binnen het rivierbeheer na te streven, zoals het verbeteren van de vaarweg, het vertragen van de autonome bodemdaling, natuurontwikkeling en het oplossen van knelpunten in de dijkverbetering. Zo wordt in het kader van de verbetering van de Waal als vaarweg voorgesteld om de hoofdgeul te versmallen om een grotere diepte te krijgen. Dit betekent dat de kribben langer gemaakt moeten worden. Het is dan aantrekkelijk om de oude kribben langs de Waal te vervangen door langere lagere kribben die bovendien gestroomlijnd zijn. Het primaire doel van de kribaanpassing is dan de scheepvaart, maar de secundaire doelen zijn dan het verlagen van MHW en het vertragen van de bodemdaling. Indien de kribaanpassing in een groot vaarwegverbeteringsprogramma ingepast kan worden zullen de werken op zodanige wijze uitgevoerd worden dat er geen lokale morfologische problemen zullen ontstaan. Langs de IJssel en de Nederrijn past de kribaanpassing niet in een vaarwegverbeteringsprogramma en moet derhalve in het bestaande onderhoudsprogramma worden ingepast. De kribben worden dan niet van benedenstrooms naar bovenstrooms aangepast (of vice versa), maar in een meer willekeurige volgorde. Dit zou dan lokale aanzandingen tot gevolg kunnen hebben. Hierbij moet tijdens het ontwerp van de kribaanpassingen langs de IJssel en Nederrijn extra aandacht besteed worden.

IJs

In deze studie is veel aandacht besteed aan ijs. De vraag wat het effect is van nevengeulen en ooibossen op het ontstaan van ijsdammen blijft helaas nog onbeantwoord.

Compensatiebeginsel.

In de huidige praktijk wordt het compensatiebeginsel om twee redenen toegepast. Ten eerste kan een activiteit in de rivier de maatgevende hoogwaterstanden verhogen. Ten tweede kan een activiteit in de rivier het stroombeeld in de rivier zodanig verstoren dat aanzanding of uitschuring van de hoofdgeul kan optreden. Het compensatiebeginsel houdt in dat indien een activiteit in de rivier de huidige maatgevende hoogwaterstand zou verhogen of het stroombeeld in zomer- en winterbed zou veranderen, dat dan "compenserende maatregelen" genomen moeten worden om die effecten teniet te doen. "Het eisen van compensatiewerkzaamheden volgt uit het beginsel dat alle uiterwaarden geen wijzigingen mogen ondergaan ten opzichte van de oorspronkelijke T-nul situatie, dat wil zeggen het handhaven van een status quo" (de Bruin, 1982, pag. 64).

Zodoende moet een stroombelemmering, bij voorbeeld een ooibos, vergezeld gaan van een stroomverruimende maatregel (bij voorbeeld een nevengeul), om geen verhoging van MHW te krijgen. Een ander voorbeeld van zo'n compenserende maatregel is de ringkade die ontgrondingsmaatschappijen aan moeten leggen rond zandwinputten (de Bruin, 1982, hoofdstuk 9). Deze kade heft het stroomtrekkende effect van de diepe put op, zodat aanzandingen in de hoofdgeul ter plaatse van de ontzanding kan worden voorkomen. Een bijkomend effect van de ringkade is dat bij juiste afmeting van de kade de MHW niet omlaag gaat.

Voor het ontwerpen van dijken wordt uitgegaan van de volgende procedure. Bij de gekozen veiligheidsnorm (de huidige norm is 1/1250 per jaar) wordt door middel van een statistische analyse een afvoer bij Lobith bepaald (nu nog 16.500 m³/s). Bij deze afvoer worden met behulp van riviermodellen (WAQUA/RIVCUR) langs alle rivieren de maatgevende hoogwaterstanden bepaald. Dit wordt gedaan bij de huidige riviergeometrie en de huidige ruwheid van zomer- en winterbed. Deze MHW-standen worden als norm gebruikt bij het dijkontwerp.

Indien men nu in het kader van een dijkversterking zou willen kiezen voor een buitendijks tracé door de uiterwaard (een stroombelemmerende activiteit), dan moet in het betreffende dwarsprofiel een stroomverruimende maatregel genomen worden (bij voorbeeld een afgraving in de uiterwaard aan de overzijde van de hoofdgeul), want MHW mag niet omhoog gaan. Niet in alle gevallen is er genoeg ruimte in het dwarsprofiel om dit soort compenserende maatregelen uit te voeren. In dit soort gevallen zou het wenselijk zijn om de maatgevende hoogwaterstanden niet als norm op te leggen, maar toe te staan dat MHW plaatselijk hoger mag worden. Weliswaar betekent dit dat plaatselijk aan beide zijden van de rivier de dijken hoger aangelegd moeten worden, maar dit kan bij knelpunten juist wel een acceptabele oplossing zijn.

Om rivierkundige maatregelen toe te kunnen passen om knelpunten in de dijkverbetering op te lossen moet de bestaande procedure voor dijkverbeteringsprojecten aangepast worden. Het moet mogelijk zijn lokaal MHW te veranderen om meer flexibiliteit bij het ontwerpen van een dijkverbetering te krijgen. De huidige rivierkundige inzichten en beschikbare riviermodellen maken een flexibelere toepassing van het compensatiebeginsel mogelijk en daarmee een betere afweging van de bij het rivierbeheer betrokken belangen.

5.7.3 Aanbevelingen

Tot slot van dit hoofdstuk komen wij tot de volgende aanbevelingen.

1. Rivierkundige maatregelen moeten een onderdeel kunnen zijn van dijkverbeteringsprojecten. Niet in alle gevallen is er genoeg ruimte in het dwarsprofiel voor compenserende maatregelen. In dat soort gevallen zou het wenselijk zijn MHW-standen niet als norm op te leggen. Hiervoor is het echter noodzakkelijk om het compensatiebeginsel flexibeler dan thans gebruikelijk is toe te passen, hetgeen erop neer komt dat lokaal de MHW-standen worden vastgesteld voor het toekomstige dwarsprofiel.
2. Binnen het rivierbeheer kan nu al begonnen worden met het afgraven van uiterwaarden in combinatie met natuurontwikkeling, zodat op den duur de uiterwaarden niet steeds hoger komen te liggen ten opzichte van de binnendijkse gebieden.
3. Indien tot het afgraven van uiterwaarden wordt overgegaan in combinatie met natuurontwikkeling, is een betere financiële onderbouwing van deze maatregel nodig. Tevens moet nagegaan worden wat hiervan de praktische en financiële consequenties zijn voor het rivierbeheer.
4. Indien dit past binnen het verbeteren van de Waal als vaarweg kunnen de oude kribben vervangen worden door nieuwe lagere, langere, gestroomlijnde kribben. Langs de IJssel en de Nederrijn kan de vervanging van kribben gedaan worden binnen de huidige onderhoudsprogramma's. Er moet dan wel aandacht besteed worden aan de lokale morfologische consequenties.

Literatuur

- Arcement, G.J. et al., 1987; Roughness coefficients for densely vegetated flood plains. U.S. Geological Survey, Report 83-4247, Reston, Virginia, USA.
- Aston, A.R., 1987; The effect of doubling atmospheric CO₂ on stream-flow: A simulation. *Journal of Hydrology*, 67, pp. 273-280.
- Balkema, A.A. and de Haan, L. 1974; Residual lifetime at great age, *Annals of Probability* 2, 792-804.
- Bárdossy, A. en H. Caspary, 1990; Detection of climate change in Europe by analyzing European circulation patterns from 1881 to 1989. *Theor. Appl. Climatol.*, 42, pp. 155-167;
- Bárdossy, A. en E.J. Plate, 1992; Space-time model for daily rainfall using atmospheric circulation patterns. *Water Res. Research*, 28-5, pp. 1247-1259;
- Barness, H.H., 1987; Roughness characteristics of natural channels. U.S. Geological Survey, Paper 1849, Denver, Colorado, USA.
- Berger, H.E.J., 1992; Flow forecasting for the river Meuse. Proefschrift, TU-Delft.
- Bervacs, J.C.A.M., geen jaartal; De Waal bij Zaltbommel in de periode 1832-1983, oorzaken van overstromingen. Van Voorn tot Loevestein, Historische kring Bommelerwaard, 7p.
- Boers, M., 1991; Een nieuw morfologisch model voor de Nederlandse Rijntakken op basis van RIVMOR. Rijkswaterstaat, RIZA, nota nr. 91.026.
- Bolten, J.G. 1981; Policy analysis of water management for the Netherlands, Vol.IX, Assessment of impacts on shipping and lock operation. Rand Corporation, Santa Monica, report N-1500/9-NETH.
- Bonham, A.J., 1980; Bank protection using emergent plants against boat wash in rivers and canal. Hydraulics Research Station, report IT 206, Wallingford.
- Bouter, E.E., 1989; Golfdemping door riet. Technische Universiteit Delft, Faculteit der Civiele Techniek, Vakgroep Waterbouwkunde, Delft.
- Bradley, R.S. en P.D. Jones, 1954; *Climate since A.D. 1500*. Routledge, London, 1992.
- Brans, Th., Kunstmatige ijsbestrijding op Waal en Merwede in de winter 1953-1954. *Weg en Waterbouw*, vol.14, nr.9-10, pp.91-99.
- Brettschneider, H. en Schulz, A., 1985; Anwendung von Fließformeln bei naturnahem Gewässerausbau. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V (DVWK), Heft 72, Bonn.
- Breukel, R.M.A. et al., 1990; Das Hochwasser 1988 im Rheingebiet. Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes, Lelystad, Bericht Nr. I-9.
- Bruin, D. de, geen jaartal; Rivierbeheer langs de grote rivieren. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, notitie voor excursie VNG op 13 mei 1981 naar de stuw bij Driel.
- Bruin, D. de, 1979; Aspecten van rivierbeheer. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, 3e druk, oktober.
- Bruin, D. de, 1982; Rivierbeheer op de Nederlandse Rijntakken, Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, 3e druk, maart.
- Bruin, D. de, D. Hamhuis, L. van Nieuwenhuijzen, W. Overmars, D. Sijmons en F. Vera. Ooievaar, 1987; De toekomst van het rivierengebied. Stichting Gelderse Milieufederatie.
- Buck, W., K. Felkel, H. Gerhard, H. Kalweit, K.R. Nippes, B. Ploeger, J. van Malde en W. Schmitz, 1990; Der Rhein unter der Einwirkung des Menschen; Ausbau, Schifffahrt, Wasserwirtschaft. Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes.
- Buisman, J., 1984; Bar en Boos, Zeven eeuwen winterweer in de Lage Landen. Bosch & Keuning, Baarn.
- Bultot, F., et al., 1988; Repercussions for a CO₂ doubling on the water cycle and on the water balance - a case study for Belgium. *Journal of Hydrology*, 99, pp. 319-347.
- Bundesminister für Verkehr, 1989; Untersuchung der Abfluss- und Geschiebeverhältnisse des Rheins. Bundesminister für Verkehr, Abteilung Binnenschifffahrt und Wasserstrassen, Schlussbericht, Bonn, Juli.
- Caspary, H.J., 1989; Abflußanzänderungen von Waldeinzugsgebieten des Buntsandstein-Schwarzwaldes infolge neuartigen Waldschäden. *Wasserwirtschaft*, 79, 12, pp. 602-608.
- Centrum voor Milieukunde, 1992; Overlaat als toeverlaat, Mogelijkheden voor overlaatsystemen in West-Overijssel. Interdisciplinaire projectgroep, Centrum voor Milieukunde, Rijksuniv. Leiden, studierapport UBM no 3.
- CHR, 1977; Le bassin du Rhin/Das Rheingebiet. Monografie Internationale Rijncommissie.
- Cirkel, R.J., 1991; Hydraulische ruwheid van ooibossen. Rijkswaterstaat, DBW/RIZA, werkdocument 91.133X, Arnhem, augustus.
- Commissie Rivierdijken, 1977; Rapport Commissie Rivierdijken. Min. Verkeer en Waterstaat, 's-Gravenhage.
- Commissie van de Raad van de Waterstaat, 1985; Advisering rivierdijkversterkingen. Advies aan de Raad voor de Waterstaat, 24 mei.
- CEC (Commission of European Communities), 1992; Directorate General for Environment, Nuclear Safety and Civil Protection. Development of a framework for the evaluation of policy options to deal with the Greenhouse effect. Main report: Assessment of strategic options.

- Conzeth E. en J. Ruboneza, 1989; Entwicklung des Talsperrenbaus im Rheineinzugsgebiet und sein Einfluss auf das Abflussgeschehen. Fachhochschule Rheinland-Pfalz Abteilung Koblenz, FB Bauingenieurwesen, Diplomarbeit im Fachgebiet Wasserwirtschaft.
- Crissman, R.D., 1990; An on-line early warning system for ice jams and stoppages on the upper Niagara River. *J. Hydr. Res., IAHR*, Vol. 28, No.6, pp.719-736.
- Dekkers, A.L.M., Einmahl, J.H.J. and de Haan, L. 1989; A moment estimator for the index of an extreme value distribution, *Annals of Statistics* 17, 1833-1855.
- Dekkers, A.L.M. and de Haan, L. 1989; On the estimation of the extreme-value index and large quantile estimation, *Annals of Statistics* 17, 1795-1832.
- Dekkers, A.L.M. and de Haan, L. (1991). Optimal choice of sample fraction in extreme-value estimation, *Aangeboden aan tijdschrift*.
- Dekkers, A.L.M. 1991; On extreme value estimation, Proefschrift Erasmus Universiteit, Rotterdam.
- Deutsch-Luxemburgische Expertengruppe "Hochwasserhydrologie Mosel/Saar", 1990; Hochwasserhydrologie Mosel und Saar im Deutsch-Luxemburgischen und im Deutschen Einzugsgebiet.
- Dool, H.M. van den, H.J. Krijnen en C.J.E. Schuurmans, 1978; Average winter temperatures at De Bilt (the Netherlands) 1634 -1977. KNMI, Verslagen V-305.
- Driessen, A.M.A.J., 1992; Overstroming in het riviereengebied tussen de Waal en de Maas. Proefschrift in voorbereiding. KU. Nijmegen. In voorbereiding.
- Dyck, S. & W. Golf; Klimaschwankungen und mittlerer Wasserhaushalt der DDR. *Wissenschaftliche Zeitung der TU Dresden*, 1987, 36, Heft 6.
- Efron, B. 1982; The Jackknife, the Bootstrap and other resampling plans, *CBMS* 38, SIAM-NSF.
- Engel, H., 1977; Anthropogene Einflüsse auf die Abflussverhältnisse des Oberrheins zwischen Basel und Worms. Kurzdokumentation der Arbeiten des Hochwasserstudienkommission für den Rhein. BfG, Koblenz.
- Engel, H. & M. Mürlebach, 1986; Hochwasserretention am Rhein, mögliche Maßnahmen und deren Auswirkungen. *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen*, 30, H.2/3, p.33-43.
- Engel, H., N. Busch & M. Mürlebach, 1987; Untersuchung zur Änderung der Hochwasserverhältnisse am Rhein unterhalb der Moselmündung, am Beispiel des Hochwasserereignisses 1925/26. Bundesanstalt für Gewässerkunde - 0334.
- Engel, H., T. Thielemann & M. Tippner, 1988; Die Wasserstandsentwicklung des Niederrheins. *Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen*, 32, pp. 53-59.
- Engel, H., 1989; Die Hochwasserschutzmaßnahmen nach der Hochwasser-Studien-kommission für den Rhein-theoretische Wirksamkeit und Ergebnisse des ersten praktischen Einsatz von Teilmaßnahmen. Hochwasserschutz am Oberrhein, Vortragsveranstaltung des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK). Ministerium für Umwelt und Gesundheit, Mainz.
- Ertsen, D. en M. van der Perk, 1989; Modelleren van slib- en zware metalenbelasting en bodemkwaliteit in uiterwaarden., Rijkswaterstaat, Dienst Binnenwateren/RIZA, nota nr. 89.037.
- Ettema, R., 1990; Jam initiation in unobstructed channels: laboratory observations, *J. Hydr. Res., IAHR*, Vol.28, No.6, pp. 673-684.
- Flato, G. and R. Gerard, 1986; Calculation of ice jam thickness profiles, *Proceedings of the Fourth Workshop on the Hydraulics of River Ice*, Montreal, Canada, 19-20 June, pp. C3.1-C3.25.
- Frankenstein G., & Wuebben J.L., 1992; Review of ice processes, Waterloopkundig Laboratorium, Toetsing Uitgangspunten Rivierdijkversterking Maatgevende Belastingen, Appendix F.
- Gaspar, J.; Stromungs- und Vermischungsvorgängen mit Rohrriecht bestanden Seen. Technische Universität, Heft 47, München, 1987.
- Gelderland, 1990; Gelderland uiterwaardenland. Provincie Gelderland, beleidsplan, 12 november.
- Geluk, J.L. and de Haan, L. 1987; Regular variation, extensions and Tauberian theorems, *C.W.I. tract* 40, Amsterdam.
- Gleick, P.H., 1987; Global climatic changes and regional hydrology: impacts and responses. The influence of climatic change and climatic variability on the hydrologic regime and water resources. *Proc. Vancouver Symposium, IAHS publ.* 168.
- Glimmerveen, D.J., 1856; Geschiedkundig verslag van de meestbekende, buitengewoon hoge watervloeden, doorbraken en overstromingen welke Noord- en Zuid-Nederland van de vroegste tijden tot heden hebben geteisterd. Weytingh & van der Haart, Amsterdam.
- Gnedenko, B.V. 1943; Sur la distribution limite du terme maximum d'une série aléatoire, *Annals of Mathematics* 44, 423-453.
- Goossens, D., 1982; Hoe groot is de kans op een nieuwe ijstijd? Kritisch onderzoek aan de hand van temperatuurgegevens van 1634 tot 1980. *Tijdschrift van de Belgische Vereniging voor Aardrijkskundige Studies*, No 2, pp. 235-264.
- Gottschalk, M.K.E., 1971; Stormvloeden en rivieroverstromingen in Nederland. Assen, Van Gorcum, deel I en II.

- Gottschalk, M.K.E., 1977; Stormvloeden en rivieroverstromingen in Nederland, III: De periode 1600-1700. Van Gorcum, Assen/Amsterdam.
- Groeneboom, P. en F.J.A. Overweel, 1976; MC-onderzoek met betrekking tot kansverdeling Bovenrijnafvoeren. Mathematische Centrum, Amsterdam.
- Groeneboom, P., 1992; Afvoertoppen bij Lobith, Appendix A.
- Haas, A.W.de, 1986; Ijsafvoerproblematiek voor de grote rivieren en de Rijndelta, algemeen gedeelte en ijsafvoerstrategie. Rijkswaterstaat, Directie Benedenrivieren, AX38/ml.
- Haas, A.W.de, 1986; Ijsafvoerproblematiek voor de grote rivieren en de Rijndelta, bijzondere ontwerpen, Rijkswaterstaat, Directie Benedenrivieren, AX18/ml.
- Haas A.W. de, & 't Hoen J.P.F., 1989; Alternatieven voor een MHW-reductie tijdens hoge rivierafvoeren langs de IJssel bij Kampen. Rijkswaterstaat, Dienst Binnenwateren/RIZA, nota 89.053.
- Haas, A.W. de, 1990; Globale consequenties van de ISOS-scenario's voor de grote rivieren. Rijkswaterstaat, RIZA, werkdocument 90.039X.
- Hall, P. 1982; On some sample estimates of an exponent of regular variation, *Journal of the Royal Statistical Society, serie B* 44, 37-42.
- Hall, M.J., 1984; *Urban Hydrology*. Elsevier.
- Hall, P. 1990; Using the bootstrap to estimate Mean Squared Error and select smoothing parameter in nonparametric problems, *Journal of Multivariate Analysis* 32, 177-203.
- Hall, P. 1992; *The bootstrap and Edgeworth expansion*, Springer Verlag.
- Hartman, J., 1986; De maatgevende hoogwaterstanden langs de Nederlandse rivieren, Rijkswaterstaat, Dienst Binnenwateren, nota 86.04.
- Havinga, R., F. Klijn, V. Loeffen en W. van der Slikke, 1991; Overlaten en groene rivieren: geschiedenis of toekomst? *H₂O*, Vol.25, No.10, pp. 248-254.
- Havinga, R., V.Loeffen en W.van der Slikke, 1991; Van rechte dijk naar groene rivier, Het overlaatsysteem als milieuvriendelijk alternatief voor dijkverzwaring. Centrum voor Milieukunde Leiden, studentenrapport.
- Heiningen, H. van, 1978; Dijken en dijkdoorbraken in het Nederlandse rivierengebied. Boekencentrum, 's-Gravenhage.
- Herlitze, R., 1981; Untersuchungen langer Abflussreihen am Ober- und Mittelrhein. Meteorologisches Institut der Universität Bonn, Diplomarbeit.
- Hewlett, H.W.M et al., 1987; Design of reinforced grass waterways. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), Report 116, Londen.
- Hill, B.M. 1975; A simple general approach to inference about the tail of a distribution, *Annals of Statistics* 3, 1163-1174.
- Hillen, J.G. & P. Huisman, 1975; Beschouwingen over frequenties van hoge Rijnafvoeren.
- Hommel, H., 1989; Hochwasserstatistik für die Emscher. *Wasserwirtschaft*, 79,6, pp. 274-280.
- Houghton, J.T., G.J. Jenkins en J.J. Ephraums, 1990; Climate change. The IPCC scientific assessment. Cambridge University Press.
- HSG, zie Hochwasserstudiengruppe für die Rheinstrecke Kaub-Rolandswerth
- HSK, zie Hochwasser-Studienkommission für den Rhein
- Hochwasserstudiengruppe für die Rheinstrecke Kaub-Rolandswerth, 1991; Der Einfluß des Oberrheinausbaus und der am Oberrhein vorgesehenen Retentionsmaßnahmen auf die Hochwasser am Mittelrhein von Kaub bis Rolandswerth und darüber hinaus bis zum Kontrollpegel Köln. Bericht 1991, Entwurf.
- Hochwasser-Studienkommission für den Rhein, 1978; Schlußbericht (Basel-Worms).
- Huisman, A.M., 1960; De invloed van klimaat, koel-en afvalwater op de temperatuur van het Rijnwater. Rijkswaterstaat, Dir. Waterhuishouding en Waterbeweging, 17 p.
- Huisman, P., 1990; River engineering on the Rhine, experiences from upstream. Ministry of Public Works and Transport, Directorate of the Water Management Department, The Hague.
- Huisman, P. en J. Hartman, 1991; Is het gevaar van ijs groter dan van hoog opperwater? Rijkswaterstaat, RIZA, nota 91.006.
- IAHR, 1986; River ice jams: A state-of-the-art report. IAHR Section on Ice Research and Engineering, Working Group on River Ice Hydraulics. Proceedings of the Ninth International Symposium on Ice, Iowa City, August, pp. 561-594.
- Idso, S.B. & A.J. Brazel, 1984; Rising atmospheric carbon dioxide concentrations may increase streamflow. *Nature*, 312, p. 51-53.
- IJnsen, F., 1981; Onderzoek naar het optreden van winterweer in Nederland. Koninklijk Nederlands, Meteorologisch Instituut, Scientific Report W.R. 74-2, pp 66, De Bilt.
- Jansen, P.Ph., et al., 1979; Principles of River Engineering. Pitman Books Ltd, London.
- Jongman, R.H.G., 1992; Riviersystemen: hoofdrol in een veranderend klimaat. *Milieu*, 3, p 69-75.
- Julien, P.Y., 1992; Study of Bedform Geometry in Large Rivers. Waterloopkundig Laboratorium, Colorado State University, Directoraat Rijkswaterstaat, RIZA, verslag Q1386.

- Keijman, J.Q. en H.R.A. Wessels, 1973; A method for calculating natural water temperature applied to the estimation of the artificial warming of the river Rhine. K.N.M.I., working paper, RA-VI Werkgroep Hydrologie, Bern, 1973.
- Klaassen, G.J. en J.J. v.d.Zwaard, 1974; Roughness coefficients of vegetated flood plains. Waterloopkundig Laboratorium, Publication No. 130.
- Klaassen, G.J., 1976; Algemene adviezen Maas; begroeiingsweerstand in het winterbed van de Maas. Waterloopkundig Laboratorium, verslag R1053-I, december.
- Klaassen, G.J., 1981; Morfologische verschijnselen Grensmaas; Waterloopkundig Laboratorium, verslag vooronderzoek R863.
- Kuhl, S.C. en J.R. Miller, 1992; Seasonal river runoff calculated from a Global Atmospheric Model. Water Res. Research, 28, 8, p. 2029-2039.
- Kwadijk, J.C.J., 1991; Sensitivity of the River Rhine discharge to environmental change, a first tentative assessment. Earth Surface Processes and Landforms, 16, p.627-637.
- Kwadijk, J.C.J. en H. Middelkoop, 1992; Estimation of impact of climate change on the peak discharge probability of the river Rhine. Ingediend bij Climatic Change.
- Labrijn, A., 1945; Het klimaat van Nederland gedurende de laatste twee en een halve eeuw. K.N.M.I., No.102, Mededelingen en verhandelingen no.49.
- Labrijn, A., 1946; IJswinters in Nederland voor het tijdvak 1706-1946. Kon. Ned. Aardrijksk. Gen., LXIII, pp.754-763.
- Lal, A.M.W. en H.T. Shen, 1991; Mathematical model for river ice processes. J. Hydr. Eng., ASCE, Vol.117, No.7, pp.851-867.
- Lamb, H.H., 1981; Climate: present, past and future, Vol.1: Fundamentals and climate now. Methuen, London.
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), 1991; Grundlagen für die Beurteilung von Kühlwassereinleitungen in Gewässer. Berlin, Erich Schmidt Verlag, 109 p.
- Leadbetter, M.R., Lindgren, G. and Rootzén, H. 1983; Extremes and related properties of random sequences and processes, Springer, New York.
- Lely, C., 1890; Rivieren en rivierwerken. in: Waterbouwkunde. Henket, N.H. et al. Den Haag, Van Kleef, deel 2, afd. XI.
- Liebscher, H.J., 1983; The use of long-term river level and discharge records in the study of climatic variations in the Federal Republic of Germany. In: A. Street-Perott, e.a., Variations in the Global Water Budget. Reidel Publishing, Dordrecht, p. 173-184.
- Maas, J.F. en D.C. Roukema, 1991; Vorming en transport van ijs op rivieren. TU Delft, Fac. Civ. Tech., Waterbouwkunde.
- Made, J.W. van der, 1982; Kwantitatieve analyse van rivierafvoeren. Rijkswaterstaat, RWS-serie, nr.39.
- Made, J.W. van der, en J.G. de Ronde, 1984; Een hernieuwd onderzoek naar de maatgevende afvoer van de Rijn te Lobith. Rijkswaterstaat, Dienst Getijdewateren, nota WW-WH 84.16.
- Made, J.W. van der, 1987; Casebook of methods for computing hydrological parameters for water projects, par. 2.6.5 Joint Probability Functions, Case A_{2,6,5} The River Rhine, Netherlands. UNESCO publication.
- Mason, D. 1982; Laws of large numbers for sums of extreme values, Annals of Probability 10, 754-764.
- Meer, J.W. van der, en Waal, J.P. de, 1992; Waterbeweging op taluds - Invloed van berm, ruwheid, ondiep voorland en scheve lang- en kortkammige golfaanval. Waterloopkundig Laboratorium, verslag modelonderzoek H1256, tweede concept, Delft.
- Mendel, H.G., 1986; Estimation des probabilités de crues et d'étiages dans le bassin du Rhin (Berechnung von Hoch- und Niedrigwasserwahrscheinlichkeit im Rheingebiet). Rapport no. 1-4, CHR.
- Middelkoop, H. en M. van der Perk, 1991; Een reconstructie van de opslibbing van uiterwaarden. Rijksuniversiteit Utrecht, Instituut voor Ruimtelijk Onderzoek, rapport GEOPRO 1991.6.
- Ministerie van Openbare werken, 1985; De Belgische stuwdammen. Administration des Voies hydrauliques, Service des Barrages, Verviers.
- Mosonyi, E., 1972; Wahrscheinlichkeit der Hochwasserabflüsse im Niederrhein. Hydrologisches Gutachten Karlsruhe.
- Mosselman, E. en Struiksma, N., 1992; Effecten van kribverlaging. Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q1462.
- Nemec, J. en J.G. Schaake, 1982; Sensitivity of water resources systems to climate variations. Hydrological Sciences Journal, 27, pp. 327-343.
- Neufville, R. de, 1990; Applied systems analysis: engineering planning and technology management. McGraw-Hill, New York.
- Ogink, H.J.M., 1984; Vormweerstand van kribben. Waterloopkundig Laboratorium, rapport M2080.
- Ogink, H.J.M., 1984; Hydraulische Ruwheid van de Bovenrijn en Waal. Waterloopkundig Laboratorium, verslag R2017, Delft, september.
- Ogink, H.J.M., 1985; On the effective viscosity in 2-D depth-averaged flowmodels. 21-st IAHR Congress, Melbourne, Australia, Vol.3, p.475-479.

- Ogink, H.J.M., 1986; Schatting van de ruwheidslengte van zomerbed Bovenrijn en Waal. Waterloopkundig Laboratorium, notitie R 2017, Delft, januari.
- Ogink, H.J.M., 1986; Schatting van ruwheidslengte van zomerbed Boven-Rijn en Waal. Waterloopkundig Laboratorium, rapport R2017.
- Ogink, H.J.M., 1986; Hydraulische ruwheid van de Merweden en de Maas, Waterloopkundig Laboratorium, verslag onderzoek R2393/Q388.
- Ogink, H.J.M., 1987; Evaluatie van hoogwaterberekeningsmethoden. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota 82.5.
- Ogink, H.J.M., 1989; Hydraulic roughness of single and compound bed forms. Waterloopkundig Laboratorium, verslag Q786, Delft, november.
- Oudshoorn, H.M., 1970; Ice cover formation and associated hydro-dynamic effects in the lower part of the river Rhine. in: IAHR-Symposium, Reykjavik, 7-10 september, paper no.3.0, 19 p.
- Oudshoorn, H.M., 1982; Overzicht van een aantal vergunningseisen ingevolge de WVO te stellen aan koelwaterlozingen van elektriciteitscentrales. Rijkswaterstaat, Dir. Waterhuishouding en Waterbeweging, nota WH 82.01.
- Petersen, J.W. van.; De Waterplaag: dijkdoorbraken en overstromingen achter Rijn en IJssel, Zutphen, Walburg Pers, 1978, 160p.
- Petts, G.E., H. Möller en A.L. Roux, 1989; Historical change of large alluvial rivers: Western Europe. Wiley, New York.
- Pickands III, J. 1975; Statistical inference using extreme order statistics, *Annals of Statistics* 3, 119-131.
- Pulles, J.W.; Beleidsanalyse van de waterhuishouding van Nederland, PAWN. Rijkswaterstaat, 's-Gravenhage, 1985.
- Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat, 1861: Aanteekeningen betreffende ijsbezettingen en overstromingen langs de Nederlandsche rivieren. Bijlage no. 5 van het Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat, naar aanleiding eener beschikking van den Minister van Binnenlandsche Zaken van den 27sten maart 1861, no. 123.
- Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat, 1864: Vervolg op het Rapport der Inspecteurs van den Waterstaat van den 27sten September 1861.
- Refsgaard, A., 1987; A methodology for distinguishing between the effects of human influence and climate variability on the hydrologic cycle. The influence of climatic change and climatic variability on the hydrologic regime and water resources. *Proc. Vancouver Symposium, IAHS publ.* 168.
- Rijkswaterstaat, 1964; Verslag van de ijswinter 1962-1963. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, afdeling Studiedienst, nota 64.2.
- Rijkswaterstaat, 1968; Het extreemhoogwateronderzoek; Beschrijving detail-onderzoeken en algemeen overzicht. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, Afdeling Studiedienst, nota 67.16, maart.
- Rijkswaterstaat, 1973; De ontwikkeling van de stroombaanberekening met een rekenvoorbeeld van de huidige methode. Rijkswaterstaat, directie Bovenrivieren, Afdeling Studiedienst, nota 73.6, oktober.
- Rijkswaterstaat, 1976; Interimnota, overschrijdingskansen van uitzonderlijk hoge Bovenrijnafvoer. Rijkswaterstaat, Dir.W&W, nota WH 7608.
- Rijkswaterstaat, 1976; Overschrijdingskansen van uitzonderlijke hoge Bovenrijnafvoeren. (1e Interimnota). Nota WH 76.08.
- Rijkswaterstaat, 1976; Overschrijdingskansen van uitzonderlijk hoge Bovenrijnafvoeren (2e Interimnota). Nota WH 76.13.
- Rijkswaterstaat, 1980; Ijsafvoer Noordelijk Deltabekken. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidwest, nota 65.001.01.
- Rijkswaterstaat, 1981; Hydraulische ruwheid grasland in uiterwaarden. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota WWZO 81.21.
- Rijkswaterstaat, 1982; Ijsafvoerwegen bij gemiddelde en middelhoge Bovenrijnafvoeren. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidwest, nota 65.001.03.
- Rijkswaterstaat, 1984; MHW 16.500; resultaten hoogwateronderzoek Bovenrijn, Waal en Boven-Merwede. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota 84.12.
- Rijkswaterstaat, 1984.; Waterstandsfrekenties op de Beneden-Merwede en de Boven-Merwede. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidwest, nota 61.002.17.
- Rijkswaterstaat, 1985; Adviesaanvraag Maatgevende Hoogwaterstanden. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, HW/AL 23269, 20 juni.
- Rijkswaterstaat, 1985; Maatregelen ter verlaging MHW-standen van de Waal. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, nota LTP-85-01.
- Rijkswaterstaat, 1985.; Rivierkundig aanvaardbare maatregelen ter verlaging van de MHW-standen op de Waal. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, nota LTP-85-02.
- Rijkswaterstaat, 1986; Verantwoording van het hoogwateronderzoek op de Bovenrijn, de Waal, het Pannerdensch Kanaal, de Nederrijn, de Lek en de IJssel. Rijkswaterstaat, Dienst Binnenwateren/Riza, nota 86.35.

- Rijkswaterstaat, 1986; Hoogwaterberekeningen voor de Maas op het traject Venlo-Linne met het tweedimensionale WAQUA-model. Rijkswaterstaat, Directie Limburg, Afdeling ANW.
- Rijkswaterstaat, 1986; Hoogwaterberekeningen voor de Maas op het traject Linne-Eysden met het tweedimensionale WAQUA-model. Rijkswaterstaat, Directie Limburg, Afdeling ANW.
- Rijkswaterstaat, 1986; De maatgevende hoogwaterstanden langs de Maas van Lith tot Boxmeer. Rijkswaterstaat, Directie Limburg, Afdeling ANW.
- Rijkswaterstaat, 1986; De invloed van een rietkraag op scheepsgolven. Rijkswaterstaat, Dienst Verkeerskunde, Hoofdafdeling Scheepvaart, nota S 83.108, Dordrecht.
- Rijkswaterstaat, 1988; Beleidslijnen handhaving rivierenwet. Rijkswaterstaat, Directie Limburg, Projectgroep Beleidslijnen Rivierbeheer, augustus.
- Rijkswaterstaat, 1989; Waterkering Kampen, onderzoek MHW-verlaging Rijkswaterstaat, Directie Sluizen en Stuwen, werkgroep Kampen, nota SSWB-R-89021.
- Rijkswaterstaat, 1989; Hoogwaterberekeningen voor de Maas op het traject Venlo-Gennep met het tweedimensionale WAQUA-model, Rijkswaterstaat Directie Limburg, Afdeling ANW, nota AN38.
- Rijkswaterstaat, 1989; Samenvatting van de hoogwaterberekeningen voor de Maas met het tweedimensionale WAQUA-model. Rijkswaterstaat, Directie Limburg, Afdeling ANW.
- Rijkswaterstaat, 1990; Toekomstvisie Waal-hoofdtransportas. Rijkswaterstaat, Directie Gelderland, Projectbureau Waal, nota I, interimrapportage december.
- Rijkswaterstaat, 1991; Waal Hoofdtransportas, Internationale maatgevendheid qua vaardiepte op het traject Rotterdam-Ruhrgebied. Rijkswaterstaat, Directie Gelderland, nota GLD 91/06.
- Rijkswaterstaat, 1991; Hydraulische ruwheid van ooibossen, Vergelijking van gemeten en berekende waarden. Rijkswaterstaat, RIZA, werkdocument 91.133X.
- Rijkswaterstaat, 1992; Waalproject, "scenario aflaaddiepte". Rijkswaterstaat, Dienst Verkeerskunde, Hoofdafdeling Scheepvaart, nota SG 89.108-20/21.
- Rijkswaterstaat, 1992; Toetsingsonderzoek rivierdijkversterking, infopakket. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, 27 juli.
- Rijkswaterstaat, 1992; Jaarboek van afvoeren, waterstanden, golven en waterkwaliteit 1990. Rijkswaterstaat, Dienst Getijdewateren/RIZA, Den Haag.
- Rijkswaterstaat, 1992; Toekomstvisie Waal-hoofdtransportas. Rijkswaterstaat, Directie Gelderland, Projectbureau Waal, nota III, eindrapportage concept september.
- Rijkswaterstaat, 1992; De Maas. Verleden, heden en toekomst. Nota nr. 91.052, aangepaste versie, april.
- Rijkswaterstaat. IJverslagen van de winters 1939-1940 tot 1990-1992.
- Rijkswaterstaat.; Waterloopkundig Laboratorium, Ecologisch adviesbureau STL en Resources Analysis. Onderzoek verbetering Waalbochten, fase I. Rijkswaterstaat, Directie Gelderland en RIZA.
- Rijn, L. van, 1984; Sediment transport; Part I: Bed transport; Part II: Suspended Transport; Part II: Bed forms and alluvial roughnes; Waterloopkundig Laboratorium, publikatie 334.
- Ronde, J.G.de, 1984; Overschrijdingskansen per maand van Lobith en Hoek van Holland, Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota WW-WH 84-10.
- Rother, K.H., 1989; Hochwasserschutzkonzeption für den Oberrhein. Hochwasserschutz am Oberrhein, Vortragsveranstaltung des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK). Ministerium für Umwelt und Gesundheit, Mainz.
- Russell, G. en J.R. Miller; Global river runoff calculated from a global atmospheric general circulation model. J.Hydrol. 117(1990), p. 241-154.
- RWS: zie Rijkswaterstaat.
- Schmidt, O., 1989; Klimaveränderung - Mögliche Auswirkungen auf die Wasserwirtschaft. Wasserwirtschaft, 79, 1 pp 6-13.
- Schnell, G., 1986; Socio-economic impact of a climatic change due to a doubling of atmospheric CO₂ content. In: Current Issues in Climate Research, Eds. A. Ghazi and R. Fantechi, Reidel Publ.C., p. 270-287.
- Schotel, P.; Historisch overzicht van de hoge vloten en overstromingen tot het jaar 1868. Bijlage behorende bij het Verslag van de Staatscommissie, benoemd bij Kon. Besluit van 20 maart 1916, No.23, 1922.
- Schouten, C.J. en M.A.N. Arts-Ummels, 1982; De natuurlijke temperatuur van de Maas, Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, Afdeling Maas, nota 82.8.
- Schouten, H.P., 1951; Het ijsvrij houden van kunstwerken in kanalen. Polytechnisch tijdschrift, 35-36, pp.565-572.
- Schut, W.F.; Rivierdijkversterking. Raad van de Waterstaat, R137/85 W 10/85, 1985.
- Sellers, P.J.; A simple biosphere model (SIB) for use within general circulation models. J. Atmos.Sci., 43(1986), p. 505-531.
- Spek, T.R.van de, 1985; Hoge Maas-afvoeren te Borgharen, in samenhang met atmosferische circulatietypen. Working paper no. 2, Vrije Universiteit, Amsterdam.
- Starosolszky, O., 1983; The role of reeds in the shaping of currents. Proc. of the 20th Congress of the Intern. Ass. of Hydraulic Research, Moscow.

- Stuurgroep Rivierengebied, 1991; Nadere uitwerking Rivierengebied. Rijks Planologische Dienst en Provincie Gelderland, eindrapport.
- Swanenberg, T., H. Havinga, M.H.I. Schropp en M. Boers, 1991; Waal Hoofdtransportas, rivierkundige maatregelen. Rijkswaterstaat, RIZA en Directie Gelderland, nota nrs. RIZA 91.030, GLD 91/03.
- Sybesma, R.P., 1967; Het maatgevend hoogwateronderzoek, beschrijving detail-onderzoekingen en algemeen overzicht. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, Afdeling Studiedienst, nota 67.16.
- Tatinclaux, J.C., C.L. Lee, T.P. Wang, T. Nakato, en J.F. Kennedy, 1976; A laboratory investigation of the mechanics and hydraulics of river ice jams. University of Iowa, Iowa Inst. of Hydr. Res., Iowa City, report No.186.
- Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, 1972; Golfploop en golfoverslag. 's-Gravenhage, 184p.
- Tennekes, H. en G.P. Können, 1990; Aanhoudend warm, Klimaatvoorspellingen vanuit De Bilt. Baarn, Thieme.
- Termes, A.P.P., 1986; Dimensies van beddingvormen onder permanente stromingsomstandigheden bij hoog sedimenttransport. Waterloopkundig Laboratorium, verslag M 2130/Q232, Delft.
- Termes, A.P.P., en Boogaard A., 1991a; Voorkomen van ijs op de Nederlandse Rijntakken, Oriënterend literatuuronderzoek. Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q1064, deel I.
- Termes, A.P.P., en Boogaard, A., 1991b; Voorkomen van ijs op de Nederlandse Rijntakken, Kans op potentiëel gevaarlijke situaties. A.P.P. Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q1064, deel II.
- Teuber, W. en A.J. Veraart.; La détermination des débits du Rhin dans la région frontalière germano-hollandaise (Abflußermittlung am Rhein im deutsch-niederländischen Grenzgebiet). Rapport no. 1-5, CHR, 1986.
- Toorn, W. van; Atila op de Bulldozer. Gesprek met J. Bervaes, pp.14-23.
- Trenberth, K.E., 1990; Recent observed interdecadal climate change in the northern hemisphere. Bull. Am. Meteorol. Soc., 71, pp. 988-993.
- Tsujimoto, T. et al., 1990; Velocity profile of flow in vegetated-bed channels. Kanazawa University, Department of Civil Engineering, Kanazawa, Japan, Communications, June 1990.
- Tweede Kamer, 1988; Vierde nota over de ruimtelijke ordening. Vergaderjaar 1987-1988, 20490, nrs.1-2, 17 maart.
- Tweede Kamer, 1989; Derde nota waterhuishouding, Water voor nu en later. Tweede Kamer, vergaderjaar 1988-1989, 21250, nrs. 1-2, 31 augustus.
- Tweede Kamer, 1989; Gegrond ontgronden. Vergaderjaar 1988-1989, 21100, nrs.1-2, 13 april.
- Tweede Kamer, 1990; Natuurbeleidsplan. Tweede Kamer, vergaderjaar 1989-1990, 21149, nrs.2-3, 11 juni.
- Tweede Kamer, 1990; Vierde nota over de ruimtelijke ordening, Extra. Tweede Kamer, vergaderjaar 1990-1991, 21879, nrs.1-2, 14 november.
- Ubels, J.W., 1979; Voorlopige maatgevende hoogwaterstanden langs de Rijntakken bij MHW 16500., Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota 79.3, juli.
- Ubels, J.W., 1985; Globale berekening van de maatgevende hoogwaterstanden langs de Rijn en zijn takken. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, nota 85.5.
- Ubels, J.W., 1986; MHW 16500, verantwoording van het hoogwater onderzoek op de Boven-Rijn, de Waal, het Pannerdensch Kanaal, de Neder-Rijn, de Lek en de IJssel. Rijkswaterstaat, DBW/RIZA, Nota 86.35, Arnhem, september.
- Urk, A. van, 1979; Overschrijdingskansen van aaneengesloten overtreffingsduren van hoge Bovenrijnafvoeren. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, nota WH 78.14.
- Urk, A. van, 1981; Hydraulische ruwheid grasland in uiterwaarden. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, Nota WWZO 81.21, Arnhem, oktober 1981.
- Urk, A. van, 1983; Weerstand begroeiingen in uiterwaarden. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, Nota WWZO 83.11, Arnhem, juli.
- Urk, A. van, 1983; Hydraulische weerstand zomerbed Bovenrijn, Waal en Bovenmerwede. Rijkswaterstaat, Dir. Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, Nota 83.18, Arnhem, oktober.
- USACE, 1990; HEC-2, Water Surface Profiles User's Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Davis, CA.
- US Department of Agriculture, 1975; A guide for the design and layout of vegetative wave protection for earth dam embankments. US Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Release No 56, National Engineering Publications, Littleton, Colorado.
- Uzuner, M.S., 1977; Stability analysis of floating and submerged ice floes, American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 103, No. 7, pp. 713-722.
- Veen, J. van; Verminderende der IJsp perioden op de Nederlandse rivieren sinds 1879, Invloed zonnevlekken op ijsvorming. De Ingenieur, Algemeen gedeelte 54 (1939) 18, p.A177-A179.
- Ven, G.P. van der, 1976; Aan de wieg van Rijkswaterstaat, Wordingsgeschiedenis van het Pannerdensch Kanaal. Gelderse Historische Reeks, Walburg Pers, Zutphen, 1976.
- Veraart, A.J., 1984; Mogelijke overstromingen in Duitsland en de gevolgen daarvan voor de maatgevende afvoer van de Rijn. RWS, nota 84.22.

- Vrijling, J.K., 1988; De waakhogte bij dijken die niet door golfaanval worden belast. Rijkswaterstaat, notitie WBJKV-88007, TAW-overdruk 88-17.
- Walling, D.E., T.A. Quine en Q. He., 1992; Investigating contemporary rates of floodplain sedimentation. In: Lowland floodplain rivers, Eds. P.A. Carling en G.E. Petts, Wiley, pp.165-184.
- Walser, E., 1959; Le bassin du Rhin à l'amont de Bâle et l'influence des lacs sur le régime du fleuve. La Houille Blanche, 2, pp. 115-124.
- Wateren-de Hoog, van de, en B. & H. Middelkoop, 1992; Flooding of the river Rhine and atmospheric circulation patterns. GEOPRO-rapport 92-02. Univ. Utrecht, Netherlands.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1976; Invloed van ijsvorming op de frequentie van waterstanden langs de Rijn en zijn takken in Nederland. Waterloopkundig Laboratorium, vooronderzoek R1104.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1991; WENDY Manual, version 3.00, January.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1991; Onderzoek verbetering Waalbochten, Analyse van de effecten op natuurwaarden. Rijkswaterstaat Directie Gelderland en DBW/RIZA, Stichting voor Toegepaste Landschapsecologie, Waterloopkundig Laboratorium, rapport Q955.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1992; Oevers begroeid met riet en mattenbies - Wisselwerking belastingen en vegetatie. Waterloopkundig Laboratorium, concept interim verslag Q632, Delft.
- Waterloopkundig Laboratorium, 1992; Waal Hoofdtransportas, effecten op natuurwaarden en overige belangen. Rijkswaterstaat Directie Gelderland en DBW/RIZA, Stichting voor Toegepaste Landschapsecologie, Resource Analysis en Waterloopkundig Laboratorium, rapport T975, concept september.
- Wemelsfelder, P.J., 1940; De invloed van ijs op de waterstanden der grote rivieren. De Ingenieur, Algemeen gedeelte 7.
- Wemelsfelder, P.J., 1948; Gegevens ijsbezetting in Nederland. Prae-adviezen 14e Binnenscheepvaartcongres, pp. 93-140.
- Wemelsfelder, P.J., 1956; Een onderzoek naar de warmtebalans in een rivier gedurende vorst. De Ingenieur, Bouw- en Waterbouwkunde 4, 8, pp. B29-B36.
- Wemelsfelder, P.J., 1968; Wordt warmtelozing door centrales in de toekomst een probleem? De Ingenieur, Bouw- en Waterbouwkunde 15, 51, pp. B179-B198.
- Wereld Natuur Fonds, 1992.; Levende rivieren. Stroming B.V., Hydrobiologisch Adviesburo Klink B.V., Waterloopkundig Laboratorium, Landmeetkundig buro Meet, studie in opdracht van het Wereld Natuur Fonds, november.
- Wesseling, J.W., 1989; Waterkering Kampen, Waterloopkundig Laboratorium, verslag verkennend onderzoek.
- Wessels, H.R.A., 1973; Verandering van de Rijntemperatuur, een meteorologische analyse. In: De Ingenieur, 58, pp. 88-90.
- Wessels, H.R.A., 1984; De temperatuur van de Rijn, 1911-1984. H₂O 17, 18, pp. 396-399.
- Wigley, T.M.L. en P.D. Jones, 1885; Influences of precipitation changes and direct CO₂ effects on streamflow. Nature, 314, pp. 149-152.
- Wijbenga, J.H.A., 1981; Evaluatie van methoden voor hoogwaterberekeningen. Waterloopkundig Laboratorium, nota R1520, april.
- Wijbenga, J.H.A., 1981; Evaluatie van methoden voor hoogwaterberekeningen; Berekeningen met WAQUA voor de IJssel tussen Doesburg en Dieren (kmr 903 – kmr 911.35). Waterloopkundig Laboratorium, verslag R1520, juli.
- Wijbenga, J.H.A., 1981; Evaluatie van methoden voor hoogwaterberekeningen; Berekeningen met WAQUA voor de IJssel tussen kmr.899.3–kmr. 911.35. Waterloopkundig Laboratorium, nota R1520-2, november.
- Wijbenga, J.H.A., 1985; Assistentie hoogwaterberekeningen, nauwkeurigheidaspecten bij het gebruik van orthogonale kromlijnnige roosternetten bij WAQUA schematisaties. Waterloopkundig Laboratorium, nota S584-IV/R1751, september.
- Wijbenga, J.H.A., 1985; Assistentie hoogwaterberekeningen; schatting van de restfouten in de termen van de bewegingsvergelijkingen in WAQUA kromlijnnig. Waterloopkundig Laboratorium, nota S584-V/R1751, september.
- Wijbenga, J.H.A., 1985; Determination of flow patterns in rivers with curvilinear coordinates. Waterloopkundig Laboratorium, Publication No. 352, oktober.
- Wijbenga, J.H.A., 1986; Assistentie hoogwaterberekeningen; schatting van de golfdemping bij maargevend hoogwater op de Nederlandse Rijntakken. Waterloopkundig Laboratorium, nota S584-VI/R1751, januari.
- Wijbenga, J.H.A., 1990; Weergave van extra energieverlies in RIVCUR. Waterloopkundig Laboratorium, verslag onderzoek Q910, november.
- Wijbenga, J.H.A., 1991; Analyse prototype-metingen (niet-) permanente ruwheid. Waterloopkundig Laboratorium, verslag Q 1302, Delft, mei.
- Wijbenga, J.H.A., 1992; RIVCUR-modellering Rijntakken. Waterloopkundig Laboratorium, Verslag Q1196, juli.
- Wijngaarden, H.; Ijsbezwaar op de bovenrivieren. Rijkswaterstaat, Directie Bovenrivieren, Afdeling Studiedienst, nota 60.2., 1960.

WL; zie Waterloopkundig Laboratorium.

Wolf, P.P. de 1991; On the estimation of the index of variation. Doctoraal werkstuk Technische Universiteit Delft (StudRep. 91.116 K.S.E.P.L. Rijswijk).

Zeekant, J., 1983; Enkele hydraulische en morfologische parameters van de Nederlandse Rijntakken, Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishoudingen Waterbeweging, District Zuidoost, TOW A35, nota 83.12., 1983.

Zijlmans, C.J.A., 1980; Ijsbezetting/Ijsbestrijding op de grote rivieren in Nederland, Rijkswaterstaat, Directie Benedenrivieren, Afdeling AXB, literatuurstudie.

Appendix A

Afvoertoppen bij Lobith

Inhoud Appendix A

Samenvatting

1	Introductie	A — 1
2	Resultaten voor de DEH schatters	A — 2
3	Resultaten voor de maximum likelihood schatters	A — 8
4	Conclusies	A — 10
5	Grafische toelichtingen	A — 12

Figuren

Samenvatting

Afvoertoppen bij Lobith over 91 jaren worden statistisch geanalyseerd met behulp van recent ontwikkelde methoden in de theorie van extreme waarden. Tevens worden betrouwbaarheids-grenzen voor de geschatte hoge kwantielen geconstrueerd en schattingen gegeven van het 'eindpunt' van de verdeling.

1 Introductie

In onze analyse van de toppen bij Lobith maken we gebruik van artikelen van (ongeveer) de laatste tien jaar, die betrekking hebben op het schatten van de zogenaamde 'extreme waarden index'. Goede overzichten van recente ontwikkelingen op dit punt zijn te vinden in het proefschrift 'On extreme value estimation' van dr. A.L.M. Dekkers, die in 1991 promoveerde bij professor L. de Haan, en het doctoraal werkstuk van ir. P.P. de Wolf aan de TU Delft, 'On the estimation of the index of variation'.

Tevens maken we in onze analyses gebruik van de voortgeschreden methodologie met betrekking tot het construeren van betrouwbaarheidsintervallen. Voorheen waren deze veelal gebaseerd op (asymptotische) normale benaderingen, waardoor de scheefheid van de verdelingen van de schatters niet in aanmerking wordt genomen. In een poging om nauwkeuriger betrouwbaarheidsgrenzen te construeren, die de scheefheid van de verdelingen van de schatters beter representeren, hebben we programmatuur ontwikkeld om zogenaamde 'bootstrap betrouwbaarheidsgrenzen' te construeren.

In sectie 2 presenteren we de resultaten, die verkregen zijn met een schatter van de extreme waarden index, voorgesteld door Dekkers, Einmahl en De Haan (1989); de hierop gebaseerde schatters zullen worden aangeduid met 'DEH schatters', hoewel het misschien juister zou zijn om van de DEH-Pickands schatters te spreken, omdat een tweede (schaal-)parameter geschat wordt volgens een methode die werd voorgesteld door Pickands (1975) (zie (4), hieronder). We hebben ook het gedrag van 'maximum likelihood' schatters bestudeerd; de resultaten hiervan zijn te vinden in sectie 3.

2 Resultaten voor de DEH schatters

De resultaten zijn gebaseerd op een benadering met de zogenaamde 'gegeneraliseerde Pareto verdeling'. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de kans dat, voor hoge drempelwaarden t , een afvoer de waarde $t+u$ overschrijdt, gegeven dat de afvoer groter is dan t , benaderd kan worden door

$$(1 + \gamma u/\sigma)^{-1/\gamma},$$

als $\gamma \neq 0$ en door

$$\exp(-u/\sigma),$$

(d.w.z. een exponentiële verdeling), als $\gamma = 0$; γ is hier de zg. extreme waarden index. De parameter σ speelt de rol van een schaalparameter. Bij n waarneming is de DEH schatter van γ :

$$\hat{\gamma} = M_{n,k}^{(1)} + 1 - \frac{1}{2} \left\{ 1 - (M_{n,k}^{(1)})^2 / M_{n,k}^{(2)} \right\}^{-1} \quad (1)$$

waarbij

$$M_{n,k}^{(1)} = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} \log X_{(n-i)} - \log X_{(n-k)} \quad (2)$$

en

$$M_{n,k}^{(2)} = \frac{1}{k} \sum_{i=0}^{k-1} \{ \log X_{(n-i)} - \log X_{(n-k)} \}^2 \quad (3)$$

en waarbij $X_{(i)}$, $i = n-k, \dots, n$, de $k+1$ grootste waarnemingen zijn, geordend naar grootte (met $X_{(n)}$ als grootste waarneming). In ons geval hebben we (niet geheel in overeenstemming met de manier waarop Dekkers et al (1989) dit behandelen), het getal k laten bepalen door het aantal waarnemingen boven de drempelwaarde. Op deze manier werd een betere vergelijkbaarheid met de maximum likelihood schatters tot stand gebracht, die ook op deze waarnemingen werden gebaseerd. Als schatting van σ werd genomen:

$$\hat{\sigma} = (X_{(n-k/2)} - X_{(n-k)}) \hat{\gamma} / (2^{\hat{\gamma}} - 1) \quad (4)$$

en als schatting van het kwantiel $p_{1-\alpha}$ (met $\alpha = 1/500, 1/1250, 1/2000, 1/3000$)

$$\hat{p}_{1-\alpha} = \text{drempelwaarde} + \frac{\hat{\sigma}}{\hat{\gamma}} \left\{ \left(\frac{k+1}{91 \cdot \alpha} \right)^{\hat{\gamma}} - 1 \right\} \quad (5)$$

De schatter van σ werd voorgesteld in Pickands (1975).

Naast de schattingen, gegeven door (5) hebben we ook de (niet-parametrische) schattingen, gedefinieerd door 3) op blz. 100 van Dekkers (1991) bekeken. Deze schatting leidt (voor $\hat{\gamma} < 0$) tot een schatting van σ , gedefinieerd door

$$\hat{\sigma} = \begin{cases} X_{(n-k)} M_{n,k}^{(1)} (1 - \hat{\gamma}) & , \text{ als } \hat{\gamma} < 0 \\ X_{(n-k)} M_{n,k}^{(1)} & , \text{ als } \hat{\gamma} \geq 0 \end{cases} \quad (6)$$

Deze schatting van σ gaf een zeer slechte aanpassing van de gegeneraliseerde Pareto verdeling bij de hier gegeven dataverzameling en wordt daarom in het volgende niet meer gebruikt.

We hebben ons in de volgende analyse op de volledige verzameling toppen vanaf 1901 gebaseerd. In de gevallen waarin toppen binnen veertien dagen na de vorige top kwamen, is alleen het maximum van de twee toppen in de analyse meegenomen. Door de laatstgenoemde procedure resteert een aantal van 211 topafvoeren. Verder zijn de topafvoeren die lager dan 5000 m³/s waren weggelaten, omdat het meenemen van lagere afvoeren de schattingen van de extreme waarden index niet verbetert (in feite zou door het meenemen van deze afvoeren alleen onzuiverheid in de schattingen worden geïntroduceerd). We komen op deze manier tot een verzameling van 155 toppen, die als een appendix aan dit rapport zijn toegevoegd. Hierbij staan kennelijk het jaarmaximum van 1926 ter discussie; we hebben apart geanalyseerd wat de effecten zijn van de twee opgegeven waarden 12280 en 13000 m³/s. Voor deze toppen boven 5000 m³/s is nog eens apart bekeken hoe de schattingen uitvallen als we alleen de toppen boven 6000 m³/s, respectievelijk 7000 m³/s, meenemen. Voor de (44) toppen boven 7000 m³/s nemen we de maximum likelihood scatter van σ , omdat de Pickands schatter van σ hier duidelijk te klein leek te zijn.

We hebben schattingen en betrouwbaarheidsgrenzen geconstrueerd voor afvoeren die respectievelijk eens per 200 jaar, eens per 500 jaar, eens per 1250 jaar, eens per 2000 jaar en eens per 3000 jaar overschreden zou kunnen worden; we duiden deze afvoeren respectievelijk aan met p_{200} , p_{500} , p_{1250} en p_{3000} (de notatie (5) volgend, zouden we eigenlijk moeten schrijven: $p_{1-1/200}$, enz., maar we prefereren de wat kortere notatie p_{200} , enz.).

Eerst bekijken we de resultaten voor het geval dat het jaarmaximum in 1926 gelijk is aan 12280 m³/s. Voor de DEH schatters kregen we als schattingen van de kwantielen voor de verzameling toppen boven 5000 m³/s

$$\hat{p}_{200} = 12600 \quad \hat{p}_{500} = 13500 \quad \hat{p}_{1250} = 14350 \quad \hat{p}_{2000} = 14800 \quad \text{en} \quad \hat{p}_{3000} = 15150,$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant respectievelijk:

$$14800 \quad 16100 \quad 17900 \quad 18800 \quad \text{en} \quad 19650.$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant respectievelijk:

$$15500 \quad 17100 \quad 19000 \quad 20200 \quad \text{en} \quad 21100.$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = -0.074, \quad \hat{\sigma} = 1600.$$

Omdat de schatting van de extreme waarden index negatief is, heeft de hiermee corresponderende extreme waarden verdeling een eindige bovengrens; we schatten deze met de schatter, gedefinieerd door (13) op p. 118 van Dekkers (1991) (zie ook Dekkers, Einmahl en de Haan (1989)):

$$\text{schatting van bovengrens} = \left\{ 1 - \frac{1 - \hat{\gamma}}{\hat{\gamma}} M_{n,k(n)}^{(1)} \right\} X_{(n-k)}, \quad (7)$$

waarbij $\hat{\gamma}$, $M_{n,k(n)}$ en $X_{(n-k)}$ gedefinieerd zijn als in (1). Voor $X_{(n-k)}$ nemen we in dit geval de kleinste waarneming boven 5000 m³/s. We krijgen dan:

$$\text{schatting van bovengrens} \approx 22800$$

Merk op dat de betrouwbaarheidsgrenzen groter zouden kunnen worden dan de geschatte bovengrens; voor extreme waarden indices ≥ 0 (zoals bij de exponentiële verdeling!), krijgen we een oneindige bovengrens; deze extreme waarden indices vallen zowel binnen de 95% als binnen de 90% betrouwbaarheidsgrenzen voor deze parameters.

Voor de (82) toppen boven de 6000 m³/s krijgen we als kwantielschattingen:

$$\hat{p}_{200} = 12850 \quad \hat{p}_{500} = 13850 \quad \hat{p}_{1250} = 14800 \quad \hat{p}_{2000} = 15300 \quad \text{en} \quad \hat{p}_{3000} = 15700,$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$14400 \quad 16200 \quad 18000 \quad 19100 \quad 20100.$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$15000 \quad 17000 \quad 19300 \quad 20600 \quad 21800.$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = -0,056, \quad \hat{\sigma} = 1520.$$

De door (7) gedefinieerde schatter van de bovengrens geeft nu:

$$\text{schatting van bovengrens} \approx 28600.$$

Boven 7000 m³/s resteren 44 toppen. Dit aantal is in feite te klein voor het geven van betrouwbare schattingen. In dit geval gaf de DEH een zeer slechte aanpassing met de waargenomen verdeling; daarom hebben we voor $\hat{\sigma}$ de maximum likelihood schatting genomen, waardoor de aanpassing aanzienlijk verbeterd werd; zie Figuren A.5 en A.6.

Als kwantielschattingen krijgen we:

$$\hat{p}_{200} = 13500 \quad \hat{p}_{500} = 14800 \quad \hat{p}_{1250} = 16050 \quad \hat{p}_{2000} = 16700 \quad \hat{p}_{3000} = 17300,$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$15700 \quad 17950 \quad 20500 \quad 21900 \quad 23450$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$16500 \quad 19100 \quad 22000 \quad 23650 \quad 25600$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = -0,0055 \quad \hat{\sigma} = 1440.$$

De schatting van de bovengrens is:

$$\text{Schatting van bovengrens} \approx 212100.$$

Omdat in dit geval $\hat{\gamma}$ zo dicht bij 0 ligt, is de schatting van de bovengrens zo bijzonder groot; in feite gedraagt de gegeneraliseerde Pareto verdeling zich dan bijna als een exponentiële verdeling (waarbij de bovengrens ∞ zou zijn).

We vatten de resultaten samen in een tabel.

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{p}_{200}$	$\hat{p}_{500}$	$\hat{p}_{1250}$	$\hat{p}_{2000}$	$\hat{p}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,074	1600	12600	13500	14350	14800	15150
6000 m ³ /s	82	-0,056	1516	13850	13850	14800	15300	15700
7000 m ³ /s	44	-0,0055	1440	13500	14800	16050	16700	17300

Tabel A.1 DEH schatters van γ , σ en de kwantielen, in het geval dat 12280 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen

Bij 13000 m³/s als het jaarmaximum over 1926 krijgen we als kwantielschattingen, gebaseerd op de toppen boven 5000 m³/s:

$$\hat{p}_{200} = 12750 \quad \hat{p}_{500} = 13700 \quad \hat{p}_{1250} = 14650 \quad \hat{p}_{2000} = 15100 \quad \hat{p}_{3000} = 15450$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$14900 \quad 16400 \quad 18550 \quad 19600 \quad 20400$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$15600 \quad 17500 \quad 19600 \quad 20800 \quad 21900$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = -0,065, \quad \hat{\sigma} = 1600.$$

De door (7) gedefinieerde schatter van de bovengrens geeft nu:

$$\text{schatting van bovengrens} \approx 25100$$

Het veranderen van het jaarmaximum van 1926 heeft dus een grote invloed op deze laatste schatting. *We moeten o.i. niet te veel waarde hechten aan de schattingen van de absolute bovengrens; de belangrijkste statistische grootheden zijn de puntschattingen van de kwantielen en de betrouwbaarheidsgrenzen!*

Voor de (82) toppen boven 6000 m³/s krijgen we als kwantielschattingen:

$$\hat{p}_{200} = 13100 \quad \hat{p}_{500} = 14200 \quad \hat{p}_{1250} = 15250 \quad \hat{p}_{2000} = 15800 \quad \hat{p}_{3000} = 16250$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$14800 \quad 16750 \quad 18800 \quad 20000 \quad 21050$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$15600 \quad 17850 \quad 20350 \quad 21800 \quad 23200.$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = -0,039, \quad \hat{\sigma} = 1500$$

De door (7) gedefinieerde schatter van de bovengrens geeft nu:

$$\text{schatting van bovengrens} \approx 37950$$

Voor de (44) toppen boven 7000 m³/s krijgen we als kwantielschattingen:

$$\hat{p}_{200} = 13600 \quad \hat{p}_{500} = 15000 \quad \hat{p}_{1250} = 16450 \quad \hat{p}_{2000} = 17200 \quad \hat{p}_{3000} = 17850$$

met als 90% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$15750 \quad 18250 \quad 21150 \quad 22900 \quad 24550$$

en met als 95% betrouwbaarheidsgrenzen aan de bovenkant:

$$16750 \quad 19650 \quad 22950 \quad 24950 \quad 26850.$$

Als schattingen van de parameters γ en σ krijgen we:

$$\hat{\gamma} = 0,022, \quad \hat{\sigma} = 1350.$$

In dit geval is er geen eindige bovengrens, omdat de schatting van de extreme waarden index positief is. We vatten de resultaten weer samen in Tabel A.2.

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{p}_{200}$	$\hat{p}_{500}$	$\hat{p}_{1250}$	$\hat{p}_{2000}$	$\hat{p}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,065	1600	12750	13700	14650	15100	15450
6000 m ³ /s	82	-0,039	1500	13100	14200	15250	15800	16250
7000 m ³ /s	44	0,022	1370	13600	15000	16450	17200	17850

Tabel A.2 DEH schatters van γ , σ en de kwantielen, in het geval dat 13000 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen

3 Resultaten voor de maximum likelihood schatters

We geven de maximum likelihood schattingen in tabelvorm. We krijgen:

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,107	1680	12300	13050	13750	14100	14400
6000 m ³ /s	82	-0,131	1650	12200	12900	13500	13850	14100
7000 m ³ /s	44	-0,101	1440	12300	13100	13800	14100	14400

Tabel A.3 Maximum likelihood schatters van γ , σ en de kwantielen, in het geval dat 12280 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen.

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,086	1650	12550	13450	14250	14650	15000
6000 m ³ /s	82	-0,093	1600	12550	13400	14200	14600	14900
7000 m ³ /s	44	-0,038	1400	12750	13800	14800	15300	15700

Tabel A.4 Maximum likelihood schatters van γ , σ en de kwantielen, in het geval dat 13000 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen.

De schattingen van de kwantielen zijn opmerkelijk stabiel in vergelijking met de DEH schatters, zeker wanneer 12280 m³/s als maximum wordt genomen voor het jaar 1926. Teneinde een correctie voor de onzuiverheid te berekenen werden 6 simulatie experimenten (in feite 'parametrische bootstrap experimenten') uitgevoerd, waarbij 1000 steekproeven uit de gegeneraliseerde Pareto met de (via maximum likelihood) geschatte parameters werden gegenereerd, en waarbij voor elke steekproef de maximum likelihood schattingen van de kwantielen en de parameters γ en σ werden berekend. De onzuiverheid werd nu geschat door het gemiddelde van de waarden van de kwantielen, respectievelijk de parameters γ en σ in deze gesimuleerde steekproeven te vergelijken met de parameterschattingen van de oorspronkelijke steekproef. We krijgen op deze manier de volgende tabellen voor de op onzuiverheid gecorrigeerde maximum likelihood schattingen.

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,088	1645	12400	13200	13950	14300	14550
6000 m ³ /s	82	-0,089	1550	12400	13200	13850	14150	14400
7000 m ³ /s	44	-0,029	1330	12500	13350	14100	14400	14650

Tabel A.5 Maximum likelihood schatters, gecorrigeerd voor onzuiverheid, van γ , σ en de kwantielen, in het geval dat 12280 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen.

toppen boven ...	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
5000 m ³ /s	155	-0,063	1610	12700	13650	14450	14850	15150
6000 m ³ /s	82	-0,058	1545	12800	13700	14500	14900	15200
7000 m ³ /s	44	0,034	1270	13000	14050	15050	15500	15850

Tabel A.6 Maximum likelihood schatters, gecorrigeerd voor onzuiverheid, van γ, σ en de kwantielen, in het geval dat 13000 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen

Aan deze laatste twee tabellen valt op te merken dat de schattingen bij verandering van de drempelwaarde zich opnieuw stabiel gedragen dan de DEH schatters, zeker wanneer 12280 m³/s als maximum wordt genomen voor het jaar 1926. Verder is in deze tabellen opvallend dat, als we in een rij van links naar rechts gaan, de maximum likelihood schattingen van de kwantielen minder steil oplopen dan de DEH schattingen; vergelijk bijvoorbeeld de maximum likelihood schattingen van p_{200} en p_{3000} met de corresponderende DEH schattingen. Tenslotte valt op te merken dat de maximum likelihood schattingen van γ , gegeven de laatste rij van Tabel A.6, ten gevolge van de correctie voor onzuiverheid positief is geworden (net als de DEH schatting van γ in de laatste regel van Tabel A.2).

4 Conclusies

Afvoertoppen bij Lobith sinds 1901 werden geanalyseerd met behulp van recent ontwikkelde methoden in de theorie van extreme waarden. Hierbij gaven de schattingen, verkregen met de 'DEH-schatters' en de maximum likelihood schatters een enigszins ander beeld. Na een correctie van de maximum likelihood schatters voor onzuiverheid is er echter een grotere overeenstemming, zoals kan worden nagegaan door Tabellen A.1 en A.2 te vergelijken met Tabellen A.5 en A.6. De hier gegeven correctie voor onzuiverheid zou mogelijk nog iets verbeterd kunnen worden, maar om dit uit te werken zou meer tijd nodig zijn.

Een belangrijk pluspunt van de maximum likelihood methode is het feit dat de hiermee verkregen schattingen van de kwantielen minder gevoelig zijn voor het veranderen van de drempelwaarde; anderzijds lijkt de gevoeligheid van de maximum likelihood schatters voor het maximum in 1926 ($12280 \text{ m}^3/\text{s}$ of $13000 \text{ m}^3/\text{s}$) groter te zijn.

We geven hier tenslotte nog eens apart de tabellen van de resultaten van de maximum likelihood schattingen en de DEH schattingen op grond van de toppen boven $5000 \text{ m}^3/\text{s}$.

maximum in 1926	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
12280 m^3/s	155	-0,088	1645	12400	13200	13950	14300	14550
13000 m^3/s	155	-0,063	1610	12700	13650	14450	14850	15150

Tabel A.7 Maximum likelihood schatters, gecorrigeerd voor onzuiverheid, van γ, σ en de kwantielen, voor de toppen boven $5000 \text{ m}^3/\text{s}$

maximum in 1926	aantal	$\hat{\gamma}$	$\hat{\sigma}$	$\hat{P}_{200}$	$\hat{P}_{500}$	$\hat{P}_{1250}$	$\hat{P}_{2000}$	$\hat{P}_{3000}$
12280 m^3/s	155	-0,074	1600	12600	13500	14350	14800	15150
13000 m^3/s	155	-0,065	1600	12750	13700	14650	15100	15450

Tabel A.8 DEH schatters van γ, σ en de kwantielen, voor de toppen boven $5000 \text{ m}^3/\text{s}$

Gelet op het stabiele gedrag van de maximum likelihood schatters bij het verhogen van de drempelwaarden lijkt het ons verstandig verdere conclusies op de maximum likelihood schatters te baseren. De schattingen zijn gebaseerd op 155 waarnemingen. De reductie van het aantal waarnemingen, als de drempel op $6000 \text{ m}^3/\text{s}$, respectievelijk $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt gesteld is zodanig dat de variantie van de schatters zeer toeneemt (iets waarvan vooral de DEH schatters last hebben). Het veranderen van het jaarmaximum in 1926 geeft in de laatste twee tabellen een verschuiving tussen de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ en $600 \text{ m}^3/\text{s}$; het is overigens niet verwonderlijk dat dit maximum zo'n grote invloed heeft op de schattingen, omdat deze waarde het dichtst ligt bij het gebied waarnaar we moeten extrapoleren.

De met de DEH schattingen corresponderende betrouwbaarheidsbovengrenzen worden gegeven in de volgende tabel.

maximum in 1926	aan- tal	%	voor $\hat{p}_{200}$	voor $\hat{p}_{200}$	voor $\hat{p}_{500}$	voor $\hat{p}_{1250}$	voor $\hat{p}_{2000}$
12280 m ³ /s	155	90%	14800	16100	17900	18800	19650
13000 m ³ /s	155	90%	14900	16400	18550	19600	20400
12280 m ³ /s	155	90%	15500	17100	19000	20200	21100
13000 m ³ /s	155	90%	15600	17500	19600	20800	21900

Tabel A.9 Betrouwbaarheidsbovengrenzen voor de DEH schatters van de kwantielen

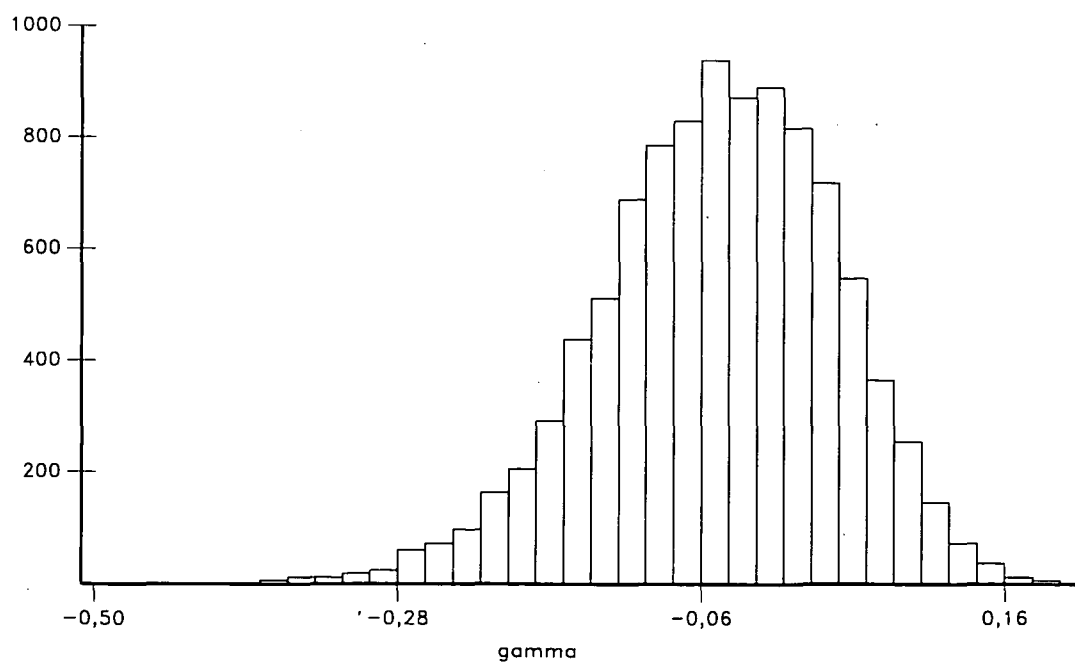
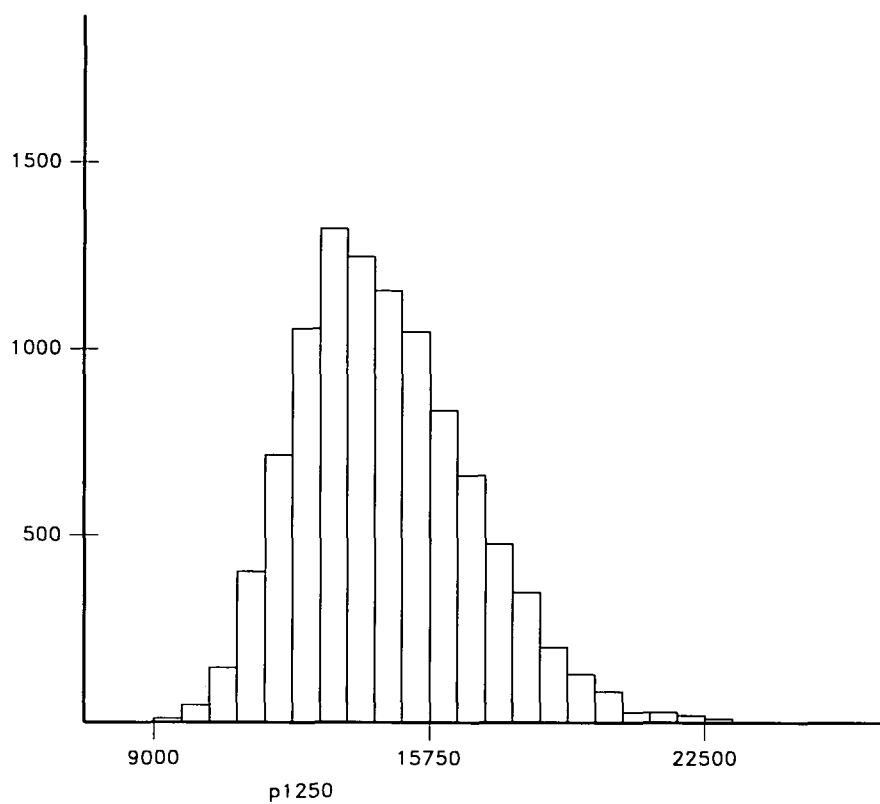
Deze betrouwbaarheidsbovengrenzen werden door simulatie-experimenten bepaald.

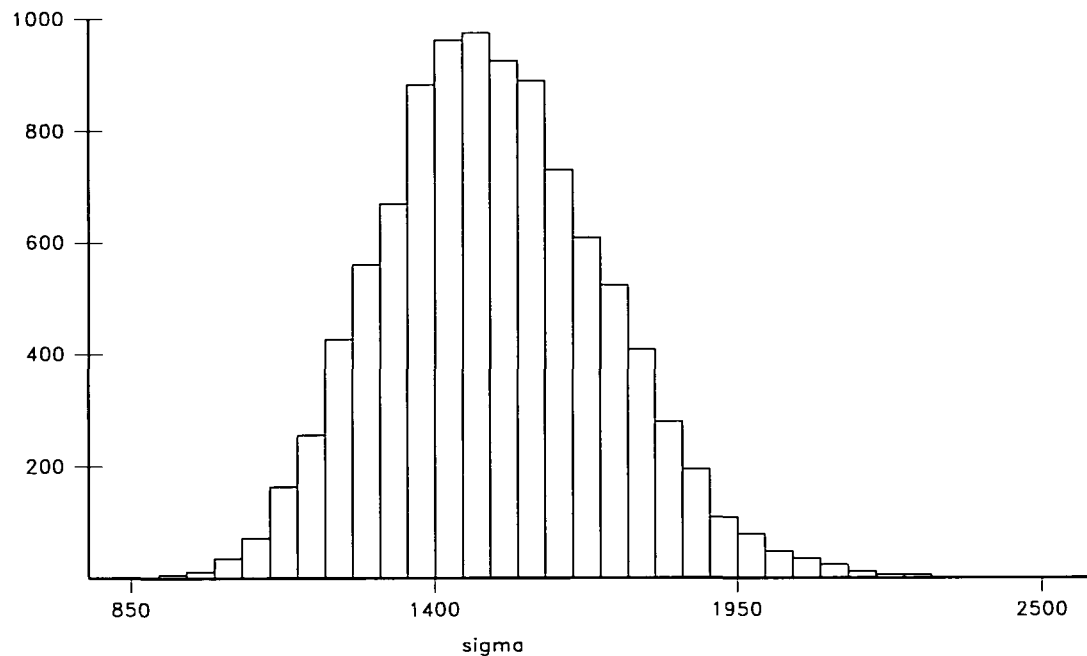
5 Grafische toelichtingen

Als voorbeeld van de simulaties laten we hieronder het histogram zien van 10.000 schattingen van het kwantiel p_{1250} in het geval dat 13000 m³/s als jaarmaximum van 1926 wordt genomen. Op de horizontale as zijn de afvoeren aangegeven en op de verticale as het aantal keren dat bepaalde afvoeren voorkomen. Dit histogram werd als volgt verkregen: eerst werd een geheel getal k genegeerd uit een Binomiale verdeling met parameters 211 en 155/211. Vervolgens werden k getallen gegenereerd uit een gegeneraliseerde Pareto verdeling met parameters $\gamma = -0,0065$ en $\sigma = 1600$ (de parameterschattingen voor het geval dat de top in 1926 gelijk is aan 13000 m³/s). Op grond van deze k gegenereerde getallen werden de DEH-schatters bepaald en met behulp hiervan een schatting van het kwantiel p_{1250} . Dit werd 10.000 keer gedaan en het resultaat is aangegeven in het histogram. Zeer duidelijk zichtbaar is de scheefheid van het histogram naar rechts (corresponderend met de echte scheefheid van de verdeling van de kwantielschattingen). Tevens worden de histogrammen voor de parameterschattingen van γ en σ getoond; bij het histogram voor $\hat{\gamma}$ is een scheefheid naar de andere kant te constateren.

In Figuur A.4 wordt een plaatje gegeven van de empirische verdelingsfunctie van de 155 waarden boven 5000 m³/s in het geval 13000 m³/s als maximum wordt genomen (dat wil zeggen de oorspronkelijke waarden *verminderd* met 5000 m³/s) en de op grond hiervan geschatte gegeneraliseerde Pareto verdeling, waarbij voor het schatten van γ en σ de DEH-schatters zijn gebruikt.

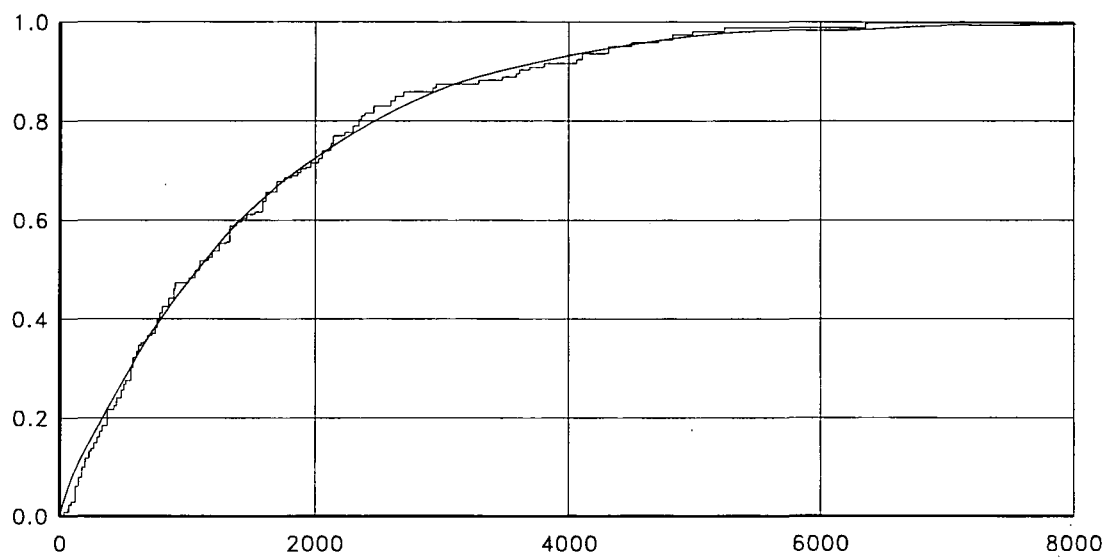
Tenslotte tonen we in Figuren A.5 en A.6 de aanpassing van de gegeneraliseerde Pareto verdeling met de empirische verdelingsfunctie van de waarden boven 7000 m³/s (verminderd met 7000 m³/s), waarbij als schatting van σ resp. de schatting, gedefinieerd door (4) op blz. 2 (de schatting, voorgesteld door Pickands), en de maximum likelihood schatting wordt genomen. Het is duidelijk dat de aanpassing met de maximum likelihood schatting veel beter is. Deze figuren suggereren overigens dat de afvoeren zich vanaf (ongeveer) 8000 m³/s enigszins anders gaan gedragen dan de lagere afvoeren. Mogelijk is dit niets anders dan 'ruis', maar het lijkt toch een interessant punt voor nader onderzoek.

Histogrammen voor schattingen van p_{1250} en γ , gebaseerd op 10.000 gesimuleerde steekproeven



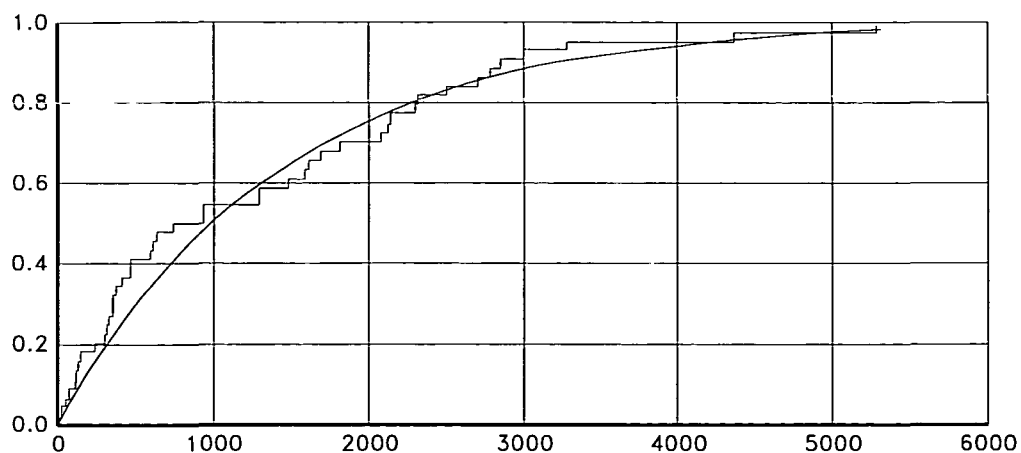
Histogram voor schattingen van σ , gebaseerd op 10.000 gesimuleerde steekproeven

Gebruikte waarden boven 5000 (getallen in m ³ /s)												
5008	5035	5080	5080	5095	5140	5140	5150	5150	5150	5162	5170	5185
5200	5204	5206	5215	5215	5230	5243	5260	5281	5295	5295	5295	5305
5320	5329	5345	5354	5360	5375	5381	5383	5429	5458	5460	5460	5487
5490	5490	5520	5550	5565	5580	5580	5590	5595	5595	5601	5606	5616
5625	5640	5655	5697	5715	5745	5755	5771	5774	5790	5805	5805	5820
5820	5865	5869	5895	5904	5910	5910	5925	6044	6055	6063	6090	6093
6120	6120	6190	6194	6210	6230	6275	6279	6325	6341	6365	6365	6385
6398	6420	6452	6490	6550	6592	6597	6605	6620	6623	6626	6699	6712
6715	6775	6835	6875	6905	6955	6980	7028	7034	7075	7090	7120	7128
7143	7165	7255	7318	7328	7334	7360	7365	7385	7422	7475	7475	7605
7610	7642	7750	7931	7940	8295	8295	8475	8585	8610	8697	8811	9075
9120	9140	9300	9323	9510	9707	9785	9850	10000	10274	11365		
13000												
of												
12280												



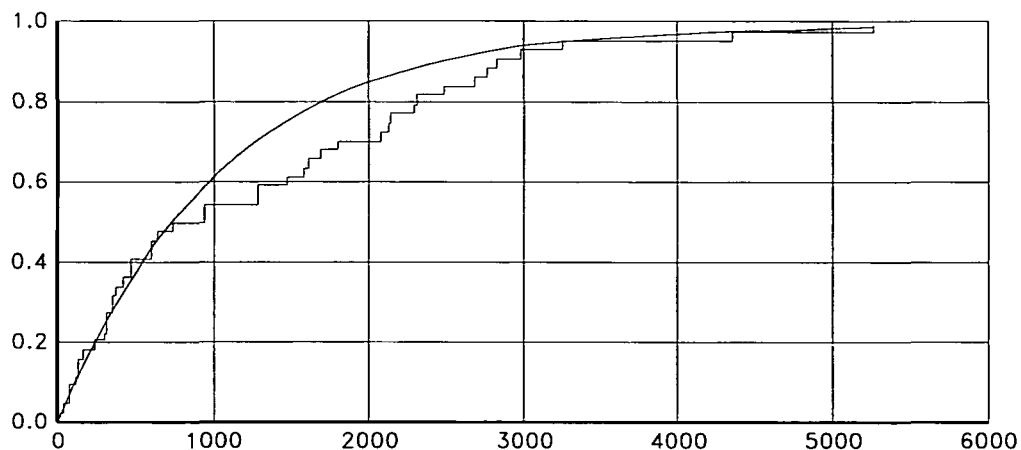
Fit of Pareto df with empirical df of excesses above 5000 m³/s sample size: 155

Aanpassing met maximum likelihood schatting voor sigma



Fit of Pareto df with empirical df of excesses above 7000 m³/s sample size: 44

Aanpassingen met Pickands schatting voor sigma



Fit of Pareto df with empirical df of excesses above 7000 sample size: 44

Aanpassing van gegeneraliseerde Pareto verdeling voor waarnemingen boven 7000 m³/s met 12280 m³/s als maximum in 1926.

Appendix B

Ruwheid van het zomerbed

Inhoud Appendix B

1	Algemeen	B — 1
2	Toegepaste uitgangspunten en methoden	B — 1
3	Gevoeligheidsanalyse	B — 1
4	Uitgangspunten voor de bepaling van de ruwheid van het zomerbed	B — 2
	4.1 Prototype metingen	B — 2
	4.2 Theoretische benadering op basis van laboratorium onderzoek en prototype metingen	B — 2
	4.3 Evaluatie en combinatie van beide methoden	B — 2
5	Toetsing van de uitgangspunten	B — 3
6	Conclusies	B — 5

Figuren

1 Algemeen

In de beschouwingen betreffende de ruwheid van het zomerbed, zoals toegepast tijdens de berekeningen met betrekking tot MHW 16500, wordt eerst een beknopte samenvatting gegeven van de criteria en methoden welke hiervoor zijn gebruikt. Daarna wordt aandacht besteed aan informatie afkomstig uit na 1986 verschenen verslagen en publikaties en worden de gebruikte criteria en waarden hieraan getoetst. De conclusies, waarbij rekening wordt gehouden met de gevoeligheid van de berekende MHW-standen voor variaties in de ruwheid van het zomerbed, vormen de afronding van deze notitie.

2 Toegepaste uitgangspunten en methoden

De wijze waarop voor de uitvoering van de MHW-berekeningen in 1986 de ruwheid van het zomerbed is bepaald, is beknopt beschreven door (Ubels, 1986). Dit is een samenvatting van de methode zoals door (Ogink, 1986) is afgeleid. In grote lijnen bestaat de methode uit het toepassen van de beddingvorm- en ruwheidsvoorspellers volgens (Van Rijn, 1984), echter met behulp van correctie-factoren geijkt op opgetreden hoogwaters (in 1982, 1983 en 1984). Per referentie raai of riviervak is via extrapolatie van de gevonden relatie een k-waarde voor het zomerbed geschat. Op grond van de bevindingen van (Termes en Boogaard, 1986) is mogelijke vervlakking van de beddingvormen genegeerd. Voor MHW condities is aangehouden dat de verhouding tussen duinhoogte en waterdiepte (H/h_w) constant is.

(Ogink, 1986) en Ubels geven een tabel met k-waarden voor het zomerbed, zoals aangehouden voor de MHW berekeningen.

3 Gevoeligheidsanalyse

(Ubels, 1986) heeft de invloed van een fout in de benaderde k - waarde voor het zomerbed op de MHW-standen berekend. Onder de aanname van een 25% grotere k-waarde voor de ruwheid volgt een verhoging van de MHW-standen:

Waal	0,08 - 0,15 m
Pann. Kanaal, Nederrijn en Lek	0,05 - 0,15 m
IJssel	0,02 - 0,08 m

Voor de Bovenrijn zijn geen resultaten vermeld. Extrapolatie van de verhogingen gevonden voor het Pannerdens Kanaal en het bovenstroomse deel van de Waal leidt tot een geschatte verhoging van de MHW-standen op de Bovenrijn in de orde van 0,10 m.

4 Uitgangspunten voor de bepaling van de ruwheid van het zomerbed

De ruwheid van het zomerbed van de Nederlandse rivieren wordt hoofdzakelijk bepaald door de afmetingen van op de rivierbodem aanwezige beddingvormen. Uit studies op basis van laboratoriumonderzoek en prototypeproeven is gebleken dat de ruwheid van het zomerbed voornamelijk afhankelijk is van de afmeting van duinen. Noch de ribbels tot ca. 0,5 m lengte, noch de duinen met een lengte van meer dan ca. 50 m blijken een dominante invloed te hebben. Voor de schatting van de ruwheid van het zomerbed tijdens MHW hebben de activiteiten zich dan ook toegespitst op het voorspellen van de afmetingen van de bodemvormen in deze middenklasse. Hierbij zijn de volgende uitgangspunten te onderscheiden:

4.1 Prototype metingen

In eerste instantie is door Rijkswaterstaat (Sybesma 1967, Zeekant 1983) getracht een schatting te geven van de MHW condities op basis van gemeten afvoeren en waterstanden op de rijntakken tijdens hoogwaters. Alhoewel deze methode met de toenmalige stand van de wetenschap zeker acceptabel was, werd - mede door de eis tot grotere nauwkeurigheid - gezocht naar een meer betrouwbare voorspellings- en extrapolatie methode.

4.2 Theoretische benadering op basis van laboratorium onderzoek en prototype metingen

Uit eerdere studies was gebleken dat beddingvormen een dominante invloed op de ruwheid van een rivierbedding hadden. Op basis van laboratoriumonderzoek heeft Van Rijn een methode ontwikkeld, waarmee de afmeting van beddingvormen voorspeld kon worden. Van Rijn heeft deze methode getoetst en bijgesteld op grond van een groot aantal prototype metingen, afkomstig van zowel Nederlandse als andere rivieren. Een belangrijk kenmerk van deze methode is de veronderstelling dat er sprake is van afvlakking van de beddingvormen bij grotere stroomsnelheden en transporten. De eigenschappen van het aanwezige bodemmateriaal worden voornamelijk via de D_{50} waarde van de diameter ingebracht; daarnaast is de D_{90} waarde van belang voor het bepalen van de grootte van de transportparameter. Uit later onderzoek (Termes, WL verslag M2130/Q232, 1986) is de indruk verkregen dat er sprake is van een constante verhouding tussen duinhoogte en waterdiepte (H/h_w), terwijl de duinlengte toeneemt bij stijgende afvoer. Aangezien de ruwheid van het rivierbed direct afhankelijk bleek te zijn van de steilheid van de beddingvormen (dus de verhouding duinhoogte / duinlengte), is er wel sprake van een afnemende weerstand. Deze afname is echter kleiner dan de afname volgens de Van Rijn methode.

4.3 Evaluatie en combinatie van beide methoden

(Van Urk, RWS nota 83.18, 1983) geeft naast een samenvatting van de door (Zeekant, 1983) bepaalde relaties voor verhang, waterdiepte en stroomsnelheid als functie van de afvoer, tevens een uitgebreide samenvatting van de afmetingen van beddingvormen gemeten op diverse riviergedeelten tijdens de hoogwaters van 1982 en 1983. Daarnaast wordt een globale vergelijking met theoretisch bepaalde afmetingen (Van Rijn, Engelund en Vanoni en Huang)

gepresenteerd. Evaluatie van de resultaten is gepubliceerd door (Ogink, WL verslag Q786, 1989), die de door Van Urk toegepaste extrapolatie van beddingvorm afmetingen en ruwheden grotendeels ondersteunt. Ogink constateert daarnaast dat er sprake kan zijn van verfijning van het bodemmateriaal op de Nederlandse rijntakken, hetgeen van invloed is op de afmetingen van de beddingvormen en daarmee de ruwheid.

5 Toetsing van de uitgangspunten

De volgende onzekerheden worden onderkend in de toegepaste methode voor bepaling van de ruwheid van het zomerbed:

- de betrouwbaarheid van de voorspellingsmethode van Van Rijn, met name voor MHW-omstandigheden;
- de juistheid van de veronderstelling dat de verhouding duinhoogte / waterdiepte constant is als de transportparameter (T) van Van Rijn groter dan 5 is (Van Rijn propageert juist een afname van de duinhoogte);
- de afhankelijkheid van de waarde ingevoerd voor D_{50} en D_{90} van het bodemmateriaal;

De voorspellingsmethode van Van Rijn in originele vorm impliceert een mogelijke afname van de dimensie van de beddingvormen onder MHW omstandigheden. Uit het onderzoek van (Termes, WL verslag M2130/Q232, 1986) is voor permanente stromingscondities dit verschijnsel niet waargenomen. De lengte van de beddingvormen neemt toe bij hogere afvoeren, terwijl de relatieve hoogte (H/h_w) constant blijft. De steilheid van de beddingvorm en daarmee de ruwheid neemt dus enigszins af. (Julien, WL verslag Q1386, 1992) heeft een analyse van beddingvormen in grote rivieren uitgevoerd en komt tot de eensluidende conclusie dat de hoogte van de beddingvormen tijdens MHW condities volgens de Van Rijn methode worden onderschat. Dit verschijnsel is door (Ogink, WL notitie R2017, 1986) onderkend en in het schema voor benadering van de ruwheid tijdens MHW omstandigheden is dan ook aangenomen dat de relatieve hoogte (H/h_w) nagenoeg constant is.

Uitgaande van metingen betreffende duinafmetingen, verricht op de Bovenrijn en de Waal tijdens het hoogwater van maart/april 1988 is getracht meer inzicht in het verloop van duinparameters tijdens hoge afvoeren te krijgen (Figuren B.1 ...B.3). De feitelijke top van dit hoogwater werd voorafgegaan door een iets lagere top (Figuur B.1), tijdens welke zich de beddingvormen reeds hebben ontwikkeld. Het verloop van de duinparameters is weergegeven in de Figuren B.2 en B.3. Vergelijking met het verloop van deze parameters tijdens het hoogwater van 1983 (zie Ogink, WL verslag R2017, 1984, Fig. 4.36) geeft globaal een goede overeenkomst te zien, met uitzondering van de gemeten k-waarde. Deze grootte is thans ca. 0,24 m terwijl in 1983 ca. 0,15 m werd bepaald. Deze k-waarde is afgeleid uit de resultaten van de snelheidsmetingen uitgevoerd op kmr. 863.900. Het verhang is bepaald tussen de peilschaal te Lobith en Pannerdense Kop. Voor de afstand tussen de peilschaal Lobith en Pannerdense Kop is 5200 m aangehouden.

Rekening houdend met de spreiding in de basisgegevens wordt geconcludeerd dat zowel het verloop als de absolute grootte van de overige parameters gelijk is.

(Ogink, WL verslag R2017, 1984) presenteert duinhoogte en duinlengte als functie van de waterdiepte voor o.a. de Bovenrijn (zie Figuur B.4) zowel gebaseerd op theoretische beschouwingen (Van Rijn) als op meetresultaten (Van Urk). In deze grafiek zijn de duinparameters zoals tijdens het hoogwater 1988 zijn gemeten in de as van de Bovenrijn aangegeven. De metingen onderbouwen eerder de extrapolatie zoals voorgesteld door Van Urk, dan het verloop volgens Van Rijn. Feitelijk is er geen sprake van een eenduidige relatie tussen waterdiepte en duinparameters: zowel duinhoogte als duinlengte ijlen enigszins na ten opzichte van de waterdiepte, zodat direct na een hoogwater relatief te grote waarden worden gevonden. Dit verschijnsel is ook debet aan de indruk dat de meetpunten uit 1988 duiden op een vrijwel constante duinlengte. Metingen uit hetzelfde jaar uitgevoerd op de Waal nabij kmr. 870 geven hetzelfde beeld te zien.

(Van Urk, rws nota 83.18, 1983) heeft een referentie-ruwheid bepaald voor de Bovenrijn op basis van de hoogwaters in 1982 en april 1983. Hieraan kan thans het resultaat van de metingen in maart/april 1988 worden toegevoegd (waarden geldend voor de top van het hoogwater):

Grootheid	1982	4/1983	1988
Beschouwde breedte (m)	200	250	250
partiële afvoer (m^3/s)	4342	6400	6480
gem. diepte (m)	11,95	12,26	12,40
gem. snelheid (m/s)	1,82	2,09	2,09
verhang (cm/km)	11,5	12,5	13,7
C -waarde ($m^{1/2}/s$)	48,8	53,4	50,7
k -waarde (m)	0,28	0,16	0,23

Opvallend lijkt de toename van het verhang als functie van de tijd. Dit verhang is afgeleid uit de waterstanden geregistreerd om 08.00 uur door de peilschalen te Lobith en Pannerdense Kop. Analyse van de waterstanden vermeld in de jaarboeken voor de hoogwaters van januari 1982, december 1982, april 1983, mei/ juni 1983 en maart/ april 1988 geeft te zien dat het verval tijdens een hoogwater tevens afhankelijk is van het afvoerverloop voorafgaand aan dit hoogwater: dit verschijnsel is het duidelijkst voor het hoogwater van januari 1982, dat werd voorafgegaan door een natte december in 1981. Tijdens de aanloop naar het hoogwater worden relatief grote vervallen waargenomen (Figuur B.5). Beddingvormen hebben zich kennelijk al behoorlijk kunnen ontwikkelen tijdens het voorgaande hoogwater. Het verschijnsel heeft echter geen significante invloed op het verval tijdens de top van het hoogwater. Eveneens valt uit de figuur af te leiden dat het verval tijdens de top van de opgetreden hoogwaters als functie van de tijd nauwelijks is veranderd en vrijwel uitsluitend afhankelijk is van de bereikte maximum waterstand te Lobith.

In 1984 is een bodembemonstering van de Rijntakken uitgevoerd. De resultaten van deze activiteit waren nog niet beschikbaar voor de uitvoering van de MHW-berekeningen in 1986, maar kunnen thans wel worden toegevoegd aan het overzicht zoals opgesteld door (Ogink, WL verslag R2017, 1984):

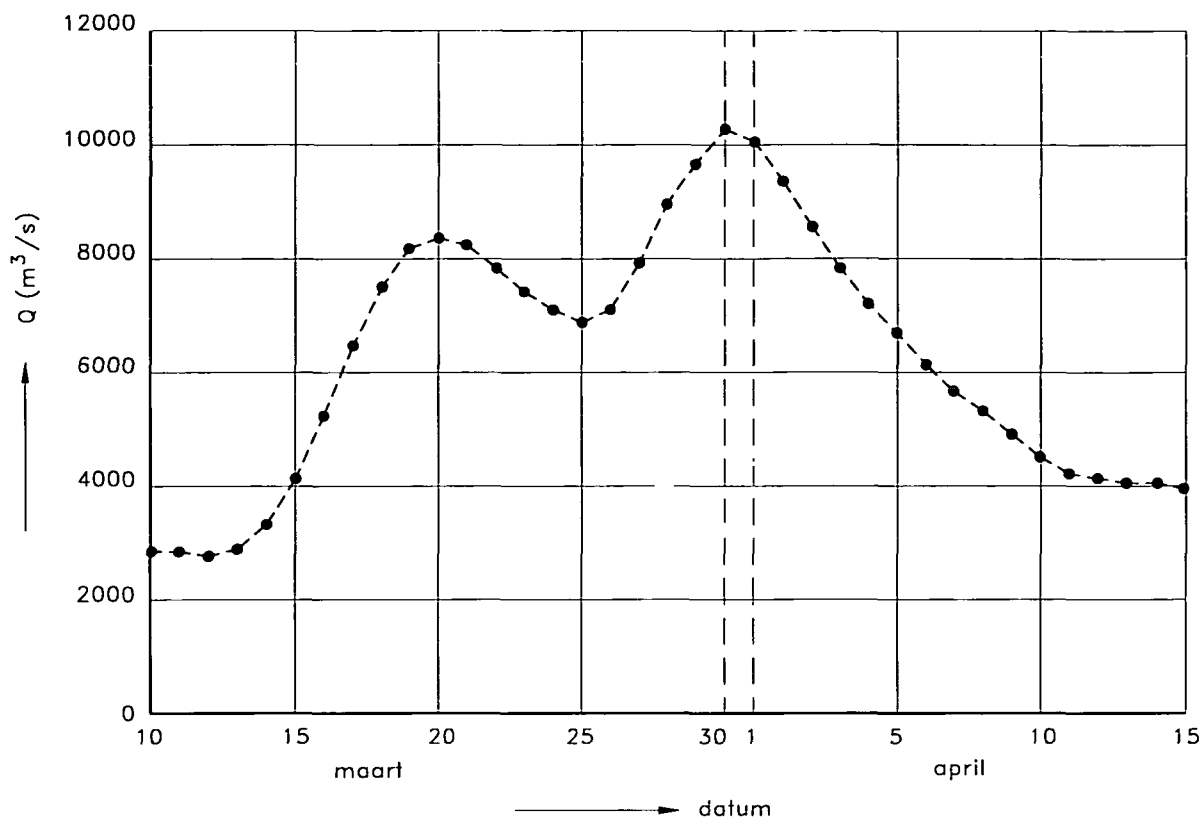
Traject	D10 (mm)			D50 (mm)			D90 (mm)		
	1974/6	Van Urk	1988	1974/6	Van Urk	1988	1974/6	Van Urk	1988
Lobith-	0,49	0,55	0,64	1,90	3,60	2,07	8,72	14,50	9,00
Pann. Kop									
Pann. Kop-	0,58	0,52	0,47	2,82	1,90	1,61	10,32	8,45	5,27
Nijmegen									
Nijmegen-	0,44	0,50	0,42	1,03	1,05	1,14	3,86	3,80	4,96
Dodewaard									
Dodewaard-	0,49	0,47	0,48	1,08	0,95	1,23	4,04	3,60	4,04
Tiel									
Tiel-	0,48	0,45	0,48	0,95	0,90	1,09	2,98	3,30	3,86
St.Andries									
St.Andries-	0,45	0,44	0,53	0,84	0,90	0,84	3,00	3,00	2,90
Zaltbommel									
Zaltbommel-	0,41	0,41	0,37	0,74	0,85	0,80	3,06	2,80	3,00
Herwijnen									
Herwijnen-	0,30		0,40	0,66	0,80	0,79	2,17	2,40	2,53
Gorkum									

Tabel B.1 Vergelijking tussen korreldiameters volgens de bemonsteringen van 1974/76, 1984 en de waarden aangenomen door (Van Urk, 1983). De door Van Urk gegeven waarden betreffen een in ruimtelijke zin glad gestreken waarde voor de gemeten korrelverdeling van 1974/76.

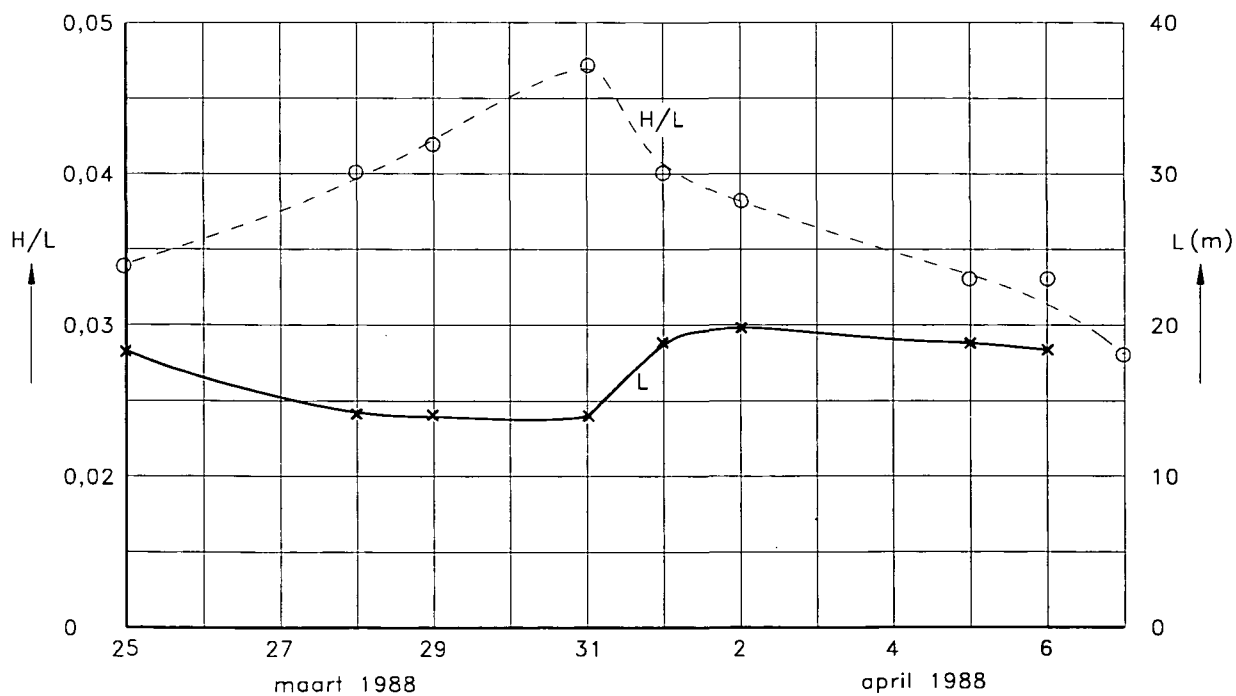
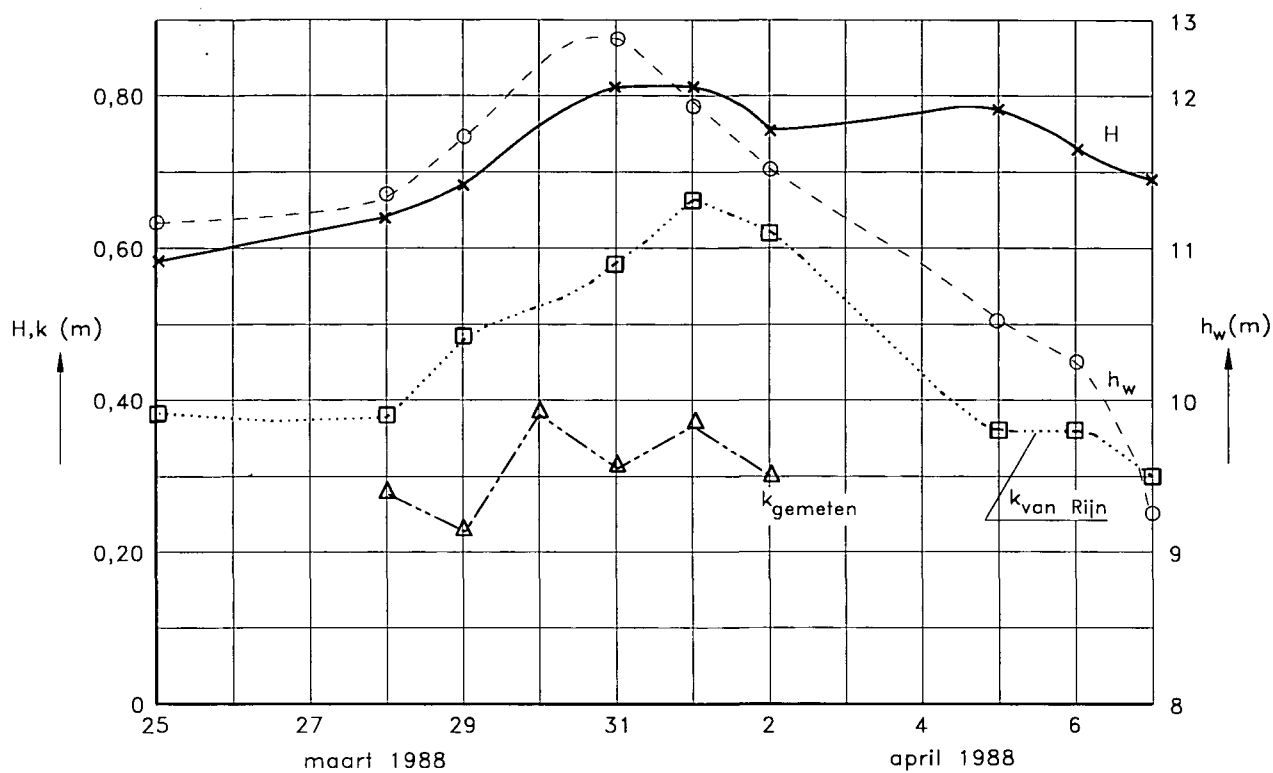
Uit deze tabel blijkt dat op de Bovenrijn en op de Waal bovenstrooms van Nijmegen (kmr. 884) sprake is van een afnemende korreldiameter. Benedenstrooms van Nijmegen is de diameter sinds 1974/76 vrijwel onveranderd. Dit valt ook duidelijk af te leiden uit Figuur B.6 waarin de verhoudingen tussen de D_{50} waarden volgend uit de verschillende bemonsteringen ten opzichte van de 1974/76 waarde zijn uitgezet. De dalende tendens die voor de periode 1951 ... 1974/76 aanwezig is, lijkt thans tot staan te zijn gekomen voor de Waal beneden Nijmegen. Het lijkt enigszins voorbarig om op grond van de thans beschikbare gegevens de ontwikkeling van de D_{50} op de Bovenrijn te voorspellen.

6 Conclusies

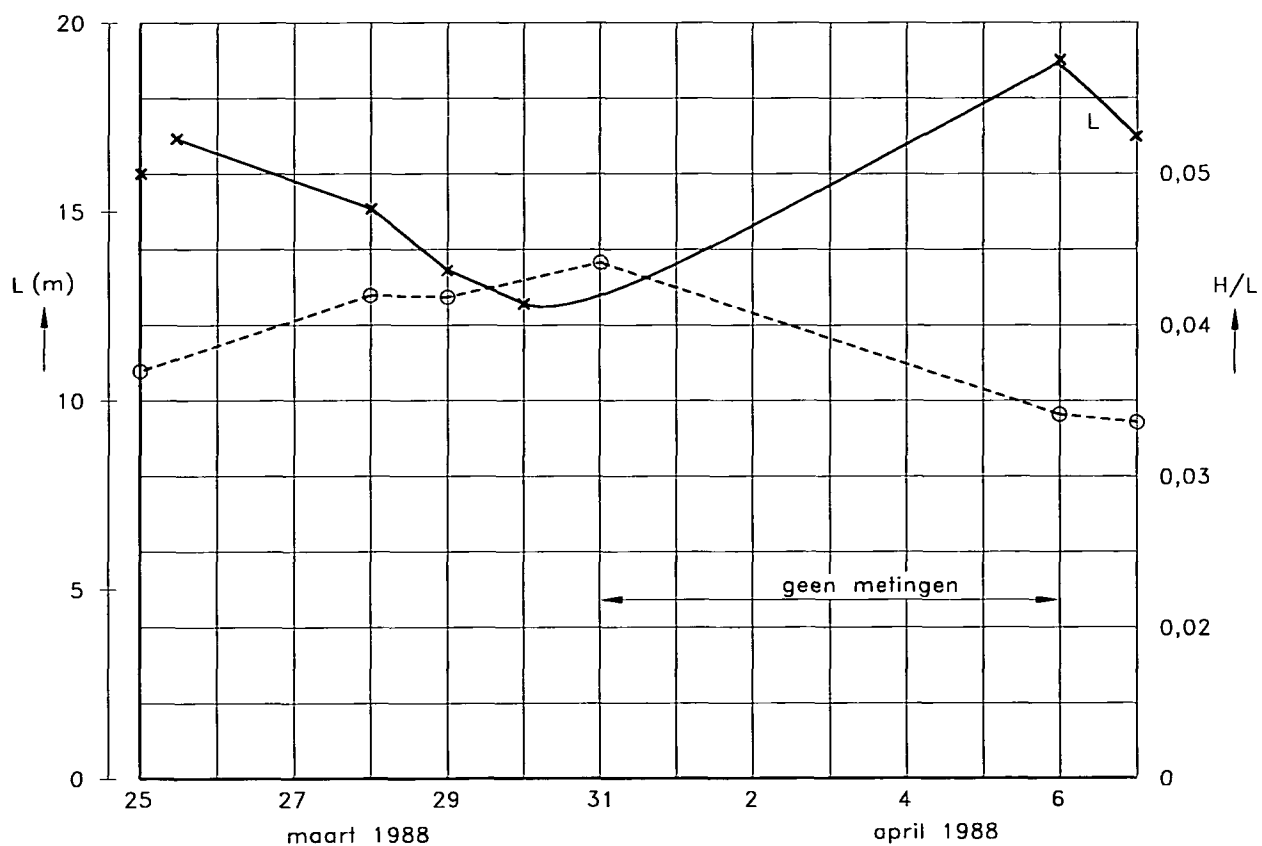
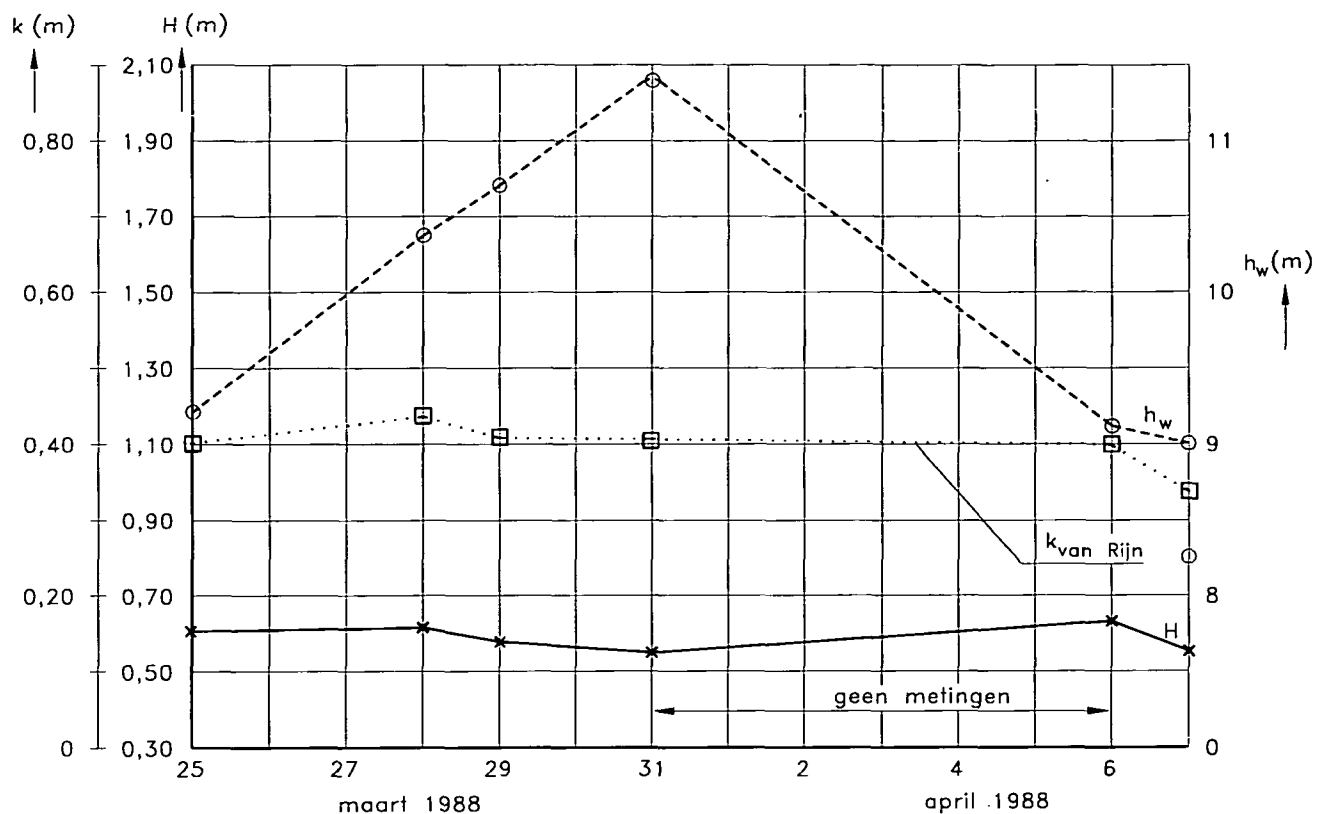
De hier beschreven toetsing is voornamelijk toegepast voor de Bovenrijn en de Waal boven Nijmegen omdat voor de overige Rijntakken geen recente gegevens betreffende gemeten duinvormen en afvoeren beschikbaar zijn. Gebleken is dat recente metingen en publikaties geen aanleiding geven tot een significante correctie van de methoden en aannamen zoals toegepast bij de uitvoering van de MHW-berekeningen in 1986, althans niet voor de beschouwde riviervakken. Met enig vertrouwen wordt verondersteld dat deze conclusie ook van kracht is voor de overige riviergedeelten, waar dezelfde benadering is toegepast.



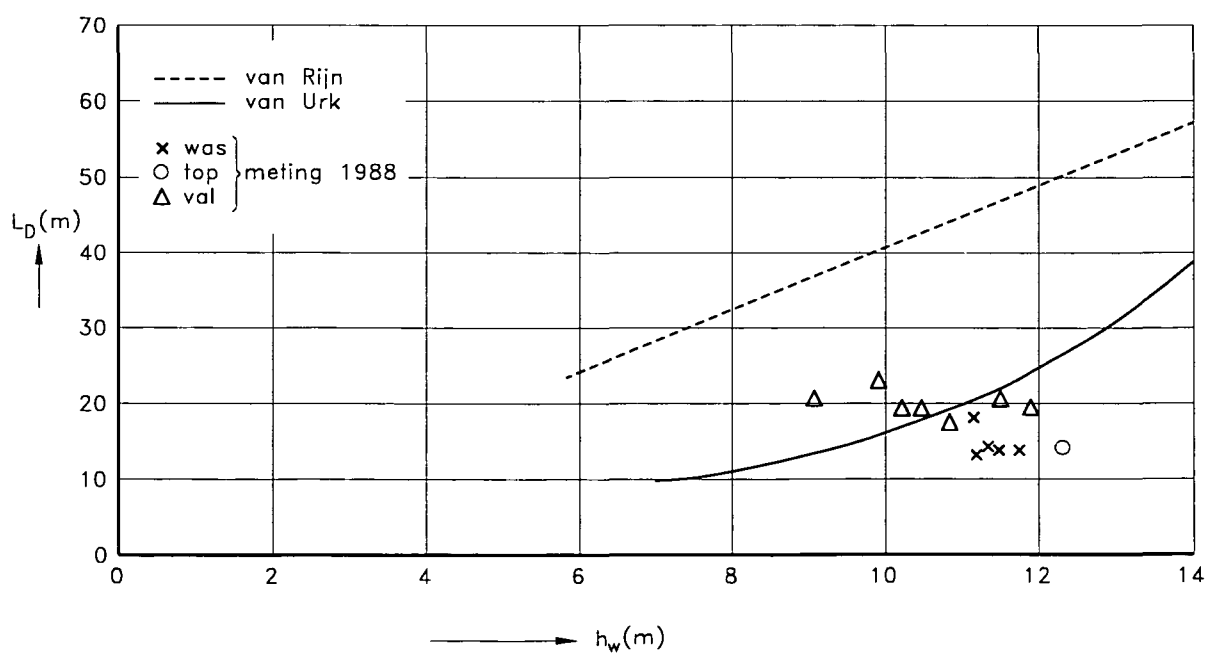
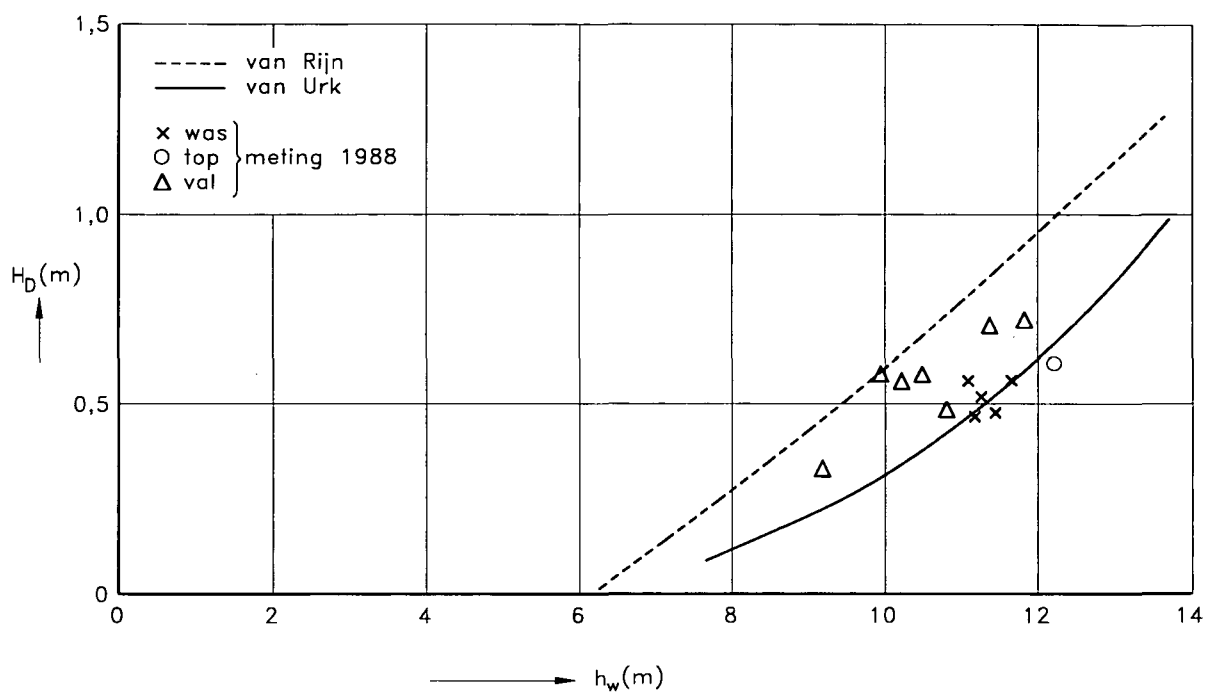
Figuur B.1 Hoogwater 1988, afvoer te Lobith



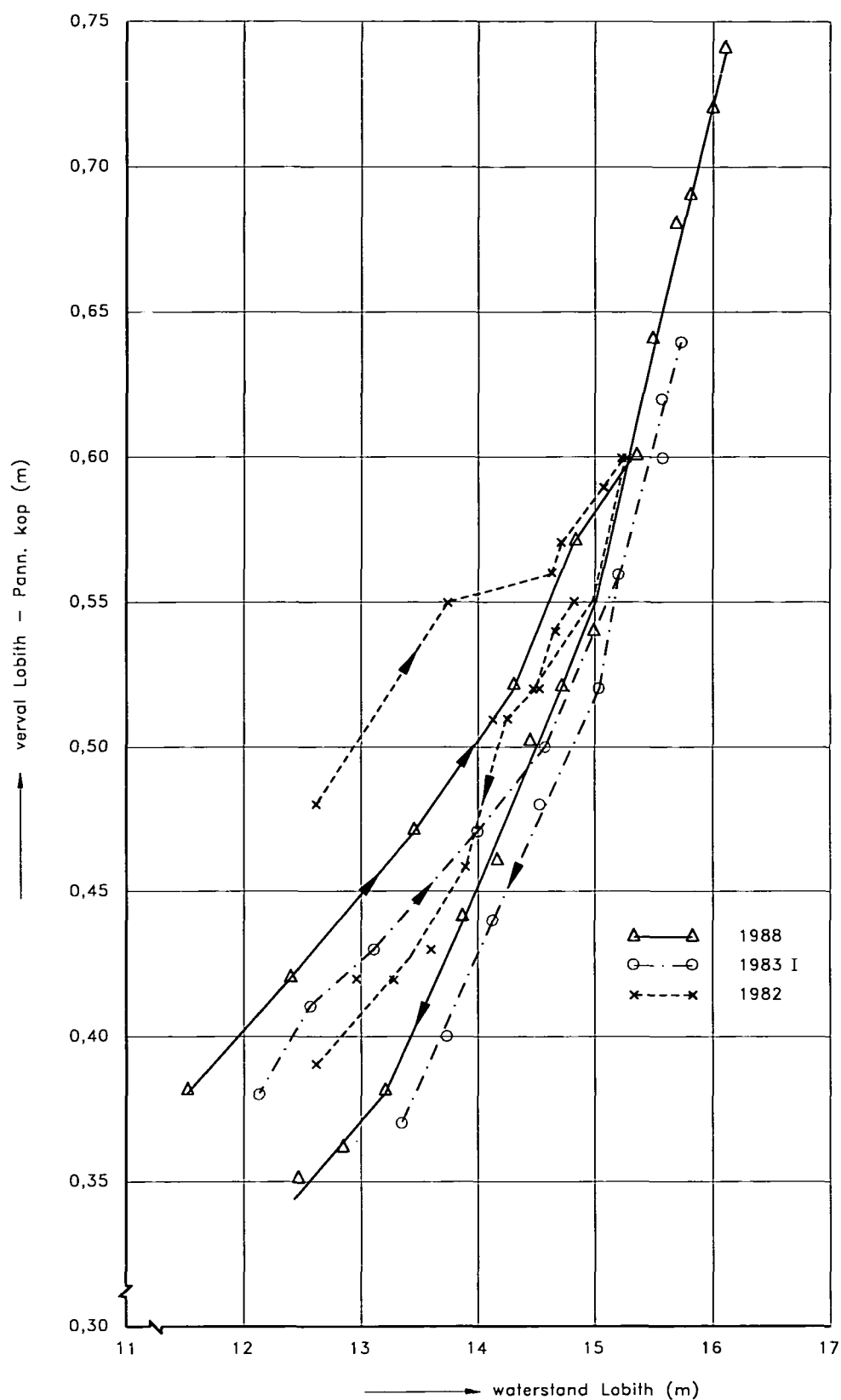
Figuur B.2 Verloop duinparameters hoogwater 1988, Bovenrijn (km 864)



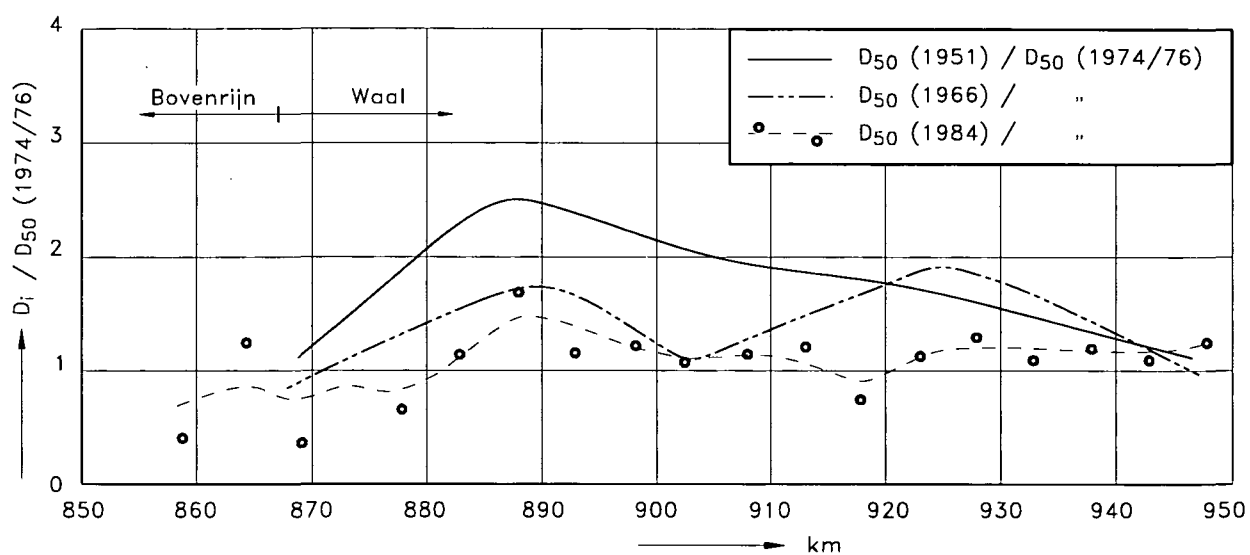
Figuur B.3 Verloop duinparameters hoogwater 1988, Pannerdse Kop - Hulhuizen



Figuur B.4 Extrapolatie duinparameters en metingen in 1988 op Bovenrijn



Figuur B.5 Verval Lobith - Pannerdense Kop tijdens hoogwaters van 1982, 1983 en 1988



Figuur B.6 Vergelijking D_{50} waarden uit bodembemonsteringen 1951, 1966 1974/1976 en 1984

Appendix C

Ruwheid van het winterbed

Inhoud Appendix C

1	Algemeen	C — 1
2	Toegepaste uitgangspunten en methoden	C — 1
3	Gevoeligheidsanalyse	C — 3
4	Toetsing van de uitgangspunten	C — 3
5	Conclusies	C — 6

1 Algemeen

In deze beschouwingen betreffende de ruwheid van het winterbed, zoals toegepast tijdens de berekeningen met betrekking tot MHW 16500, wordt in eerste instantie een korte samenvatting gegeven van de criteria en methoden welke hiervoor zijn toegepast. Vervolgens wordt aandacht besteed aan informatie afkomstig uit meer recente (dus verschenen na 1986) publikaties. Dit kan aanleiding geven tot het aanpassen van de schattingen betreffende begroeiings weerstanden van de uiterwaarden. Een beknopte gevoeligheids-analyse betreffende de invloed van eventueel onjuiste schattingen op de uiteindelijk berekende waterstanden vormt de basis voor de conclusies en aanbevelingen.

2 Toegepaste uitgangspunten en methoden

Vooruitlopend op de uitvoering van hoogwaterberekeningen is door (Van Urk, RWS nota 81.21 en nota 83.11) vrij uitgebreid onderzoek en studie verricht naar de in het winterbed voorkomende ruwheidstypen. Een samenvatting van de bevindingen en toegepaste waarden is weergegeven in (Ubels, RWS nota 86.35):

grasland:

$$C_g = 18 \log (12 * h / k)$$

rietvelden:

$$C_r = 18 \log (12 * h / k)$$

grienden:

$$C_{gr} = 18 \log (12 * h / k)$$

heggen:

$$C_h = 2 * g * a / h * M^2 / (1 - M^2)$$

bomen:

$$C_b = 2 * g / (n * C_{we} * d * h * \alpha'')$$

Hierin geldt:

h	=	waterdiepte
k	=	Nikuradse weerstand
g	=	versnelling door de zwaartekracht
a	=	afstand tussen heggen
M	=	functie van aantal struiken per m ² (n) en verhouding h/H (heghoogte)
n	=	aantal struiken of bomen per m ²
C _{we}	=	weerstands coëfficiënt, experimenteel bepaald (1,65)
d	=	dikte boomstam
α''	=	functie van h/H en uitgedrukt in C-waarde van grasland.

Tevens worden criteria en grenzen voor de waarden van de diverse parameters vermeld. Voor de verschillende vormen van begroeiing zijn de volgende k -waarden afgeleid:

grasland:

$$k_g = 0,2 \text{ m}$$

Dit is een waarde gebaseerd op publikaties en enige metingen voor gras dat enkele dagen is blootgesteld aan stroming.

rietvelden:

$$k_r = 0,8 H \text{ met } H = \text{hoogte van het riet } (1,0 \leq H \leq 5,0 \text{ h})$$

grienden:

$$k_{gr} = H \text{ met } H = \text{griendhoogte } (1,0 \leq H \leq 5,0 \text{ h})$$

heggen:

$$k_h = 12 * h / (10^{C_h/18})$$

bomen:

$$k_b = 12 * h / (10^{C_b/18})$$

Voor samengestelde begroeiingen onderscheid (Van Urk, rws 1983, nota 83.11) de volgende gevallen:

- a) situaties waarbij de verschillende typen achter elkaar worden aangestroomd, dus in serie staan. De totale weerstand volgt dan uit:

$$l_{\text{tot}} / C_{\text{tot}}^2 = \sum (l_i / C_i^2)$$

- b) situaties waarbij de verschillende typen naast elkaar worden aangestroomd, dus parallel staan. In dit geval geldt voor de totale weerstand:

$$C_{\text{tot}} = 1/B_{\text{tot}} * \sum (B_i * C_i)$$

Voor schuine aanstroming van lijnbegroeiingen wordt voorgesteld de projectie op de zijden van het roostervak in rekening te brengen. Na een gevoeligheids analyse komt (Van Urk, rws nota 83.11) tot een vereenvoudiging waarin de k -waarden geldend voor een combinatie van gras en heggen simpelweg worden gesommeerd:

$$k_{\text{tot}} = k_g + k_h$$

Deze benadering mag worden toegepast voor kleinere waterdiepten (zeg tot 1,5 m). Voor grotere waterdiepten neemt het verschil tussen de samengestelde en de gesommeerde k -waarde aanmerkelijk toe. Terecht wordt opgemerkt dat dit niet reëel lijkt zodra de heggen zijn verdronken. Verder geeft Van Urk een schema waarin voor een roostervak voor de helft bestaande uit grasland en voor de andere helft uit aaneengesloten andere begroeiing (riet, griend, bos) de resulterende C -waarde wordt gepresenteerd:

Bij loodrechte aanstroming:

$$C_{\text{tot}} = (C_I + C_{II})/2$$

en bij schuine aanstroming onder 45°:

$$C_{\text{tot}} = \sqrt{C_I * C_{II}}$$

Voor ongelijke verdeling (in oppervlakte) over het roostervak en andere aanstroming moet gebruik worden gemaakt van de meer complexe formulering zoals vermeld door Van Urk.

In de praktijk is als volgt te werk gegaan:

- eerst is een intensieve inventarisatie van de in alle uiterwaarden voorkomende typen van begroeiingen uitgevoerd;
- nadat het rekenrooster was bepaald is met inachtneming van bovenstaande rekenregels per roostervak een ruwheid vastgesteld.

3 Gevoeligheidsanalyse

(Ubels, RWS nota 86.35) presenteert enkele resultaten van een gevoeligheidsonderzoek waaruit blijkt dat:

- de waterstanden op de Waal ca. 0,05 m dalen wanneer de ruwheid van het grasland (k-waarde) wordt gehalveerd;
- de waterstanden op de Waal tussen Herwijnen en Zaltbommel maximaal 0,15 m dalen, nadat alle begroeiing (met uitzondering van gras) wordt verwijderd. Voor de IJssel wordt in deze situatie een verlaging van maximaal 0,12 m (Olst - Deventer) gevonden.

Op grond hiervan stelt de auteur dat een foutieve schatting van de betreffende ruwheden een afwijking in de berekende MHW-standen van orde 0,10 m kan opleveren. Het is namelijk onwaarschijnlijk dat de fout in de algemene ruwheid bij de gegeven begroeiingsdichtheid meer dan 50% bedraagt. Lokaal, dus per roostervak, is een dergelijke afwijking misschien mogelijk, doch de invloed daarvan is ook zeer beperkt, zowel in horizontale als verticale zin.

4 Toetsing van de uitgangspunten

Op grond van meer recente literatuur wordt ingegaan op de uitgangspunten zoals in 1986 toegepast bij de uitvoering van de MHW berekeningen:

grasland

Voor grasland is een k-waarde van 0,2 m voorgesteld, zodat bij een waterdiepte van 1,0 m een C-waarde van 32 m^{1/2}/s volgt. (Tsujiimoto, 1990) vindt voor overstroomd grasland een Darcy-Weisbach waarde van 0,1 met een bijbehorende C-waarde van 28 m^{1/2}/s.

(Hewlett, 1987) komt tot een Manning coëfficiënt van ongeveer 0,03 met een bijbehorende C-waarde van 35 m^{1/2}/s.

(Bretschneider, 1985) publiceert een C-waarde van $35 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ voor gras bij een waterdiepte van 1,0 m. Vermeld wordt dat deze waarde toeneemt bij stijgende waterstand, overeenkomstig de conclusies van (Van Urk, rws nota 81.21) en de relatie gepresenteerd door (Cirkel, rws nota 91.133X).

Samenvattend wordt gesteld dat de aangehouden ruwheid voor gras door latere publikaties wordt ondersteund.

rietvelden

Voor rietvelden is een k-waarde van $0,8 H$ voorgesteld. Indien de waterdiepte (h) gelijk is aan de riethoogte (H) volgt een C-waarde van $21 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Er is weinig gepubliceerd over weerstand van rietvelden. (Gaspar, 1987) heeft onderzoek verricht naar de weerstand van doorstroomde rietvelden en komt tot een C-waarde van $3 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ bij 2 m waterdiepte. Deze onderzoeker stelt in de samenvatting dat de C-waarde bij toenemende waterdiepte afneemt totdat het riet wordt overstroomd. Daarna zou deze ruwheidsfactor enigszins toenemen en een constante waarde bereiken. Helaas zijn hierover geen meetgegevens gepubliceerd en geen waarden vermeld.

Het verschil tussen de bij de MHW-berekeningen aangehouden en de door Gaspar gevonden waarde is aanmerkelijk. Bij de MHW-berekeningen is voor $h = 0,5 H$ een waarde $C_r = 16 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ aangehouden, terwijl er in een dergelijke situatie duidelijk sprake moet zijn van doorstroming. Het feit dat de C-waarde toeneemt bij stijgende waterdiepte is in strijd met zowel Gaspar als de formules geldend voor heggen en bomen.

De tijdens de MHW-berekeningen toegepaste formule voor de bepaling van de weerstand van rietvelden resulteert in een te geringe ruwheid (te hoge C-waarde) in geval het riet niet wordt overstroomd.

grienden

Voor grienden is een k-waarde aangehouden, gelijk aan de hoogte van de grienden. De resulterende C-waarde is $19,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ indien $h = H_{gr}$.

Uit het door (Gaspar, 1987) gepubliceerde diagram volgt voor een stamdikte van 0,02 m en een begroeiingsdichtheid van 0,4% (ca. 13 stammen per m^2) een C-waarde van $8 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Cirkel (rws nota 91.133X) geeft een relatie voor de C-waarde van struweel als functie van de waterdiepte met als opmerkelijk resultaat een bij toenemende waterdiepte afnemende waarde ($C = 10$ tot $4 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$). Hieruit blijkt duidelijk dat Cirkel evenals Gaspar geen rekening houdt met overstrooming van het struweel. In dat geval moet er een afname van de weerstand met toenemende waterdiepte te constateren zijn.

Er is dus sprake van verschillende stromingscondities. Overeenkomstig de bevindingen voor riet, moet ook hier worden gesteld dat de aangehouden weerstand voor doorstroomde grienden te gering (te hoge C-waarde) is geweest.

heggen

Er zijn geen recentere (gedateerd na 1986) publikaties over weerstand van heggen gevonden. Enkel (Bretschneider, 1985) publiceert over de samengestelde weerstand van een waterloop, die voor een deel met heggen of struiken is begroeid. Er wordt echter geen separate weerstand van de heggen alleen vermeld.

Gegeven het feit dat dit aspect uitvoerig is onderzocht en de weerstand door middel van laboratoriumproeven is bepaald, zie (Klaassen en Van der Zwaard, 1974), is er geen aanleiding om de juistheid van de toegepaste waarden en methoden te betwijfelen.

bomen

Cirkel (RWS 91.133X) komt tot de opmerkelijke conclusie dat voor de nederlandse ooi- en wilgenbossen een vrijwel constante begroeiingsdichtheid van 0,4% wordt gevonden. Het produkt $n \cdot d^2$ (n = aantal stammen per m^2 ; d = diameter van de stam) is constant (0,0052). Deze bevinding is gebaseerd op inventarisatie van begroeiingen in Nederlandse uiterwaarden en van hardhout ooibossen in Tsjechoslowakije. Ook een bewerking van de vegetatiegegevens zoals door (Arcement, 1987) gevonden voor rivier begroeiingen in de Verenigde Staten van Amerika levert een dichtheid tussen 0,35 en 0,61% met een gemiddelde waarde van 0,41% op.

Cirkel publiceert berekende C-waarden voor doorstroomde bossen en komt tot $C = 10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ bij een waterdiepte van 3 m. Uitgaande van de relatie opgesteld door (Klaassen en Van der Zwaard, 1974) zoals toegepast voor de MHW berekeningen, wordt voor een stamdikte van 0,20 m een C-waarde van ca. $13 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ gevonden.

Arcement vindt bij een waterdiepte van ca. 1 m een C-waarde van ca. $14,3 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

(Barnes, 1987) geeft één voorbeeld van een rivieroever begroeid met boomstammen tot 0,15 m dikte en geeft daarvoor een C-waarde van $20 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ bij een waterdiepte van ca. 1,5 m.

Samenvattend volgt voor bomen dat de toegepaste berekeningsmethode en de daaruit volgende ruwheden door latere publikaties worden ondersteund.

5 Conclusies

De uitgangspunten zoals toegepast bij de MHW berekeningen in 1986 worden door latere publikaties grotendeels onderbouwd. Weliswaar zijn aanwijzingen gevonden waaruit blijkt dat de aangehouden weerstand voor doorstroomde rietvelden en grienden is onderschat, maar het valt te betwijfelen of deze situatie relevant is tijdens MHW. Bovendien zullen de effecten, gelet op het beperkte oppervlakte van dit type begroeiing, zeer lokaal merkbaar zijn. In de huidige situatie is de weerstand van gras (doordat het merendeel van het winterbed bestaat uit grasland) van dominante invloed op de berekende waterstanden. Juist de weerstand van deze begroeiing wordt in zeer bevredigende mate onderbouwd door latere publikaties. Mede gelet op de relatief geringe invloed van een foutieve inschatting van de ruwheid van het winterbed op de waterstanden is geen aanleiding gevonden tot relevante bijstelling van de berekeningen.

Recentelijk is een tendens tot herstel van natuurlijke begroeiing waar te nemen. Dit zal onder bepaalde voorwaarden gevolgen kunnen hebben voor de omvang van ooibossen en grienden in het winterbed. De MHW berekeningen zijn voor wat de ruwheid van het winterbed betreft gebaseerd op de voor 1986 uitgevoerde inventarisatie van de bestaande begroeiing.

Indien een drastische verandering in de verhouding tussen oppervlakte gras en oppervlakte ooibos of grienden (met eventueel compenserende maatregelen) wordt voorzien, lijkt een herberekening van de MHW-standen raadzaam. In dat geval dient aandacht besteed te worden aan de weerstand van doorstroomde grienden. Hierbij kan de door Cirkel gepubliceerde relatie tussen aantal bomen per m² en de stamdikte, alsmede de ook door anderen gevonden begroeiings dichtheid voor bos en struiken van 0,4% van nut zijn.

Appendix D

Vergelijking van MHW-berekeningen voor en na normwijziging

Inhoud Appendix D

1	Inleiding	D — 1
2	MHW-bepaling met stroombaanberekeningen	D — 2
3	MHW-bepaling met 2-dimensionale stromingsberekeningen.	D — 5
4	Evaluatie	D — 6

1 Inleiding

Vroeger werden de maatgevende waterstanden bepaald op basis van de hoogst geregistreerde waterstand, vermeerderd met een overhoogte. Tegenwoordig wordt voor de bepaling van de MHW-standen een frequentie-analyse uitgevoerd op grond waarvan de maatgevende afvoer wordt berekend. Vervolgens worden voor de maatgevende afvoer de waterstanden in de rivier berekend.

In de jaren 50 werd hier voor het eerst een begin mee gemaakt. Aanvankelijk was dit rekenwerk allemaal handwerk. Het gebruik van rekenmachines was nog geen gemeengoed, laat staan dat er gebruik kon worden gemaakt van geavanceerde computers.

Thans kunnen we voor de bepaling van MHW-standen gebruik maken van computers. Door het toegenomen geheugen van deze machines kunnen we bovendien steeds grotere gebieden in één keer schematiseren.

In het navolgende geven wij een globaal overzicht van de rekenmethode die aanvankelijk voor de MHW-berekeningen werd gehanteerd (stroombaan-berekeningen) en een globaal overzicht van de rekentechniek die RWS thans gebruikt.

Met dit overzicht willen wij inzicht geven in de mogelijkheden en beperkingen van de verschillende werkmethoden. Tevens zullen wij hier toelichten waarom de MHW-standen op de Waal voor een afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$ te Lobith hoger uitkwamen dan de MHW-standen volgens de stroombaan-berekeningen voor een afvoer van $18.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

2 MHW-bepaling met stroombaanberekeningen

Uitgangspunt van de stroombaanberekeningen is een constante afvoer. In deze situatie volgt elk waterdeeltje zijn eigen baan en vormt op die manier een stroombaan. De hoeveelheid water die zich tussen twee stroombanen bevindt is steeds dezelfde. De linker- en de rechteroeverlijn zijn de twee buitenste stroombanen. Het aantal stroombanen in een berekening ligt niet vast, maar het is onpraktisch om er heel veel te nemen. Daarentegen geeft het kiezen van een enkele stroombaan te weinig detail.

Hier komt het eerste probleem om de hoek. Om de stroombanen te kunnen tekenen moeten we eigenlijk het stroombeeld kennen, maar dat willen we nu juist uitrekenen. Voor het schetsen van het stroombeeld is daarom ervaring met en inzicht in het stromen van water nodig.

Nadat een eerste schets van de stroombanen is gemaakt, geven we aan waar we verwachten dat de waterstanden in de rivier gelijk zullen zijn. Soms zijn de stroombanen van elkaar gescheiden door bijvoorbeeld een zomerkade. Op andere momenten zijn we er zeker van dat de waterstanden van de naast elkaar gelegen stroombanen gelijk zijn. Daar koppelen we de stroombanen aan elkaar en laten we het uitwisselen van water toe. Op deze wijze ontstaat een netwerk van aan elkaar gekoppelde stroombanen waarvoor we de afvoerverdeling en de waterstanden kunnen uitrekenen.

Voor een gekozen riviertraject weten we hoe de geometrie er uitziet, wat de bovenstroomse afvoer is en welke waterstanden wij in de rivier gemeten hebben. In beginsel is dit zowel de benedenstroomse waterstand als de meer bovenstrooms gelegen waterstanden. De hydraulische ruwheid van de verschillende stroombanen kennen we in beginsel nog niet, net zo min als de afvoerverdeling over de verschillende stroombanen is.

In de MHW-berekeningen (Q18000) is nu verondersteld dat de hydraulische ruwheid van het winterbed, uitgedrukt in de k-waarde, 0,07 m bedraagt. De ruwheid van de kribvakken is gesteld op $40 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. Voor het hele traject wordt nu door toepassing van de Chézy-vergelijking het stroombeeld berekend. Dit is in beginsel een iteratief proces omdat op de diverse knooppunten de waterstanden nog niet bekend zijn. We schatten eerst de afvoerverdeling en berekenen daarna de waterstanden. Op knooppunten waar de verschillende stroombanen aan elkaar zijn geknoopt blijkt dan dat de waterstanden niet gelijk zijn, zodat de afvoerverdeling moet worden aangepast en de waterstanden herberekend. Soms is het zelfs nodig om de oorspronkelijke schets van de stroombanen opnieuw aan te passen.

Met de Chézy-vergelijking, waarin de component van de zwaartekracht evenwicht maakt met de door de stroming opgewekte wrijving, wordt de fysica van de stroming slechts globaal weergegeven. Naast eventuele onnauwkeurigheden in de geometrie, de afvoerverdeling en de basisruwheden zal dit doorwerken in de berekende ruwheidswaarde van het zomerbed, omdat dit in feite de enige vrijheidsgraad is in de sterk vereenvoudigde impulsvergelijking (Chézy-vergelijking).

Op boven beschreven wijze is het mogelijk om de ruwheid van het zomerbed te schatten bij gegeven afvoer en waterstanden. De gehele procedure wordt nog bemoeilijkt doordat de Rijn zich twee keer splitst namelijk bij de Pannerdense Kop en de IJsselkop. Voor het uitvoeren van de MHW-berekening moet de afvoer over de splitsingspunten bekend zijn. Voorts moet

op het splitsingspunt de waterstanden, die vanuit de twee benedenstrooms gelegen takken worden berekend gelijk zijn. Als we hieraan niet voldoen, moeten we de afvoerverdeling aanpassen en de berekening in principe herhalen.

De procedure voor het bepalen van de MHW-standen is nu in grote lijnen de volgende:

- Voor een aantal afvoeren bepalen we wat de afvoerverdeling op de verschillende takken is.
- Bepaal voor een aantal afvoeren de ruwheden van het zomerbed in de verschillende takken. RWS heeft berekeningen uitgevoerd bij diverse afvoerniveau's. Er is een berekening uitgevoerd bij een afvoer waarbij het winterbed niet mee stroomde en bij meerdere hoge afvoeren, zoals het hoogwater van 1926, 1955 en 1958.
- De, bij de verschillende afvoerniveau's berekende, C-waarden extrapoleren we naar de MHW-afvoer.
- Met de geëxtrapolerde C-waarde en de geschatte afvoerverdeling bij MHW berekenen we de MHW-standen. Als blijkt dat de berekende waterstanden op de splitsingen niet voldoende overeenstemmen passen we de afvoerverdeling aan en herhalen we de berekening van de waterstanden.

Het mag duidelijk zijn dat de geschetste werkwijze zeer arbeidsintensief is. RWS heeft daarom al in een vroeg stadium een deel van het werk geautomatiseerd, waardoor de berekeningen sneller konden worden uitgevoerd.

Op grond van bovenstaande werkwijze zijn door RWS de MHW-standen berekend voor de IJssel, de Nederrijn/Lek en het Pannerdens Kanaal en de Waal. In het navolgende zullen wij globaal een overzicht geven van uitgevoerde berekeningen en eventuele problemen tijdens de uitvoering van de berekeningen.

IJssel:

De grootte van de C-waarden voor het zomerbed zijn berekend voor de hoogwaters 1926, 1955 en 1958. De resultaten van het 1926 hoogwater bleken niet betrouwbaar en zijn bij de extrapolatie van de C-waarden naar de MHW-afvoer ($18.000 \text{ m}^3/\text{s}$) niet in beschouwing genomen. De C-waarde voor MHW varieerde van 38 tot $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Pannerdens kanaal:

Berekeningen zijn uitgevoerd voor de hoogwaters 1926 en 1958. De resultaten van het 1926 hoogwater zijn bij de extrapolatie van de C-waarde niet gebruikt. RWS de waarden te hoog oordeelde als gevolg van onvoldoende gegevens omtrent de waterstanden en de hoogteligging van het zomerbed en de uiterwaarden. De C-waarde voor MHW is vastgesteld op 48 à $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Nederrijn/Lek:

De C-waarde is berekend voor de hoogwaters 1926 en 1958. Uit deze berekeningen wordt voorgesteld om MHW-te bepalen met C-waarden variërend van 42 tot $53 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Waal:

Berekeningen zijn uitgevoerd voor de hoogwaters 1926 en 1955. Extrapolatie van de berekende C-waarden gaf bovenstrooms van Nijmegen C-waarden die varieerden van 47 tot 55 m^{1/2}/s. Benedenstrooms van Nijmegen vond men echter onwaarschijnlijk hoge C-waarden, namelijk van 62 tot 75 m^{1/2}/s. Op grond hiervan is besloten om voor de schatting van de C-waarden voor de MHW-berekening een andere werkwijze toe te passen.

Voor de Waal zijn de betrekkinglijnen verlengd tot de extreme afvoer. hierbij is gebruik gemaakt van de hoogwaters van 1955, 1957, 1958 I, 1958 II en 1926. Op de waargenomen topstanden zijn correcties aangebracht in verband met wijzigingen die in de rivier zijn aangebracht en enkele doorbraken.

Voor de afvoerkromme van Hulhuizen zijn de hoogwaters van 1955, 1957, 1958 I en 1958 II geëxtrapolerd. Voor 1926 is een afvoer van 8.250 m³/s aangehouden. Om inzicht te krijgen in het verloop van de afvoerkromme bij hogere afvoeren dan die van 1926 zijn diverse berekeningen uitgevoerd, waarbij de rivier lokaal tot een enkele bak werd geschematiseerd. Hierbij is verondersteld dat het verhang en de k-waarde bij de grotere afvoeren gelijk is aan dat van 1926.

Tevens zijn berekeningen uitgevoerd voor een samengesteld dwarsprofiel bestaande uit twee naast elkaar gelegen rechthoeken. Met behulp van Chézy zijn voor het hoogwater 1926 de k-waarden berekend van beide delen. Bij deze berekeningen bleek de k-waarde voor de uiterwaarde zeer hoog te zijn, namelijk orde 8-m. Uiteindelijk is men uitgegaan van de verlengde afvoerkromme op basis van het enkelvoudige profiel en is de C-waarde voor het riviergedeelte benedenstrooms van Nijmegen voor het 1926 hoogwater bepaald op 60 m^{1/2}/s, zie RWS-nota 67.16, pag. 20. Voor het gedeelte Pannerdense Kop - Nijmegen is men uitgegaan van een C-waarde van 55 m^{1/2}/s en voor de Bovenrijn, bovenstrooms van de Pannerdense Kop van C = 47 m^{1/2}/s. Deze waarden zijn vervolgens ook aangehouden in de MHW-berekening.

3 MHW-bepaling met 2-dimensionale stromingsberekeningen.

Met de opkomst van de computer zijn nieuwe technieken ontwikkeld voor het uitvoeren van ingewikkelde berekeningen. Naast het automatiseren van bestaande rekenmethoden zijn ook nieuwe methoden ontwikkeld. Aanvankelijk werd de 1-dimensionale beschrijving van de waterbeweging sterk verbeterd. In een later stadium werden ook programma's (WAQUA/-RIVCUR) ontwikkeld waarmee de 2-dimensionale (2D) diepte gemiddelde waterbeweging kan worden gesimuleerd.

In deze programma's wordt de fysica goed weergegeven, waardoor het mogelijk is om aan alle parameters, zoals bijvoorbeeld de ruwheid van het zomerbed en de ruwheid van het winterbed, een fysische betekenis toe te kennen. In de huidige 2D diepte gemiddelde stromingsmodellen worden de volgende factoren meegenomen:

- de invloed van afvoerveranderingen in de tijd,
- het effect van versnellingen en vertragingen in de stroming als gevolg van het veranderen van het dwarsprofiel,
- versnellingen als gevolg van de zwaartekracht,
- het effect van bodemwrijving,
- de invloed van de aardrotatie,
- het effect van de horizontale impulsuitwisseling; deze is vooral merkbaar op de overgang van het zomerbed naar het winterbed,
- eventuele invloeden van wind, en
- de invloed van extra energieverlies door stroomvertraging achter plotselinge bodemsprongen.

Voor een beschrijving van de vergelijkingen, die in WAQUA/RIVCUR worden opgelost en de resultaten van de MHW-berekening verwijzen wij naar (Ubels, RWS nota 86.35).

4 Evaluatie

Door de Commissie Becht is voorgesteld om de norm voor de maatgevende afvoer te verlagen van 1/3000 per jaar naar 1/1250 per jaar. Deze verlaging hield in dat voortaan bij de vaststelling van de MHW-standen met een afvoer van 16.500 m³/s moest worden gerekend in plaats van de tot dan gehanteerde afvoer van 18.000 m³/s. De MHW-standen moesten nu opnieuw worden vastgesteld. Dit kon op verschillende manieren gebeuren. De optie om de MHW-standen uit de stroombaanberekeningen te interpoleren werd verworpen, enerzijds omdat de stroombaanberekeningen qua schematisatie afhankelijk zijn van de afvoer en anderzijds omdat er dan geen standaard is voor het beoordelen van compensatie-werkzaamheden bij uitvoeren van rivierwerken.

Globaal kan worden gesteld dat tijdens de start van de nieuwe stroombaan-berekeningen de programma's voor het berekenen van de 2-dimensionale diepte gemiddelde stroming ter beschikking kwamen. Uiteindelijk is, na uitgebreide testberekeningen, zie (Wijbenga, 1981) (WL-verslag R1520, WL-nota R1520-1 en WL-nota R1520-2), en na een gedegen afweging, zie (Ogink, 1982, RWS nota 82.5), besloten om gebruik te maken van deze nieuwe rekentechniek. Met WAQUA/RIVCUR zijn vervolgens de nieuwe MHW-standen (Q16500) berekend.

In het navolgende zullen wij voor de duidelijkheid een onderscheid maken in de waterstanden die bij een afvoer van 18.000 m³/s zijn berekend en die horen bij een afvoer van 16.500 m³/s. We zullen dit steeds aangeven door MHW18000 of MHW16500.

	Verwachte verandering in MHW-standen. (m)	Vershil in MHW-standen tussen MHW16500 en MHW18000. (m)
Bovenrijn	-0,41	- 0,19
Waal	-0,40	+0,73
Pannerdens Kanaal	-0,33	- 0,23
Nederrijn en Lek	-0,33	- 0,35
IJssel bovenstrooms km 945	-0,20	- 0,10
benedenstrooms km 945		+0,10
tot aan Kampen		
Opmerkingen: Negatief betekent afname ten opzichte van MHW voor Becht Positief betekent toename ten opzichte van MHW voor Becht.		

Tabel D.1: Verwachte veranderingen in de MHW-standen als gevolg van de veranderde norm voor de afvoerverdeling en de uiteindelijke verschillen na herberekening van de MHW-standen.

Algemeen werd een verlaging van de maatgevende waterstanden verwacht. Uitgaande van de huidige afvoer-waterstandsrelaties voor de verschillende Rijntakken kan worden geschat welke verlaging van de MHW-standen mag worden verwacht, indien alleen de afvoer zou zijn veranderd van 18.000 m³/s naar 16.500 m³/s, zie Tabel D.1.

Uit Tabel D.1 leiden we af dat:

- alleen op de Nederrijn en Lek de nieuw berekende MHW-standen globaal overeenstemmen met de MHW-standen die mogen worden verwacht bij de nieuwe maatgevende afvoer van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$
- op de Bovenrijn, het Pannerdens Kanaal en de IJssel bovenstrooms km 945 de MHW-standen minder zijn afgenomen dan was te voorzien.
- de MHW-standen op de IJssel benedenstrooms van km 945 tot aan Kampen en op de Waal de MHW-standen zelfs zijn toegenomen. De toename in de MHW-standen voor de Waal zijn opvallend hoog.

Om de verschillen tussen de oude en nieuwe MHW-waarden te begrijpen gaan we na wat de verschillen zijn tussen de oude en de nieuwe MHW-berekeningen. We maken daarbij onderscheid in de Waal en de overige takken.

Pannerdens Kanaal, Nederrijn/Lek en IJssel

Voor deze riviertakken is de ruwheid voor het zomerbed bepaald uit een toetsing aan opgetreden hoogwaters. Het hoogwater van 1926 is buiten beschouwing gelaten. Met een aangenomen ruwheid voor het winterbed van 0,07 m (tegenwoordig gaan we uit van 0,2 m) en de gemeten afvoer is een ruwheid voor het zomerbed bepaald die niet erg veel afwijkt van de nu op fysische gronden geschatte ruwheid, zie Tabel D.2. De ruwheden zijn hier weergegeven in de zogenaamde k-waarden, waaruit de hydraulische ruwheid met de White-Colebrook formule kan worden berekend. De verschillen tussen de oude en nieuwe MHW-standen zijn voor deze riviertrajecten daarom niet groot in vergelijking tot de verschillen op de Waal.

Waal

Voor het schatten van de ruwheid van het zomerbed tijdens het hoogwater van 1926 zijn door RWS twee verschillende procedures gevolgd. Bij de stroombaanberekeningen werden onwaarschijnlijk hoge C-waarden gevonden. De procedure, waarbij gebruik gemaakt wordt van de betrekkelingslijnen, de Q-h-kromme van Hulhuizen en de afvoer voor 1926 in de Waal gaf minder spreiding in de ruwheden, maar de gemiddelde waarde voor de ruwheden verschillen echter niet veel. Ook hier was opnieuw een hoge Chézy-waarde nodig om de geëxtrapoleerde waterstanden weer te kunnen geven. Thans weten we dat de afvoer die destijds werd gebruikt te groot is. Tabel D.3 geeft een summier overzicht van de destijds bepaalde hydraulische ruwheid (MHW18000) en de thans gebruikte hydraulische ruwheid (MHW16500). In beginsel kan hieruit de k-waarde worden terug gerekend, maar deze is in de MHW18000-berekeningen overal 0,07 m. Uit Tabel D.3 leiden we af dat met name benedenstrooms van Nijmegen de verschillen erg groot zijn. Gaan we uit van een kleinere afvoer voor 1926 dan zou dat geleid hebben tot lagere Chézy-waarden en bij extrapolatie naar MHW18000 tot hogere waterstanden. De overeenkomst met de MHW16500-berekeningen was dan veel beter geweest.

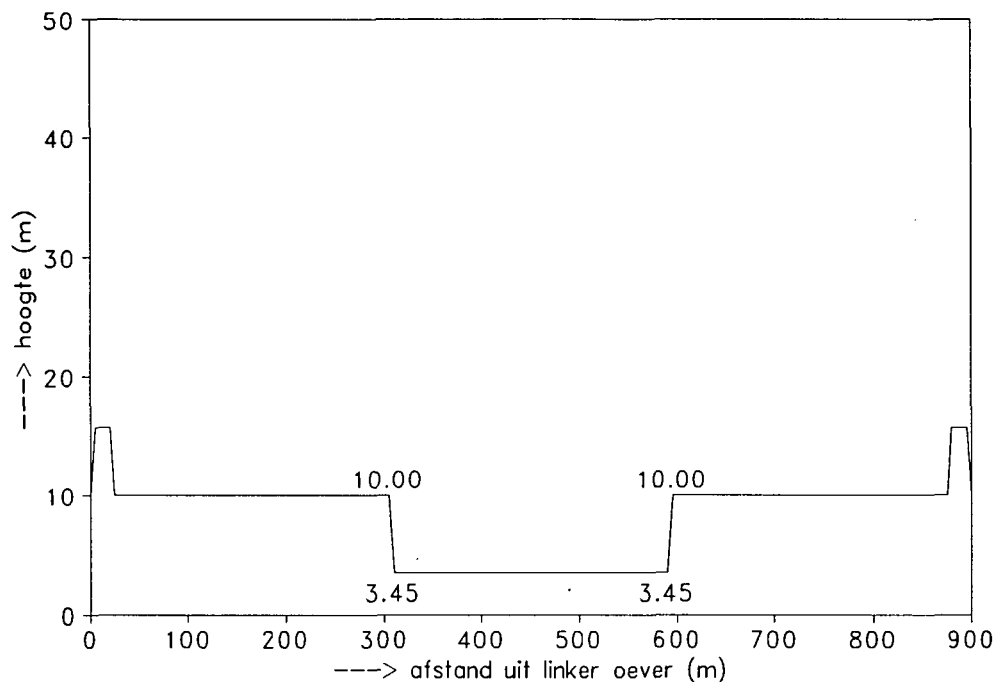
Pannerdens Kanaal, Nederrijn en Lek			IJssel		
traject (km)	k-waarde MHW18000 (m)	k-waarde MHW16500 (m)	traject (km)	k-waarde MHW18000 (m)	k-waarde MHW16500 (m)
872 - 879	0,25	0,35	878 - 885	0,90	0,60
879 - 883	0,25	0,25	885 - 891	0,85	0,60
883 - 892	0,15	0,35	891 - 903	0,85	0,50
892 - 900	0,20	0,40	903 - 912	0,60	0,60
900 - 908	0,35	0,40	912 - 929	0,20	0,40
908 - 913	0,45	0,30	929 - 945	0,40	0,35
913 - 919	0,50	0,30	945 - 949	0,40	0,35
919 - 922,5	0,50	0,25	949 - 957	0,40	0,35
922,5 - 929	0,55	0,25	957 - 965	0,30	0,40
929 - 940	0,55	0,30	965 - 981	0,20	0,30
940 - 947	0,50	0,25	981 - 990	0,15	0,20
947 - 950	0,45	0,25-0,20	990 - 1001	0,15	0,10
950 - 961	0,40	0,20			
961 - 972	0,20	0,20-0,12			
972 - 980	0,15	0,12-0,08			

Tabel D.2: Hydraulische ruwheid voor de zomerbedbodem bij de MHW18000-berekeningen en de MHW16500-berekeningen.

traject	C-waarde MHW18000	C-waarde MHW16500
Lobith - Pannerdense Kop	47	51,5
Pannerdense Kop - Nijmegen	55	50,0
Nijmegen - Gorinchem	60	45,5

Tabel D.3: Hydraulische ruwheid voor de Bovenrijn en Waal

Om het effect van de verschillende invloeden te kunnen kwantificeren zijn enkele eenvoudige principe-berekeningen uitgevoerd voor het gemiddelde dwarsprofiel van de Waal, zie Figuur D.1.



Figuur D.1: Gemiddeld dwarsprofiel voor de Waal

Voor dit dwarsprofiel hebben wij een aantal berekeningen uitgevoerd om na te gaan wat de invloed is van de verschillende veranderingen die zijn geïntroduceerd bij de overgang van de MHW18000-berekeningen (stroombanen) naar de MHW16500-berekeningen (WAQUA/RIVCUR). Een overzicht van de berekeningen is gegeven in Tabel D.4. In deze berekeningen hebben wij de invloed van opgaande begroeiingen gemakshalve buiten beschouwing gelaten. De invloed van begroeiing, anders dan gras, is overigens beperkt.

De eerste kolom bevat in de bovenste helft de parameters die zijn veranderd. In de onderste helft van deze kolom hebben we de meest belangrijke parameters opgenomen.

Kolom 2 stelt de basis vast voor onze beschouwingen. De getallen zijn vergelijkbaar met de oorspronkelijke MHW18000-waarden en zijn gebaseerd op ruwheden voor het zomer- en winterbed zoals deze ook in de MHW18000-berekeningen zijn gebruikt.

	MHW18000- schematisatie Oorspron- kelijke af- voer	MHW18000- schematisatie Gereduceer- de afvoer	Overgang zomerbed ruwheid	Overgang winterbed ruwheid	MHW16500 met hor. impuls- uitwisseling
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Afvoer Waal (m ³ /s)	11.400	10.350	10.350	10.350	10.350
Ruwheid zomerbed (m)	0,07	0,07	0,40	0,40	0,40
Ruwheid winterbed (m)	0,07	0,07	0,07	0,20	0,20
Horizontale impuls- uitwisseling (m ² /s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5
Chézy zomerbed m ^{1/2} /s	59,46	59,14	46,06	46,26	46,29
Chézy winterbed m ^{1/2} /s	53,06	52,32	53,53	45,79	45,79
Waterstand (m)	15,18	14,70	15,49	15,83	15,88

Tabel D.4: Invloed van afvoer, ruwheid en horizontale impulsuitwisseling op MHW-standen.

Kolom 3 geeft de getallen weer die we verwacht hadden als gevolg van de verlaging van de normafvoer van 18.000 m³/s naar 16.500 m³/s. Globaal hadden de waterstanden moeten afnemen met 0,48 m.

Vervolgens is in kolom 4 het resultaat weergegeven van een berekening, waarbij we de zomerbedruwheden, die nu in de MHW16500-berekeningen worden gebruikt, hebben ingevoerd. Hierdoor nemen de waterstanden in ons voorbeeld toe met 0,79 m.

Kolom 5 geeft de waterstanden weer als we tevens de winterbed ruwheid aanpassen aan de nu gebruikte waarde. Hierdoor stijgen de berekende waterstanden opnieuw met gemiddeld 0,34 m.

Kolom 6 tenslotte geeft het effect weer van een betere weergave van de fysica. Dit kan hier slechts een globale schatting zijn omdat we van een zeer geschematiseerd dwarsprofiel uitgaan. Voor dit dwarsprofiel kunnen we alleen de invloed van de horizontale impulsuitwisseling schatten. Deze impulsuitwisseling vindt vooral plaats op de overgang van het zomerbed naar het winterbed. Het effect ervan is dat de stroming in het zomerbed wordt afgeremd door de lagere stroomsnelheid in het winterbed en de stroming in het winterbed wordt meegesleept door de hogere stroomsnelheid in het zomerbed. De waterstanden stijgen slechts beperkt, namelijk 0,05 m. Deze laatste berekening is vergelijkbaar met de huidige MHW16500 berekeningen.

Ons rekenvoorbeeld laat zien welke parameters zijn veranderd tussen de MHW18000-berekeningen en de MHW16500-berekeningen en wat het belang is van de verschillende factoren. We zullen de invloed van de parameters in het navolgende in relatieve vorm presenteren. Als basis nemen we het verschil in waterstanden van de resultaten die met de stroombaanberekeningen verwacht hadden mogen worden bij een afvoer van 16.500 m³/s (kolom 3; 14,70 m) en de resultaten voor de huidige MHW-berekeningen (kolom 6; 15,88 m).

Op grond van de resultaten van Tabel D.5 kunnen we stellen dat de toenames in de MHW-standen voor de Waal het gevolg zijn van de volgende factoren:

- een gewijzigde ruwheid voor het zomerbed. Deze wijziging is mogelijk omdat de nieuwe rekenmethode een schematisatie op basis van fysische inzichten mogelijk maakt. Hierdoor kunnen we de ruwheid van beddingvormen koppelen aan de ruwheid voor het zomerbed. De ruwheid voor het zomerbed in de stroombaanberekeningen heeft te veel het karakter van een vuilnisbakcoëfficiënt.
- een gewijzigde ruwheid voor het winterbed. Nadere analyse van ruwheden van begroeiing heeft ertoe geleid dat de ruwheid van gras moest worden verhoogd van 0,07 m naar 0,2 m, zie ook het hoofdstuk over de toetsing van de huidige MHW-berekeningen.
- betere weergave van de fysica in de MHW16500-berekeningen ten opzichte van de MHW18000-berekeningen.

	Relatieve invloed (%)
Verandering van de ruwheid voor het zomerbed van 0,07 m naar 0,40 m.	67
Verandering van de ruwheid voor het winterbed van 0,07 m naar 0,20 m.	29
Betere weergave van de fysica	4

Tabel D.5 Relatieve belang van de verschillende aangepaste parameters in de MHW-berekeningen.

Het effect van een meer gedetailleerde weergave van de bodemgeometrie hebben wij in onze beschouwingen niet mee kunnen nemen. Wij verwachten dat dit op de MHW-standen gemiddeld geen grote invloed zal hebben. Lokaal kunnen er echter wel enige verschillen ontstaan, omdat versnellingen en vertragingen met WAQUA/RIVCUR wel en in de stroombaanberekeningen niet werden meegenomen.

Appendix E

Golfoploop

Inhoud Appendix E

1	Inleiding	E — 1
2	Golfoploop	E — 1
3	Golfoverslag	E — 3
4	Invloed vegetatie	E — 4
5	Gevolgen voor de kruinhoogte	E — 6
6	Conclusies en aanbevelingen	E — 10

Figuren

1 Inleiding

De maatgevende belasting op een dijklichaam wordt bepaald door de maatgevende hoogwaterstanden (MHW) en de belasting door golven. De golfbelasting wordt verwerkt in een overhoogte van de dijken, de zogenaamde waakhogte. In de Leidraden voor de boven- en benedenrivieren worden formules gegeven voor de berekening van de golfoploop. De berekenings-procedure lichten we toe in paragraaf 2. Daarnaast wordt tegenwoordig ook gewerkt met een acceptabele golfoverslag. Deze werkwijze beschrijven wij in paragraaf 3. Op grond van een van beide criteria wordt de waakhogte vastgesteld.

In beide methoden speelt de significante golfhoogte een belangrijke rol bij de bepaling van de golfoploop. Indien we de grootte van de inkomende golf kunnen verkleinen is in beginsel een reductie van de vereiste golfoploop mogelijk. In paragraaf 4 onderzoeken wij in welke mate vegetatie kan leiden tot een reductie van de inkomende golven.

In aansluiting hierop gaan wij in hoofdstuk 5 na hoe door een combinatie van verschillende maatregelen, zoals vegetatie, ruwer talud en een grotere mate van golfoverslag, de grootte van de waakhogte gereduceerd kan worden. De conclusies van het uitgevoerde onderzoek zijn vermeld in paragraaf 6.

2 Golfoploop

In de bestaande Leidraden voor het boven- en benedenrivierengebied worden formules voor de golfoploop gepresenteerd die zijn gebaseerd op onderzoek in het kader van TAW (TAW, 1972). Recent is op basis van fysisch onderzoek een algemene formule voor de 2%-golfoploop op dijken ontwikkeld (Van der Meer en De Waal, 1992):

$$z_{2\%}/H_s = 1,6 \text{ y } \xi \quad (\text{maximum } 3,0 \text{ y}) \quad (1)$$

met

$$y = y_f y_b y_\beta y_h \quad (2)$$

waarin:

$z_{2\%}$	=	2%-golfoplooppniveau boven de stilwaterlijn (m)
H_s	=	significante golfhoogte nabij teen constructie (m)
ξ	=	brekerparameter (-), $\xi = \tan\alpha/(2\pi H_s/gT_p^2)^{0,5}$
α	=	taludhoek (°)
g	=	versnelling zwaartekracht (m ² /s)
T_p	=	piekperiode golfspectrum (s), $T_p = 1,15 T_m$
T_m	=	gemiddelde golfperiode (s)
y	=	totale reductiefactor (-)
y_f	=	reductiefactor voor ruwheid talud (-)
y_b	=	reductiefactor voor een berm (-)
y_β	=	reductiefactor voor scheve golfinval (-)
y_h	=	reductiefactor voor een ondiep voorland (-)

Vgl.(1) komt (na omwerking) vrijwel overeen met de formule genoemd in de Leidraden. Die formule kan dus gehandhaafd blijven. Afwijkend ten opzichte van de Leidraden is evenwel de reductiefactor y . In de Leidraden worden uitsluitend de factoren y_f en y_B genoemd, waarbij voor y_f geen reductie is gegeven voor een grastalud en in y_B zowel de factor y_b als y_β gecombineerd in rekening worden gebracht. De factor y_h komt niet voor. Achtereenvolgens zullen de diverse reductiefactoren kort worden besproken.

De invloed van de taludruwheid (y_f) in de Leidraden beperkt zich tot harde materialen. Recent onderzoek heeft laten zien dat de oploop op gras lager is dan op een glad talud (bijvoorbeeld beton of asfalt). Het gaat om circa 0,9 tot 1,0 keer de oploop op een glad talud.

De invloed van een berm (y_b) op de golfoploop hangt af van de ligging van de berm ten opzichte van de stilwaterlijn en de bermbreedte. De meest effectieve berm ligt op de stilwaterlijn. Een formule die de reductiefactor y_b beschrijft luidt:

$$y_b = 1 - g_b + 0,5 g_b (d_h/H_s)^2 \quad (3)$$

$$g_b = 0,06 \quad B/H_s \quad \text{voor} \quad < 4,4 (\tan\alpha)^{0,67}$$

$$g_b = 5 B/L_{op} \quad \text{voor} \quad > 4,4 (\tan\alpha)^{0,67}$$

waarin:

g_b	=	factor die de reductie van een berm op de stilwaterlijn geeft (-)
d_h	=	verticale afstand aan de voorkant van de berm ten opzichte van de stilwaterlijn (m)
B	=	breedte van de berm (m)
L_{op}	=	golflengte samenhangend met T_p (m)

De gevonden relaties zijn weergegeven in Figuur E.1.

De invloed van scheve golfval (y_β) was tot op heden gerelateerd aan langkammige golven, dat wil zeggen dat de lengte van de golfkam in principe oneindig wordt verondersteld. In de natuur zijn golven kortkammig. In Figuur E.2 zijn de resultaten van recent onderzoek weergegeven. Aanbevolen wordt dus de lijnen voor kortkammige golven te gebruiken. Voor de 2%-golfoploop en voor de golfoverslag gelden verschillende reductiefactoren. Dit komt omdat de golfenergie per strekkende meter constructie bij scheve golfaanval kleiner is dan bij loodrechte golfaanval. De golfoverslag wordt gedefinieerd als een debiet per strekkende meter constructie, terwijl de oploop niet van de constructielengte afhangt. In formulevorm luiden de reductiefactoren:

$$y_\beta = 1 - 0,0022 \beta \quad \text{voor golfoploop} \quad (4a)$$

$$y_\beta = 1 - 0,0033 \beta \quad \text{voor golfoverslag} \quad (4b)$$

waarin:

$$\beta = \text{hoek van golfval } (^{\circ})$$

Opgemerkt wordt dat de formule die in de Leidraden wordt gegeven geldt voor langkammige golven.

De invloed van een ondiep voorland (y_h) komt tot uiting in het wijzigen van de Rayleighverdeling doordat de golven boven het ondiepe voorland breken. In plaats van gebruik te maken van H_s wordt een betere aansluiting met de golfploop verkregen bij gebruik van $H_{2\%}$. Een voorlopige benadering is de volgende die in principe alleen geldig is voor een voorland met een helling 1:100:

$$y_h = H_{2\%}/(1,4 H_s) = 1 - 0,03 (4 - h_m/H_s)^2 \quad \text{voor } h_m/H_s < 4 \quad (5)$$

$$y_h = 1 \quad \text{voor } h_m/H_s > 4$$

waarin:

$$\begin{aligned} H_{2\%} &= \text{golfhoogte die door 2\% van de waarden wordt overschreden (m)} \\ h_m &= \text{waterdiepte ter plaatse van de teen van de dijk (m)} \end{aligned}$$

Vgl.(5) is weergegeven in Figuur E.3.

Opgemerkt wordt dat als wordt gerekend met de significante golfhoogte H_s ter plaatse van de teen van het talud, voor de reductiefactor y_h een waarde gelijk aan 1,0 moet worden aangehouden in plaats van de waarden volgend uit vgl.(5).

3 Golfoverslag

Relevante parameters bij golfoverslag zijn de vrije kruinhoogte h_k en het overslagdebiet q . De vrije kruinhoogte is het hoogteverschil tussen de stilwaterlijn en de kruinhoogte. Het overslagdebiet is gedefinieerd als een gemiddeld debiet per strekkende meter breedte. Bij golfoverslag is per definitie de kruinhoogte lager dan de oplooppniveaus van de hoogste golven.

Golfoverslag bij dijken kan worden weergegeven in een formule, waarbij rekening wordt gehouden met de verschillende reductiefactoren y door de verschillende invloeden te verwerken in het te verwachten niveau behorend bij 2%-golfploop. De formule voor het gemiddeld overslagdebiet wordt gegeven door (Van der Meer en De Waal, 1992):

$$q = 8 \cdot 10^{-5} (g H_s^3)^{0,5} \exp[3,1 (z_{2\%} - h_k)/H_s] \quad (6)$$

waarin:

$$\begin{aligned} q &= \text{gemiddeld overslagdebiet (m}^3\text{/s/m)} \\ g &= \text{versnelling zwaartekracht (m}^2\text{/s)} \\ H_s &= \text{significante golfhoogte (m)} \\ z_{2\%} &= \text{2\%-golfploopniveau (m)} \\ h_k &= \text{vrije kruinhoogte boven stilwaterlijn (m)} \end{aligned}$$

De betrouwbaarheid van vgl.(6) wordt gegeven door $\log(q)$ als normaal verdeeld te beschouwen met een variatiecoëfficiënt $V(\log(q)) = 0,11$. Vgl.(6) is met de 90%-betrouwbaarheidsgrenzen in Figuur E.4 weergegeven.

Ter toelichting wordt opgemerkt dat het overslagdebiet is gerelateerd aan een "tekort aan kruinhoogte" ten opzichte van het 2%-golfoploopniveau door de parameter $(z_{2\%} - h_k)/H_s$. Dit tekort aan kruinhoogte is in Figuur E.4 uitgezet tegen de logaritme van het dimensieloze gemiddelde overslagdebiet. Voor $(z_{2\%} - h_k)/H_s = 0$ is de kruinhoogte precies gelijk aan de verwachte 2%-golfoploop. Voor negatieve waarden van $(z_{2\%} - h_k)/H_s$ is de kruinhoogte hoger dan het verwachte 2%-golfoploopniveau en is de golfoverslag klein en meestal niet interessant. Voor $(z_{2\%} - h_k)/H_s = 1$ ligt de kruin een golfhoogte beneden het verwachte 2%-golfoploopniveau, zodat een behoorlijke overslag mag worden verwacht.

Tenslotte, in de Leidraden voor het boven- en benedenrivierengebied wordt voor de golfoverslag een formule gepresenteerd die is gerelateerd aan de kruinhoogte h_k . Vgl.(6) relateert de golfoverslag aan het tekort aan kruinhoogte $(z_{2\%} - h_k)$. Beide methoden leiden tot een gelijk resultaat en zijn even betrouwbaar (Van der Meer en De Waal, 1972). De voordelen van vgl.(6) ten opzichte van de formule in de Leidraden zijn, dat vgl.(6) eenvoudiger is en een directe relatie geeft tussen het 2%-golfoploopniveau en het bijbehorende overslagdebiet.

4 Invloed vegetatie

In het kader van een onderzoek ten behoeve van milieuvriendelijke oevers wordt een studie verricht naar de golfdempende werking van riet. Voor deze demping geldt het volgende functionele verband:

$$\text{demping} = f(\text{waterdiepte, vegetatietype, stengellengte, golflengte, golfsteilheid, stengeldichtheid, seizoen, bermbreedte})$$

Op dit moment kan bovenstaand verband nog niet worden vertaald in een formule. Op basis van literatuurgegevens en modelonderzoek bij WL zijn echter wel tendenzen aan te geven voor zover het betreft vegetaties van riet, mattenbies, en dergelijke.

(Bonham, 1980) vermeldt een verhouding tussen actuele golfhoogte H_{act} en inkomende golfhoogte H_s van 0,6 bij een breedte van de vegetatie van 2 m. Een reductie dus van 40% (zie Figuur E.5). (Bouter, 1989) bevestigt dit resultaat met een laboratoriumexperiment. Proeven in het Waardkanaal resulteerden in een zelfde waarde voor de golfhoogtereductie, maar dan voor een rietkraagbreedte van 6 m (RWS, 1986). Op grond van 'engineering judgement' wordt door (US Department of Agriculture, 1974) gesteld dat de energie van een golf van 0,45 m geheel wordt gedissipeerd bij een vegetatiebreedte van meer dan 6 m. Als aangenomen wordt dat slechts 5% van de energie resteert, dan betekent dit een golfhoogtereductie van 78%. WL-onderzoek naar de golfdempende werking van riet en mattenbies in een golfgoot (WL, 1992), bevestigt de gevonden waarden zoals die zijn gemeten bij de proeven in het Waardkanaal. De onderzochte breedte van de vegetatie is echter slechts 4 m.

Beschouwen we deze resultaten nader dan lijken de resultaten van Bonham, Bouter en die van US Department of Agriculture aan de hoge kant. Realistischer lijken de resultaten van de proeven in het Waardkanaal, welke worden bevestigd door modelonderzoek.

Het resultaat is dus een demping van 40% bij een vegetatiebreedte van 6 m. Dit betekent voor de verhouding r van de golfhoogten:

$$r = H_{\text{act}} / H_s = 0,6 \quad (6)$$

Voor kleinere waarden van de vegetatiebreedte kan een lineair verband worden verondersteld. Geen gegevens zijn beschikbaar voor grotere breedtes.

De demping in een vegetatiezone is een gevolg van het energieverlies door het in meer of mindere mate meebuigen van de vegetatie onder invloed van de golfkracht en wervels die ontstaan juist achter de stengels. Bij een grote uitwijking van de vegetatie ten opzichte van de nulstand (= verticaal), bij voorbeeld in de orde van de orbitaalbeweging, is de demping gering. Bij een geringe uitwijking is de demping juist groot. Het laatstgenoemde effect wordt veroorzaakt door de opgeroepen tegenkracht door de stengel en door de wervelvorming juist achter de stengel.

De uitwijking van de stengel is eveneens klein bij een geringe waterdiepte, omdat in dat geval het aangrijpingspunt van de golfkracht laag ligt en de stengel daardoor een relatief stijver gedrag vertoont ten opzichte van een grotere waterdiepte. Dit aspect pleit voor de aanleg van een berm voor de dijk.

Een rietvegetatie is evenwel niet gelijk aan een zone met wilgen, populieren, iepen of eiken. Stengeldiameter en stengeldichtheid zijn daarbij van een andere orde. Niettemin zijn er overeenkomsten. In een studie van Rijkswaterstaat (RIZA 91.133X, 1991) is op basis van verzamelde gegevens een gemiddelde BA (Basal Area, dit is het totale oppervlak van de stamdoorsneden van de bomen per eenheid van oppervlakte) afgeleid van $0,0041 \text{ m}^2/\text{m}^2$, waarbij BA gedefinieerd is volgens:

$$BA = 0,25 \pi D^2 N \quad (8)$$

waarin:

$$\begin{aligned} D &= \text{gemiddelde stamdiameter (m)} \\ N &= \text{stamdichtheid in aantal stammen per eenheid van oppervlakte (m}^{-2}\text{)} \end{aligned}$$

Verondersteld is verder dat deze waarde min of meer constant is voor alle soorten bos. Hierdoor kan een relatie gelegd worden tussen stamdiameter en stamdichtheid (zie Figuur 6):

$$D = 0,0723 N^{-0,50} \quad (9)$$

Bij een gemiddelde stamdiameter van 0,15 m betekent dit een stamdichtheid van 0,25 per m^2 .

Van riet zijn de volgende gegevens bekend:

D	=	0,005 m	en	N = 150 per m ²	(WL, 1992)
D	=	0,004 m	en	N = 220 per m ²	(Starosolszky, 1983)
D	=	0,003 m	en	N = 375 per m ²	(Bouter, 1989)

Dit resulteert in de relatie:

$$D = 0,060 N^{-0,50} \quad (10)$$

De overeenkomst met de formule voor bomen is goed te noemen, gezien de beperkt beschikbare gegevens (zie ook Figuur E.6). Overigens volgt voor riet op basis van de gegeven formule voor BA een waarde van 0,0028 m²/m².

Een tweede overeenkomst betreft de hydraulische ruwheid. Vegetaties, zowel van riet als van bomen, zorgen voor een kleinere waarde van de Chézy-coëfficiënt ten opzichte van de situatie zonder vegetatie. Voor ooibossen bedraagt deze volgens de RWS-studie $C_{\text{bomen}} = 10,5 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$ (RIZA 91.133X, 1991). Voor riet zijn door (Bouter, 1989) en (Starosolszky, 1983) waarden afgeleid van respectievelijk 6 m^{0,5}/s en 5 tot 10 m^{0,5}/s afhankelijk van de waterdiepte (0,15 m tot 0,50 m). Op grond hiervan wordt geconcludeerd dat de hydraulische ruwheid van zowel bomen als riet min of meer gelijk is. Dit betekent dat het energieverlies eveneens min of meer gelijk moet zijn en dus ook de invloed op de golfhoogtereductie.

Gezien bovenstaande overeenkomsten wordt gesteld dat de golfhoogtereductie door een bos gelijk gesteld mag worden aan die van een zone met een rietvegetatie. De belangrijkste bijdrage wordt daarbij geleverd door de wervels achter de stammen. Daarnaast speelt de grote stijfheid (en dus de zeer beperkte mogelijkheid tot uitbuiging) van de stammen een rol. Een negatieve invloed op de reductie kan uitgaan van de beperkte stamdichtheid. Om die reden wordt aanbevolen voorshands een veilige benadering te kiezen, dat wil zeggen een reductie van 40% bij een breedte van het bos van 6 m.

5 Gevolgen voor de kruinhoogte

Achtereenvolgens zullen in deze paragraaf de gevolgen voor de kruinhoogte worden beschouwd van de verbeterde golfoploopformule (zonder en met de invloed van bomen), alsmede van de formule voor de golfoverslag. Vooraf wordt opgemerkt dat in de praktijk de vrije kruinhoogte wordt bepaald met een golfoverslagformule als functie van de 2%-golfoploop met een minimum vrije kruinhoogte h_k van 0,50 m.

Ten aanzien van de minimale kruinhoogte wordt in de Leidraden het volgende opgemerkt:

"Gelet op de begaanbaarheid van de kruin van de dijk, de onzekerheid in de ontwerpwaterstanden en de verwaarlozing van opstuwingeffecten door wind- en ijsgang moet in ieder geval minstens 0,5 m van de minimaal benodigde waakhogte als grondlichaam van voldoende breedte worden uitgevoerd."

Een eventuele verlaging van de minimale waakhogte wordt niet verantwoord geacht.

golfoploop

Combinatie van vgl.(1) en (2) en substitutie van de brekerparameter geeft voor de golfoploop de volgende relatie:

$$z_{2\%} = 1,6 y_f y_b y_\beta y_h H_s^{0,5} \tan(\alpha)/(2\pi/g T_p^2)^{0,5} \quad (11)$$

(maximumwaarde van 3,0 y)

Voor de reductiefactoren y kunnen schattingen worden gegeven (zie Figuren E.1 t/m E.3). In het kader van deze studie is het wenselijker aan te geven welke factoren nog kunnen leiden tot een reductie van de golfoploop ten opzichte van de huidige ontwerppraktijk. Dit geeft het volgende resultaat:

y_f	=	0,95	In de huidige Leidraden wordt een grastalud wat betreft ruwheid gelijk gesteld aan een glad talud, bijvoorbeeld beton. Dit betekent $y_f = 1,0$. Recent onderzoek heeft geleid tot een waarde tussen 0,9 en 1,0.
y_b	=	1,0	Verondersteld wordt dat de invloed van een berm reeds in rekening wordt gebracht. De extra reductie is dus nihil.
y_β	=	1,0	Deze reductie is reeds verwerkt in de huidige ontwerprichtlijn en dus is de extra reductie nihil.
y_h	=	1,00	Deze invloed wordt momenteel niet in rekening gebracht. De grootte ervan varieert van 0,8 tot 1,0.

Substitutie van deze reductiefactoren laat zien dat ten opzichte van de huidige in gebruik zijnde formule een extra golfoploopreductie kan worden verkregen van 5%.

In bovenstaande beschouwing is geen rekening gehouden met de eventuele aanwezigheid van een vegetatie voor de dijk. Is dit wel het geval dan moet in plaats van H_s worden gesubstitueerd:

$$H_{act} = r H_s \quad (12)$$

Dit resulteert in de volgende formule:

$$z_{2\%} = 1,6 y_f y_b y_\beta y_h r^{0,5} H_s^{0,5} \tan(\alpha)/(2\pi/g T_p^2)^{0,5} \quad (13)$$

(maximumwaarde van 3,0 y)

Eerder is gesteld dat voor een 6 m brede zone met bomen een waarde voor r kan worden aangehouden van 0,6. Dit leidt tot een reductie van de golfoploop door uitsluitend de aanwezigheid van bomen van 22%.

Een gecombineerd effect van zowel de verbeterde golfploopformule als de aanwezigheid van bomen betekent dat gerekend moet worden met de golfhoogte H_s ter plaatse van een talud. De reductiefactor voor een ondiep voorland y_h wordt dan gelijk gesteld aan 1,0 (in plaats van 0,95). Dit leidt tot een totale reductie van 26% ($1 - 0,95 \cdot 1,0 \cdot 0,78$).

golfoverslag

Eerder is in paragraaf 3 gesteld dat vgl.(6) voor de golfoverslag resulteert in dezelfde resultaten als de formule in de Leidraden en dat ook de betrouwbaarheid van de nieuwe formule gelijk is. Het toepassen van vgl.(7) in plaats van de formule in de Leidraden leidt dus niet tot een reductie van de kruinhoogte.

Vgl.(6) biedt wel de mogelijkheid om op eenvoudige wijze de invloed na te gaan van een ander overslagdebiet. Een en ander is met een voorbeeld duidelijk te maken.

Veronderstel een talud van 1:3 met als golfrandvoorwaarden $H_s = 0,25$ m, $T_p = 2,0$ s (golfsteilheid 0,04) en een reductiefactor $y = 1,0$. Met vgl.(1) volgt dan voor de 2%-golfploop:

$$z_{2\%} = 0,66 \text{ m}$$

Vgl.(6) kan ook als volgt worden geschreven:

$$h_k = z_{2\%} - 3,05 \cdot H_s - 0,323 H_s \ln [q / (g H_s^3)^{0,5}] \quad (14)$$

Voor $q = 0,1$ l/s/m en $1,0$ l/s/m zijn met vgl.(14) de waarden voor de vrije kruinhoogte h_k en het tekort aan kruinhoogte ($z_{2\%} - h_k$) berekend, alsmede het 90%-betrouwbaarheidsinterval voor q . Ook is omgekeerd berekend wat het overslagdebiet is bij een vrije kruinhoogte van $0,50$ m (gelijk aan de minimaal vereiste kruinhoogte). Ter informatie zijn tenslotte ook opgenomen de resultaten van berekeningen met een vrije kruinhoogte van $0,66$ m (gelijk aan het 2%-golfploopniveau). De resultaten staan in onderstaande tabel.

overslag debiet (l/s/m)	betrouwbaarheids- interval (l/s/m/)	vrije kruinhoogte (m)	tekort aan kruinhoogte (m)
0,1	0,02 - 0,5	0,57	0,09
1,0	0,3 - 3,5	0,38	0,28
0,23	0,05 - 1,0	0,50	0,16
0,03	0,005 - 0,2	0,66	0

Uit het voorbeeld blijkt dat het toestaan van een hoger debiet leidt tot een reductie van de vrije kruinhoogte met $0,19$ m ($0,57 - 0,38$). Helaas is een dergelijke reductie niet mogelijk vanwege de eis van een minimale vrije kruinhoogte van $0,50$ m, wat leidt tot een "winst" van slechts $0,07$ m ($0,57 - 0,50$) en een toename van het overslagdebiet van $0,1$ tot $0,23$ l/s/m. Een "winst" van slechts 12%.

Duidelijk moge zijn dat met het overslagdebiet valt te "spelen" zolang het 2%-golfoploopniveau groter is dan 0,50 m (minimaal vereiste vrije kruinhoogte). Randvoorwaarde daarbij is de kwaliteit van de bekleding van de kruin en het binnentalud, waarvoor de maatgevende belasting het over- en afstromend water is als gevolg van golfoverslag. In de Leidraden wordt uitgegaan dat de volgende gemiddelde debieten maatgevend zijn voor de erosie:

- 0,1 l/s/m voor zandige grond met een slechte grasmat
- 1,0 l/s/m voor kleiige grond met een redelijk goede grasmat
- 10 l/s/m bij een kleibekleding en een grasmat volgens de eisen voor het buitentalud of bij een bekledingsconstructie

Het gecombineerde effect van golfoverslag, verbeterde golfoploopformule en een vegetatie voor de dijk, kan worden onderzocht door substitutie van vgl.(13) in vgl.(14):

$$h_k = z_{2\%} - 3,05 \cdot H_s - 0,323 H_s \ln [q/(g H_s^3)^{0,5}] \quad (15)$$

met:

$$z_{2\%} = 1,6 y r^{0,5} H_s^{0,5} \tan(\alpha)/(2\pi/g T_p^2)^{0,5}$$

Voorwaarde: $h_k > 0,50$ m

6 Conclusies en aanbevelingen

Op basis van het gestelde in de voorgaande paragrafen zijn de volgende conclusies te trekken:

- Een geringe reductie van de golfploop is te realiseren door het toepassen van de verbeterde golfploopformule (factor y in formule voor $z_2\%$). De orde van grootte wordt geschat op 5%.
- Een reductie van de golfploop is ook te realiseren door het aanleggen van een strook bomen voor de dijk. Dit leidt tot een lagere golfhoogte dan de inkomende windgolfhoogte (factor r in formule voor $z_2\%$). Op basis van meetgegevens is een golfreductie te verwachten van 40% bij een breedte van 6 m. De golfploop reduceert hierdoor met 22%.
- Het aanbrengen van een vegetatie in combinatie met het toepassen van de verbeterde golfploopformule leidt tot een geschatte reductie van de golfploop met 26%.
- Geen mogelijkheden voor reductie van de kruinhoogte worden geboden door de nieuwe formule voor de golfoverslag. Deze leidt tot gelijke resultaten en een zelfde betrouwbaarheid als de formule genoemd in de Leidraden.
- Het toestaan van hogere overslagdebieten dan 0,1 l/s/m (voorzover daarvan nog geen sprake is in de huidige ontwerppraktijk) kan wel leiden tot een reductie van de kruinhoogte. De orde van grootte is afhankelijk van de inkomende golfhoogte. Bij een golfhoogte van 0,25 m bedraagt de reductie 12% (minimale vrije kruinhoogte 0,50 m).

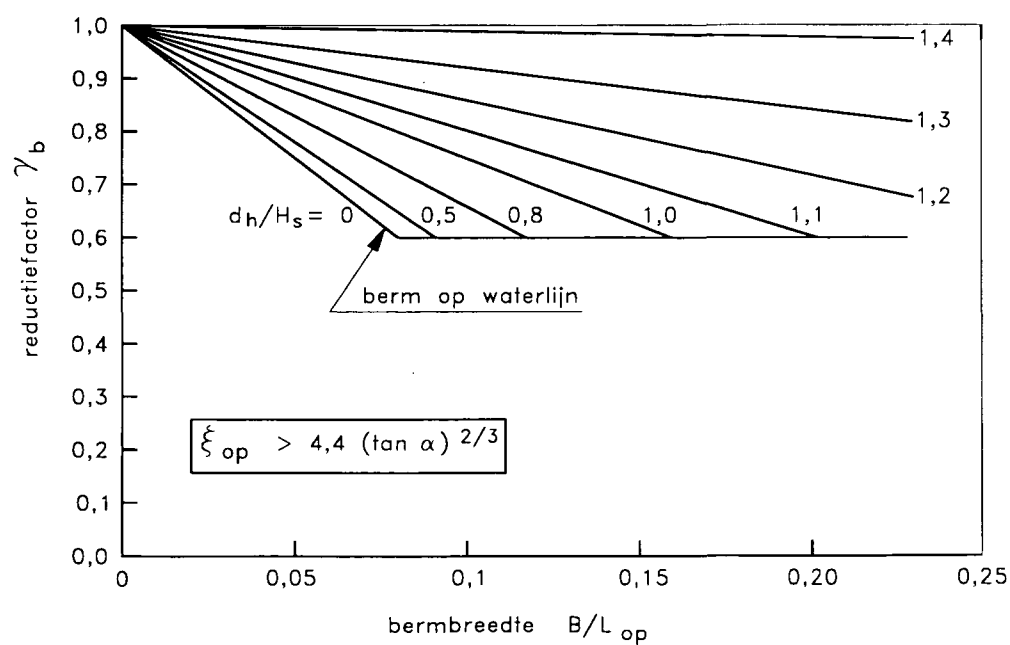
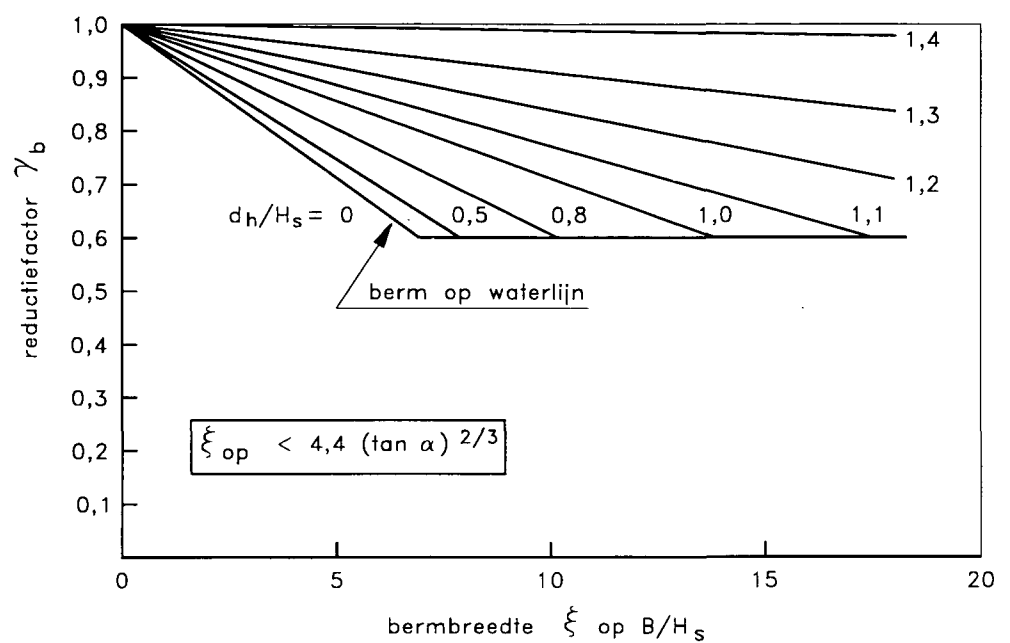
Het bovenstaande moet worden gezien in het licht van de gangbare ontwerppraktijk die uitgaat van het overslagcriterium en waarbij geldt dat de kruinhoogte minimaal 0,50 m boven de stilwaterlijn moet liggen. De kwaliteit van de bekleding van kruin en binnentalud bepaalt vervolgens het toelaatbare overslagdebiet.

In samenhang hiermee kan samenvattend worden gesteld:

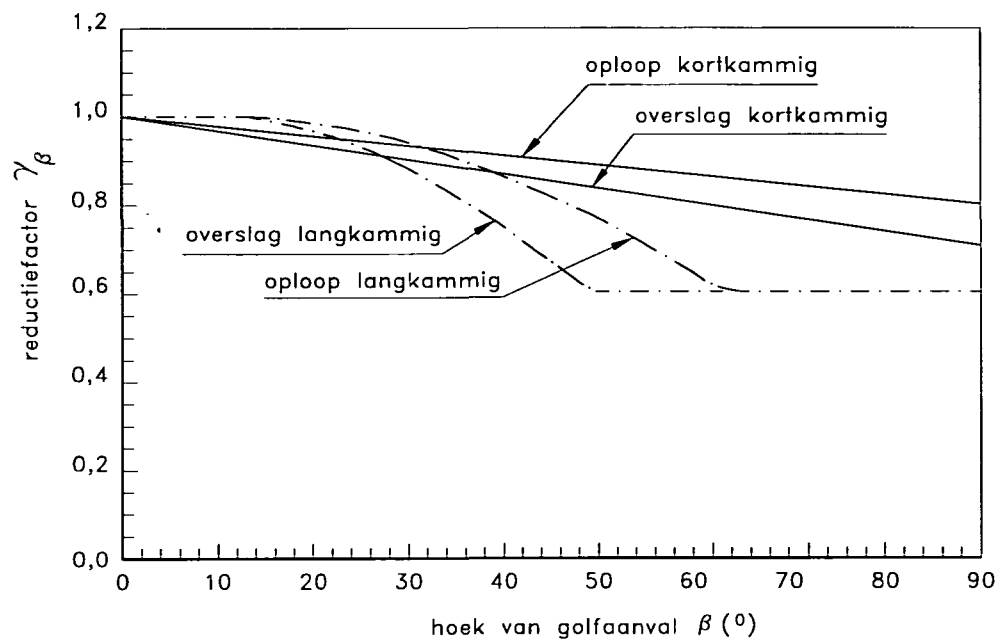
Een reductie van de kruinhoogte is mogelijk door reductie van de 2% -golfploop zelf, door reductie van de inkomende golfhoogte door een vegetatie of door het toestaan van grotere overslagdebieten. Een combinatie is evenzeer mogelijk. De totale reductie die mogelijk is, is sterk afhankelijk van de lokatie, maar geschat wordt dat deze maximaal 10% bedraagt.

Opgemerkt moet worden dat de geschatte reducties indicaties zijn op basis van onvolledige gegevens. Aanbevolen wordt daarom de golfdempende werking van bomen nader te onderzoeken en wat betreft de waarde van de reductiecoëfficiënten y in de golfploopformule proefberekeningen uit te voeren.

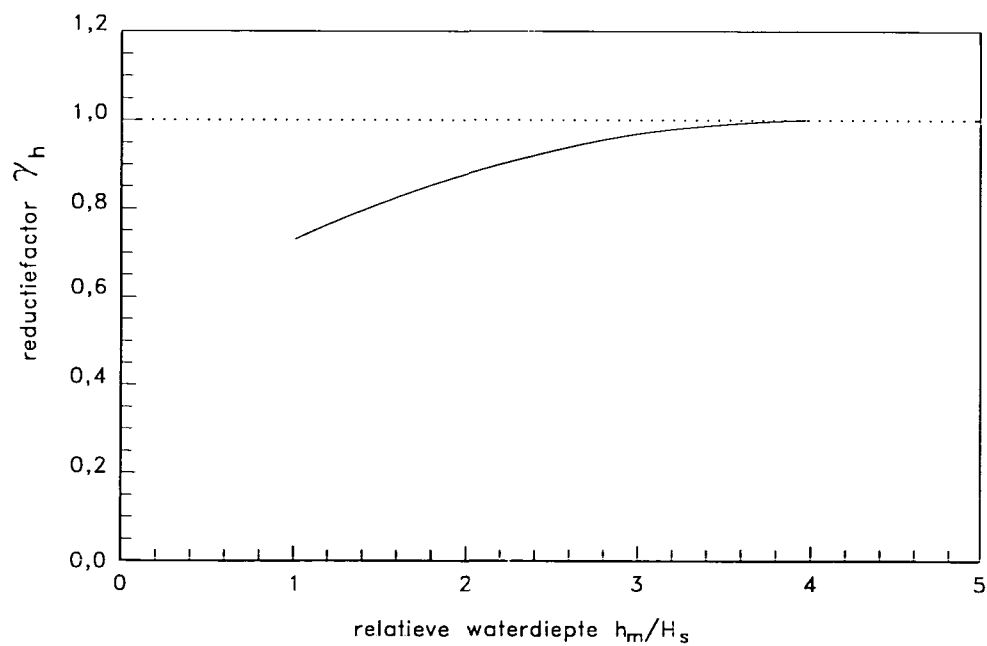
Tenslotte wordt voor de volledigheid opgemerkt dat de kleinere Chézy-waarden door de grotere ruwheid bij de aanwezigheid van een vegetatie leiden tot een verhoging van de waterstanden. De winst in de golfploop door een lagere golfhoogte kan teniet worden gedaan door een hogere waterstand veroorzaakt door de grotere ruwheid. Dit aspect is in deze notitie buiten beschouwing gebleven.



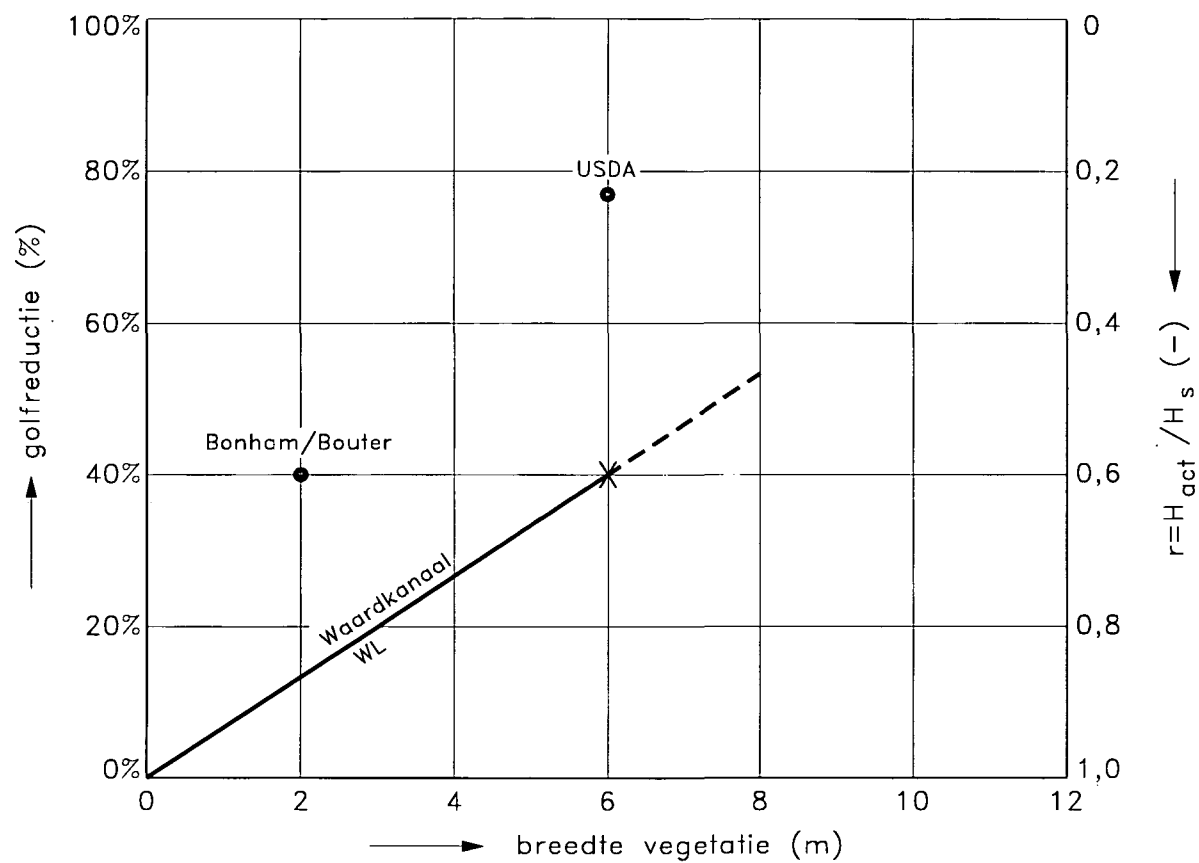
Figuur E.1 Reductiefactor voor een berm



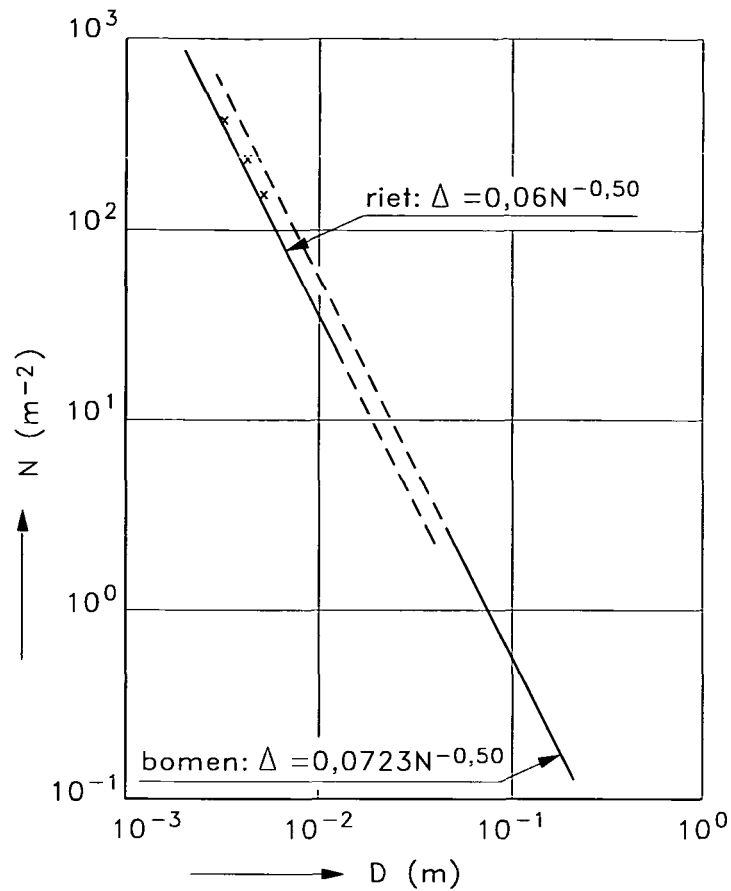
Figuur E.2 Reductiefactor voor de hoek van golfaanval



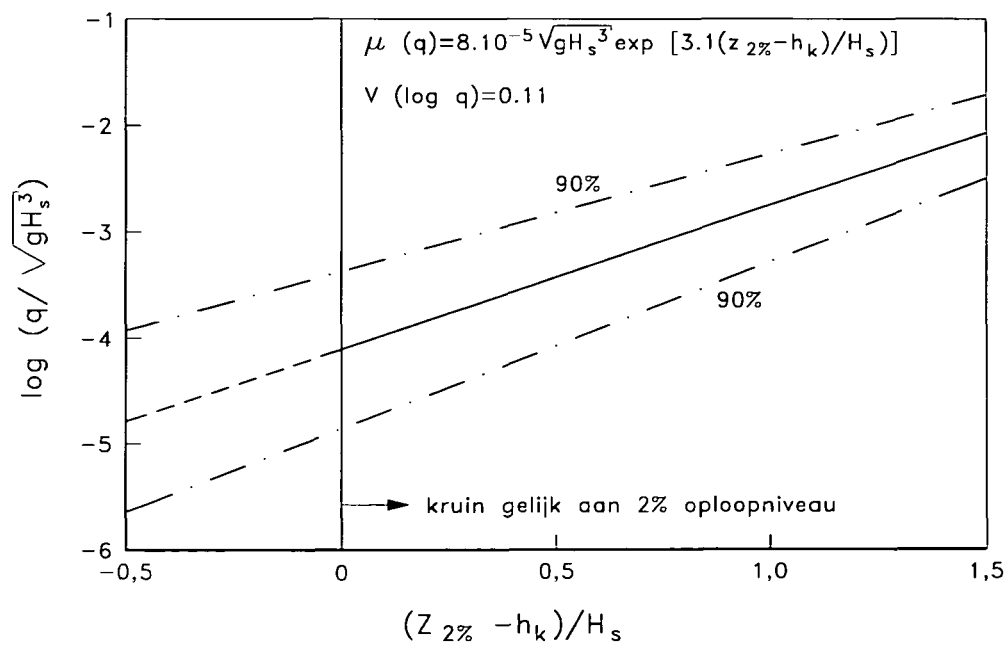
Figuur E.3 Reductiefactor voor een ondiep voorland



Figuur E.4 Golfhoogtereductie en golfdemping als functie van de vegetatiebreedte



Figuur E.5 Relatie tussen stamdichtheid en stamdiameter



Figuur E.6 Golfoverslag als functie van het tekort aan kruinhoogte

Appendix F

Review of ice processes

Contents Appendix F

List of Figures

List of Tables

1	Introduction	F — 1
2	Discussion of past ice years	F — 1
3	Climatic review	F — 2
4	Ice jams	F — 3
5	Effect of river changes	F — 6
6	Duration	F — 7
7	Mitigation methods	F — 7
8	Stage-discharge analysis	F — 9
9	Early warning of ice problems	F — 11
10	Return period for flooding due to ice	F — 14
11	Summary	F — 15
12	Recommendations	F — 17

Figures

List of Figures

Figure F.1	IJnsen's 'V'
Figure F.2	Typical Cross Section
Figure F.3	Open Water Rating Curves
Figure F.4	Water Levels at Werkendam
Figure F.5	River Waal Flow Profiles, 1,000 cms
Figure F.6	River Waal Flow Profiles, 2,000 cms
Figure F.7	River Waal Flow Profiles, 5,000 cms
Figure F.8	River Waal Flow Profiles, 10,000 cms
Figure F.9	River Waal Rating Curves, Zaltbommel
Figure F.10	River Waal Rating Curves, St. Andries
Figure F.11	River Waal Rating Curves, Tiel
Figure F.12	River Waal Rating Curves, Nijmegen
Figure F.13	River Waal Rating Curves, Pannerdens Kop
Figure F.14	Values of d° , Years With and Without Ice Jams
Figure F.15	d° Frequency Distribution
Figure F.16	Discharge Frequency Distribution

List of Tables

Table F.1	Computation of d° for a Winter Season
Table F.1a	Computation of d° for a Winter Season
Table F.2	Comparison of V and d°
Table F.3	Annual and Frost Period Discharge Frequencies

1 Introduction

For centuries the Dutch people have struggled against water, either from the sea or from river floods. Currently, the level of protection offered by the system of river dikes is being evaluated. This effort began with a frequency analysis of water discharge to define the required level of protection. Previously, the dike elevations were set based on the highest recorded water levels plus a margin of safety. For the present study, a design discharge corresponding to an open water flood with an exceedance frequency of 1/1250 per year has been selected. However, a study of historical data on the main branch of the River Waal near the town of Zaltbommel (by J. Bervaes, 1991) showed that nearly all flooding occurred during cold periods in association with ice formation and jamming. According to his calculations, a major flood occurred approximately once every 12.5 years on the River Rhine and its branches since the year 1780. In response to such flooding, the Rijkswaterstaat undertook a program of river modifications. Secondary channels were closed, floodplain vegetation was reduced, and a single main channel of specified minimum depth was created. Currently, this main channel has a nearly constant width maintained by a system of groins.

There has been no ice-related flooding during the current century. Possible reasons for the lack of such flooding include channel improvements, additions of heat to the rivers by industry, and perhaps climatic cycles or changes affecting ice formation. The report begins with a review of historic records dealing with river ice and climatic conditions in the past, along with a discussion of ice jam formation processes. Following that, the influence of river improvements (normalization) carried out by the Rijkswaterstaat on ice formation and jamming is considered. Based on this analysis, a number of potential ice jam mitigation measures are described, along with an early warning system that indicates when ice jam mitigation teams should be alerted. The report then describes the analysis of stage and discharge conducted on the River Waal, along with the estimated frequency distribution for flooding due to ice. Although an inventory of historic ice jams showed ice jams in all the major rivers (Waal, Nederrijn/Lek, IJssel and Maas), time constraints have required most of the ice process review to be focused on the River Waal. Finally, the results of the study are summarized, and recommendations for future work are outlined. This report was prepared by Guenther E. Frankenstein and James L. Wuebben, consultants, in association with J.H. A. Wijbenga and J.J.P. Lambeek of Delft Hydraulics.

2 Discussion of past ice years

A review of historic records has shown that river ice jams have occurred approximately once every twelve years in the Netherlands since 1850. There were records describing ice jam formation prior to 1850, but only those after that date were considered due to large changes in river geometry. However, historical records show that ice jams occurred once in 12.5 years prior to 1850.

The earlier records show that many of the ice jams before 1890 caused major over dike flooding and extensive damages to the flood plains. These extremes were thought to be caused by previously colder winters that produced more ice, and that ice jams formed in Germany brought large volumes of ice into the Netherlands during their breakup where it was able to jam again.

In the earlier years the cities along the German Rhine had only used the river water for domestic uses. Also the navigation on the river was by sail or horse power. As development continued the cities along the river increased in population which resulted in an increase in river activities. Industry settled along the river because of transportation and used the water in their processes. Power plants were also being located along the river where they used the water for cooling and then return the warmer water to the river. In the late 1960's the cities along the river constructed waste water treatment plants which also placed their warm treated water into the river. All of this added water has resulted in a +3 °C increase in the water temperature in the German section of the Rhine. This increase has also affected the water temperature of the Waal River. According Wessels (1984) and/or LAWA (1990) Report the rise in temperature at Lobith is approximately 1,8 °C. The channel improvements that have been undertaken in both Germany and the Netherlands has also been a major factor in the reduction of major ice jam occurrences, especially the breakup type.

A review of ice jam descriptions in the annual ice reports (1939 - 1991) further indicates that river ice formed in Germany contributes little if any additional ice to ice jams in the Netherlands. This is based on the apparent volumes of ice contained in the jams in the Netherlands, as well as water temperature records from Germany which indicate water temperatures too high to form ice of any significant magnitude.

3 Climatic review

A review of the air temperature records for the recent past found no evidence of a statistically significant change or trend of change that would indicate that the winter period is getting warmer or colder. Less detailed records are available for years as far back as 1201 AD. These records do show that the time from 1201 to 1850 could have been slightly colder than the recent past, but the difference is small and may be due to differences in temperature measurement techniques.

Temperature records were reviewed to find a correlation between the daily mean temperature and ice formation. Starting 1941, daily maximum, mean, and minimum temperatures were given in the annual ice reports. A daily mean was available for the years from 1850 to 1990. IJnsen (1981) developed a relation using the daily temperatures, to classify a winters frost period. His 'frost number' V is calculated by

$$V = 0.00275n^2 + 0.667y + 1.111 Z$$

where n is equal to the number of days where the minimum temperature is below 0 °C, y the number of days where the maximum is below 0 °C, and Z the number of days where the minimum is below -10 °C. He estimated the temperature from 1634 to 1849 to calculate his 'frost number.' The frost numbers were averaged for each 10 year period beginning in 1634 and plotted, Figure F.1. One can see that there has been little or no climatic change over those years.

Some researchers, such as (Labrijn, 1946) have used the 'frost number' to identify the severe ice jams, especially those before 1850. Even though the frost number is a good way to classify a winter it does not indicate the severity. The severity can be determined by accumulating the number of degrees that the average mean temperature for each day was below 0 °C.

For example, -4°C would be equal to a d° of 4 and -13°C would be 13. Their sum would be 17. The summation continues until the temperatures become positive. If the temperatures are positive for less than five days their value will be subtracted from the total. After 5 days one can assume that the ice has left the main channel of the river. In the event of another cold period the summation process will start again. It is therefore possible, and has happened, that more than one ice period has occurred during a winter period. The difference between V and d° is that one can have a high value for V and yet have little or no ice while a high d° value, greater than 50, will always produce ice. Table F.1 and Table F.1a are examples of how d° was computed for various conditions.

4 Ice jams

An ice jam is defined as 'an accumulation of fragmented ice or frazil that restricts flow' (IAHR, 1986). This flow restriction causes a rise in stage which often causes overland flooding. There are two types of ice jams, namely, freeze-up and break-up. A freeze-up jam occurs when large accumulations of frazil ice restrict the rivers normal flow which in turn causes a rise in stage. A break-up jam occurs when positive air temperatures and melting snow and rain cause the water levels to rise which releases the ice cover and moves it down river. The ice cover breaks into many pieces as it travels and can accumulate at such locations as in sharp bends, islands, bridges, points of bifurcation, etc. This accumulation can cause major rises of the stage and flooding.

In reviewing the annual ice reports, it appeared that the ice jams in the study area and in the time span considered (after 1870 AD) are normally of the freezeup variety. Frazil ice forms in turbulent, supercooled water as small crystals of ice suspended in the water column. Since the ice is actively growing these small crystals flocculate together, eventually attaining sufficient buoyant force to float to the surface and form ice pans or ice floes. These pans, in turn, collect together to form large ice sheets that can completely cover the surface of the river. These ice floes and sheets will tend to accumulate in areas where the water slope decreases, such as areas where a river enters a larger river or lake, extreme river bends, or the bifurcation of a river into two or more channels. Thus, areas above such features are prime areas for ice jam formation and flooding. Likely ice jam formation locations identified along the River Waal include Werkendam, just downstream of Zaltbommel, Vuren, and Kampen on the IJssel.

Date	Temp °C	d°	Date	Temp °C	d°
1	+2		1	-1	1
2	0	0	2	-2	3
3	0	0	3	-4	7
4	-8	8	4	-7	14
5	-10	18	5	-7	21
6	-7	25	6	-8	29
7	-12	37	7	-6	35
8	-10	47	8	-5	40
9	-4	51	9	-6	46
10	-7	58	10	-2	48
11	-4	62	11	-2	50
12	-2	64	12	-6	56
13	-9	73	13	-3	59 ⁽⁵⁾
14	-8	81	14	+1	
15	-10	91 ⁽¹⁾	15	+1	
16	-9	100	16	+2	
17	-7	107	17	+3	
18	-8	115	18	+4	
19	-6	121	19	+5	⁽³⁾
20	-6	127 ⁽²⁾			
21	+2				
22	+4				
23	+2				
24	+2				
25	+3				
26	+5				
27	+4				
28	+4	⁽³⁾			
29	-2	2			
30	-1	3			
31	+1	0 ⁽⁴⁾			

- (1) Ice jam mitigation crews should be alerted and sent to possible jam sites.
- (2) End of 1st cold period. An ice jam could have formed if no mitigation had been initiated.
- (3) One can assume that, because there were more than 5 days in a row where the mean temperature was above 0 °C, there is no ice on the river.
- (4) At the start of the cold period the calculation d° should not begin until there are a minimum of 3 days on a row where the daily mean temperature is below 0 °C.
- (5) End of 2nd cold period. Ice could have formed on the river but not into an ice jam.

Table F.1 Computation of d° for a Winter Season

Date	Temp °C	d°	Date	Temp °C	d°
1	+0.4		1	-1.0	1.0
2	+0.1		2	-5.7	6.7
3	-0.4	0.4	3	-8.3	15.0
4	-4.2	4.6	4	-9.1	24.1
5	-6.0	10.6	5	-8.7	32.8
6	-3.6	14.2	6	-7.0	39.8
7	-2.8	17.0	7	-0.9	40.7
8	-2.0	19.0	8	-1.6	42.3
9	-4.7	23.7	9	-2.0	44.3
10	-5.9	29.6	10	-3.3	47.5
11	-2.4	32 ⁽¹⁾	11	-9.2	56.8
12	+2.0		12	-7.2	64.0
13	+3.5		13	-11.1	75.1
14	+4.2		14	-8.0	83.1
15	+3.8		15	-7.0	90.1 ⁽³⁾
16	+5.1		16	-7.2	97.3
17	+4.0 ⁽²⁾		17	-5.6	102.9 ⁽⁴⁾
			18	-1.8	104.7
			19	-3.3	108.0
			20	-4.0	112.0
			21	+1.2	110.8
			22	+0.8	110.0
			23	+2.7	107.3 ⁽⁵⁾
			24	-3.6	110.9
			25	-2.7	113.6
			26	-8.6	122.2

(1) 1st cold period, no ice formed on rivers.

(2) All ice that could have formed in harbours or calm areas would have melted.
The d° value would not be added to the next cold period.

(3) 2nd cold period. Ice mitigation crews should be alerted.

(4) Ice jam could have formed.

(5) The positive temperatures (less than 5 days) are subtracted.

Table F.1a. Computation of d° for a Winter Season

5 Effect of river changes

Prior to normalization of river geometry, the river width and depth varied widely from reach to reach. For example, in 1829 the main channel of the Waal near Dodewaard varied in width between approximately 300 to 700 meters, and there were numerous islands present as well. Currently, this same river reach has a very uniform width of approximately 350 meters, with a clear channel width between groins of about 260 meters. Such channel changes affect the ice regime in several ways. First, fluctuations in cross sectional dimensions result in variations in ice conveyance capacity which during heavy ice runs can lead to ice arching across the river and jamming. Second, prior to normalization, the main flow channel took a more meandering path. Meandering channels are nature's way of reducing slope and, as mentioned previously, localized reductions in water surface slope can increase the potential for jamming.

Finally, once ice jams have formed, relatively wider channel widths result in thicker ice accumulations which tend to be rougher and can physically block more flow. Ice jams are floating packs of ice fragments, and can be treated, to an approximation, as a mass of cohesionless granular material. Loads are imposed on this granular mass by both the drag of water flowing underneath and gravity acting in the downstream (down slope) direction. For an ice jam to remain in place, it must transfer these loads to the river banks or another obstruction in the river.

Cohesionless grains have strength only when confined, and in the case of a floating ice pack the confining pressures in the horizontal plane are provided by the river banks or other barriers. In the vertical direction these pressures are provided by the buoyancy of ice below water level and the weight of ice above water level. The vertical component of the resisting force is the weakest, and provides the limit on accumulation strength. Thus, if the load imposed by flowing water increases beyond this limit the jam will collapse internally, shoving together as the ice fragments rearrange and resulting in a thickening of the jam in order to resist the added load. Similarly, as channel width increases the ice pack or jam would have to be thicker in order to transfer the same imposed load to the river banks and remain stable.

Yet another factor reducing the probability of the formation of damaging ice jams is the construction of dams or storm surge barriers where the rivers enter the sea. As mentioned previously, a prime location for ice jam formation (both at freezeup and breakup) is at locations where the slope of the water surface is reduced. The rivers examined in this study are influenced by tidal action over a significant portion of their total length. With rising tides, water velocities and water surface slope are decreased, lessening the ice transport capacity and increasing the likelihood of jamming. Construction of flood gates at locations where the rivers enter the sea (such as Haringvliet) have reduced the magnitude and upstream extent of tidal fluctuations in water level.

In summary, based on a review of river geometry and hydraulic conditions in the River Waal, it would appear that river improvements have reduced the potential for damaging ice jam floods.

6 Duration

The ice jams that have formed on the Dutch rivers were generally of short duration. Although the climate near the River Waal is certainly cold enough to form ice covers and ice jams, the cold is neither intense enough nor long lasting enough to form very thick, well-compacted ice accumulations. The only recorded ice thickness measurements were 15 cm for the Waal River and 40 cm for the IJsselmeer. As a result, these jams can be removed relatively quickly by mechanical methods. These mechanical methods could include the use of ice breaking vessels, dredges, or blasting, among others. The best method is probably the use of ice breaking vessels. The series of annual ice season reports support this in that most prior ice jams documented on the Waal have typically been removed within one or two days after formation in this fashion.

7 Mitigation methods

If an ice jam does form on the Waal or the other rivers, it will have to be removed to prevent flooding and protect navigation. There are many methods available for removing ice jams but not practicable or usable for the rivers included in this study. The methods that can be used for these rivers are: ice breaking vessels, air cushion vehicles, blasting, mechanical and thermal means. Each method will be discussed separately.

Ice Breaking Vessels: The best way to control ice jam formation in the Netherlands is by icebreakers or tug boats. It is the easiest, safest, cheapest, and probably the most efficient method available. This operation is carried out by the captains, who are responsible for the safety of their ships, so little more needs to be said regarding safe operations. If two ships are available, they work best in echelon (staggered one behind and to the side of the other), starting from the downstream end of the jam. The following ship has to be careful to ensure an equal width channel. If it crosses the path of the leader, the resulting narrow section will inevitably cause a jam and the downstream channel will no longer keep itself clear. Occasionally, if circumstances permit, an icebreaker can work in conjunction with blasting. The propeller wash and wave action of the ship will clear the ice loosened by the blasting faster, and the ship will offer a factor of safety for the people on the ice. A combined operation like this will require extra cooperation as well as good communication. When the jam is very thick, two towboats of essentially equal power have been used together. They mate-up bow to bow, and while the propeller of one boat loosens and erodes the ice, the second boat holds the first in position. This operation takes a great deal of skill and coordination between the captains.

Air Cushion Vehicles (ACV): The ACV is the fastest method available in the removal and/or control of ice jams. They can travel over an ice cover up to 80 km/hr. The ice breaking occurs both at low (5 km/hr) and high (40 km/hr) speeds of advance. At high speeds, the critical speed of the craft deflects the ice sheet to the ice breaking point. At low speeds the air cushion extends under the ice, displacing the supporting water, which causes the ice sheet to fail under the pressure of the air cushion. ACV's have known to break ice up to 60 cm in thickness. Once the ice is broken the river flow moves the pieces downstream. An ACV should not be used to remove a breakup ice jam due to a high potential for damage to the air cushion skirts in contact with the rough, broken ice surface.

Blasting: Explosives have been used to remove ice jams for well over a hundred years. The primary purpose of the blasting is to break up the ice accumulation and allow it to float downstream. Unless there is enough flow to move the loosened ice, the blasting is ineffective and merely rearranges the ice pieces. Blasting of freeze-up jams that consist largely of frazil accumulations has been attempted but is generally ineffective and merely rearranges the mush.

When enough flow is available, the usual technique is to place two lines of charges along the thalweg axis, detonate them simultaneously, and then repeat the process farther upstream. With an experienced crew, about 1 km of river per day can be cleared. The best time to blast is immediately after the jam has formed. Generally, however, planning, getting regulatory permissions, and assembling crew takes a day or two. Assessing the downstream effects is important, both to be sure that the ice will be carried away and to be sure that it will not cause a more serious problem elsewhere.

The procedure is to place charges below the ice with a spacing of one crater diameter. Each charge will blow a crater or circle in the ice with a diameter that is related to the weight of the explosive. Typical charges have been about 20 kg and have resulted in diameters of about 12 m. A relationship between charge weight and crater diameter for blasting floating ice jams is

$$D = 8.01 W^{1/3} - 9.54$$

where D is the diameter (m). This diameter gives the spacing between charges. The ice is dislodged by the large gas bubble and not by the shock waves, so it is important to place the charges beneath the ice cover.

A number of explosives have been used for the blasting ice jams. In the United States a mixture of ammonium nitrate fertilizer pellets and fuel oil (ANFO) is commonly used, with the oil making up 6% by weight. It is detonated with dynamite, TNT or special booster charges. The ANFO, which should be kept relatively dry, is commonly placed in a plastic bag, weighted with sand or rocks to sink the charge, and tethered to keep it from being moved downstream. If lost, the ANFO will eventually dissolve, so live charges do not remain in the river.

Often primacord is used for the tethering and connections between charges. It is set off with one electric cap when the crew is off the ice. A typical crew consists of ten to twelve people, including a blaster and people to drill the holes, prepare the charges, carry them to the holes, and watch the jam for sudden movements.

Mechanical Means: Ice jams or rather ice accumulations are often removed by mechanical equipment such as drag lines, clamshell buckets, back hoes, etc. In Holland a drag line or clamshell bucket could be placed on a barge or river boat and work on removing the ice. The ice would have to be placed along the edge of the channel. This is a slow and expensive process compared to the icebreakers.

Thermal Control: Warm water released into the river to prevent or reduce ice formation. This water could come from power plants, treatment plants and industrial plants. The water is clean or the natural river water that is used for cooling purposes. This process is presently being used in Germany which has also reduced the ice formation in the Netherlands. To

determine the amount of water required to keep a given distance of river free of ice problems requires further investigations and improved meteorological measurements. Of particular importance are water temperatures and wind information taken at a number of sites located along the rivers.

In summary each method presented has its advantages and disadvantages. However, the most efficient method for the navigable rivers of the Netherlands is by ice breaking vessels.

8 Stage-discharge analysis

In order to evaluate potential ice-affected water levels, a one-dimensional model using highly simplified channel cross sections was developed for the River Waal from about the Pannerdens Kanaal below Lobith to Gorinchem. This model is based on the HEC-2 Water Surface Profiles computer program developed by the United States Army Corps of Engineers (USACE, 1990). This program is intended for use in calculating water surface profiles for conditions of steady, gradually varied flow in natural or man-made channels. The computational procedure is based on the solution of the one-dimensional energy equation using the standard-step method, with frictional energy losses calculated using Manning's equation. Important to the conduct of the present study is an optional routine to evaluate the effect of stationary, floating ice covers on water surface profiles. The program also has optional routines for assessing the effects of channel improvements and levee construction on water surface profiles.

In contrast to open water flooding, where high water levels directly result from excessive water discharge, ice-affected flooding results from added resistance to flow and blockage of flow caused by accumulations of ice. The formation of an ice cover or ice jam on a river roughly doubles the wetted perimeter of a wide channel. The added resistance to flow, along with the reduction in flow area caused by the ice, results in higher stages than a comparable open water discharge would produce. This is particularly true for the case of ice jams, which can cause an appreciable increase in flood stages.

The geometrical information available for constructing the model was somewhat limited, resulting in highly simplified cross sectional geometries. Basically the information available included the elevation of the main (summer) channel bed and floodplain (winter bed), width of the main channel, and the overall width between the dikes. Dike elevations were based on existing conditions as obtained from the river dike data base. If no dike height was listed in the database for a river reach, the elevation was arbitrarily set to 20 m NAP to ensure a conservative water surface elevation for the dike on the opposite side of the river. A typical model cross section is shown in Figure F.2. Note that all of the floodplain area for both sides of the river is incorporated into a single, right-bank section. The top of dike widths and ground elevations outside of the dikes are for illustrative purposes only, and do not affect operation of the model.

There were 45 cross sections developed for the approximately 86 kilometers of river between the Pannerdens Kop and Gorinchem, for an average spacing of just under 2,000 meters. Calibration of the model was based on two sources of information. The first was a set of composite open-water roughness 'k' values in five river reaches for flows ranging from 1,000 to 3,000 cubic meters per second. A flow of 2,000 cms result in stages near bank-full in most

reaches of the Waal, while 3,000 cms would result in shallow floodplain flow. The second source of information was a set of open water rating curves at four locations along the river for discharges up to 6,000 cms.

Open water rating curves developed from runs using the HEC-2 model are shown in Figure F.3. In developing these curves, the model used a slope-area computation to estimate a starting downstream water surface elevation based on channel conditions. In reality, the lower end of the study reach is within the backwater reach extending from the North Sea, so that mean water levels at the lower end of the model are influenced by sea level and are subject to daily tidal fluctuations which may be as large as one to two meters during low water periods. As a result, downstream water surface elevations may vary significantly over the course of a day from those employed in preparing Figure F.3. In addition, as shown in Figure F.4 for the gage at Werkendam, the mean daily water levels at the lower end of the study reach can vary significantly over time in response to sea level fluctuations and river discharge.

Ice-related flooding tends to be local and highly site specific. While ice jams may be relatively common at a given site, they cannot be predicted with certainty in any given year, and may be totally absent at other sites nearby. Lacking detailed field observations of ice jamming on the River Waal, it will be necessary to make some assumptions about ice behaviour. If a jam location is known (or assumed) to form at a given location, it is then possible to estimate the maximum possible resulting flood levels. Downstream of the jam the flow may be uniform (at least in a reach averaged sense). At the downstream end, or toe, of the jam, the ice accumulation results in a gradually varied flow profile in the transition reach as water depth increases towards the deeper normal flow depth associated with the thicker, rougher ice conditions. If the ice jam is long enough, a fully developed or equilibrium jam reach may form, in which ice and flow conditions are relatively uniform. From the upstream end, or head, of the jam, flow depths again transition towards the lower flow depths associated with the open water conditions upstream.

It can be shown that for a given scenario of water discharge and ice conditions, the maximum water levels will occur within the equilibrium portion of the jam described above. Depending on where a jam forms, and whether there is a sufficient upstream ice discharge to form a jam long enough to develop an equilibrium reach, actual water levels may be less and flood levels estimated using the equilibrium depth approach would be conservative. The equilibrium jam approach was used to calculate potential flood levels on the River Waal.

Figures F5 through F8 show calculated water surface profiles for discharges of 1,000 to 10,000 cms. Based on a flow split of 2/3 of the Boven Rijn flow passing into the Waal and 1/3 into the Pannerdens Kanaal, this range would correspond to flows at Lobith as high as about 15,000 cms at Lobith. In addition to the calculated water levels for open water and equilibrium jam conditions, the figures also show profiles of the main channel bed, floodplain, and right and left dike elevations. As mentioned previously, for areas in which no dike elevations were listed in the river dike database, an arbitrary elevation of 20 m NAP was inserted. This is seen to be the case for the left dike at the upstream end near Pannerdens Kop, and from about 26 to 34 km above Gorinchem. For general reference, Zaltbommel is approximately 20 km above Gorinchem, St. Andries is 28.5 km, Tiel 41 km, and Nijmegen 70.5.

Stage-discharge curves were prepared for several sites along the river where open water stage-discharge information was already available, and are presented in Figures F.9 through F.13. The figures show curves for open water, a thin (15 cm) cover of new frazil ice, and an equilibrium jam. The elevations of the right and left bank dikes are also indicated. Two things should be particularly noted on these figures. First, the curves for the thin ice and equilibrium jams cross as discharge increases. Second, the ice jam curves join the open water curves at higher discharges. The thin ice curve crosses the ice jam curve because the thin ice was installed as a cover of constant thickness and roughness regardless of flow conditions.

For the equilibrium jam curve, however, the stability of the jam was also considered. As under ice velocities surpassed 1.5 m/sec, it was estimated that ice fragments would begin to be eroded from the jam. While the velocity at which ice fragments will erode varies with ice fragment size, ice accumulation characteristics and temperature commonly used erosion velocities range from 1 to 1.5 m/s for frazil slush and 1.5 to 2.5 m/s for ice blocks. A review of available theories for the stability of floating and submerged ice floes has been conducted by Uzuner (1977). Flato and Gerard (1986) used a value of 1.5 m/s when developing their numerical model for calculating ice jam thickness profiles. Based on the work of Uzuner, this would correspond approximately to the velocity required to transport an ice block 0.5 m thick and 1 meter across. After jam formation, if water discharge increased beyond a threshold level, velocities would become sufficient to erode ice from the pack. As the ice jam became thinner it would become incapable of transmitting the loads imposed on it to the river banks and it would become unstable and release. As a result, for calculations on the River Waal, by 10,000 cms the equilibrium jam curve rejoins the open water curve. In general, the figures show a potential increase in stage due to ice jams of about three meters over open water conditions. A review of ice jam events on the River Waal during this century found that recorded stage increases due to ice formation and jamming were generally not much over 2 meters. Since the ice model assumed equilibrium ice jam conditions, it is not surprising that it predicts greater stage increases than recorded in nature. The equilibrium assumption is intended to be conservative.

It should be cautioned, however, that the present model of ice behaviour is highly simplified and these results should be considered as only an approximation. The influence of the groins in the main channel and details of floodplain geometry and roughness should be considered in greater detail, and calibration data for higher discharges should be incorporated. On a river as large as the Waal, the roughness of the ice cover or jam plays a key role in the prediction of water levels. Ideally, detailed ice observations would be collected during an ice event, but given the normal frequency of jamming this may not be possible in the near future. Photographs of previous events would be of significant aid.

9 Early warning of ice problems

The potential for the formation of an ice jam can be predicted for the rivers considered in this study. The most important input to this prediction method is the daily mean air temperatures, recorded at De Bilt, and the water discharge. Basically, the negative daily mean air temperatures are accumulated for each day that the total remains below freezing. If the total approaches 90 the potential for ice jam formation is high, provided the discharge is low (less than about a five-year recurrence interval flow). At such a time, ice breaking crews should

be notified that ice jamming may be imminent at the primary ice jam sites. The removal or breakup of the jam could be by ice breaking vessels or tug boats, dredges, blasting, or other mechanical means.

The early warning system was developed by determining the d° value for each year that a jam was reported as well as for those with a high V value. The results are given in Table F.2 and plotted in Figure F.14. Figure F.14 shows that no ice jam occurred when d° was under 100. This indicates that a reliable early warning system can be established. It is recommended that in the future the d° values be summed daily and when d° reaches 90 an ice jam warning alert is issued. At that time vessels can be sent to the prone ice jam sites such as the area between Gorinchem and Zaltbommel to keep the ice moving downstream. If this procedure is followed then the frequency of ice jam formation should be reduced and the associated dike breaches should be eliminated. The warmer river water that presently exists is another safety factor; that is that the d° value will probably have to exceed 90 to cool the water enough to form an ice cover. In concluding this section one must remember that this early warning system is not a forecasting model. It is only a guide that warns the river operators that if d° is greater than 90 an ice jam could form. The development of a forecasting model would require the establishment of a number of meteorological stations placed along the river that measures both air and water temperatures, wind speed and direction, radiation, etc. It would take years before the model would become reliable.

Year	V	d°	
1861	33.8	169	Jam
1865	49.5	69	
1890	20.4	43	
1891	70.9	234	Jam
1893	30.0	104	Jam
1917	47.4	140	Jam
1924	44.3	61	
1929	61.0	141	Jam
1940	69.3	242	Jam
1941	43.9	83	
1942	74.9	300	Jam
1947	76.1	234	Jam
1954	32.1	101	Jam
1956	49.8	222	Jam
1963	81.9	288	Jam
1964	32.4	64	
1969	36.1	36	
1970	41.1	46	
1971	30.3	66	
1979	51.7	85	
1982	36.0	69	
1985	45.9	127	
1986	40.1	113	
1987	33.6	100	Jam

Table F.2 Comparison of V and d°

10 Return period for flooding due to ice

A joint probability analysis of the mean daily air temperatures and water discharge for the winters of 1901-02 through 1989-90 was conducted. The negative daily mean air temperatures were summed as described above, and the maximum accumulated freezing degree day value (d°) was noted along with the date of its occurrence. The water discharges corresponding to these maximum cumulative cold periods were also determined. The results of the d° - frequency analyses are shown in Figure F.15. Also shown in Figure F.15 are the discharge values associated with these annual maximum d° values. These discharge values are not correlated to the probability scale, but are simply plotted at the same abscissa value as the d° value that they correspond to so that the two values can be viewed as pairs.

On that basis, we can see that for d° values greater than 100 the discharge was less than about 1725 cms with only three exceptions. The three anomalous years were the winters of 1940-41, 1978-79, and 1984-85, which were years without reported ice jams. As discussed previously, all significant ice jam events recorded in this century have occurred at d° values greater than 100. From this, we can conclude that a value of d° in excess of 100 is a necessary, but not sufficient, requirement for having ice jams. The cold weather must also be accompanied by discharges low enough for stable ice covers or jams to form.

In total there were five years in the record with d° totals above 100 without significant ice problems reported on the Waal, including the three described above which had water discharges in excess of 2000 cubic meters per second. Interestingly, the two years meeting both the d° and discharge criteria but without reports of significant ice, 1986 and 1987, are also the most recent cold winters in the database. This may indicate an increasing role played by heat emissions in minimizing ice problems, but there is insufficient evidence to make a firm conclusion or modify the proposed method for providing an early warning system for ice problems.

Based on this review of temperature and flow records since 1901 it would appear that, for existing channel conditions, ice jams would not ordinarily remain stable for discharges much above 2,000 cms. Using the criteria of 100 d° and discharge at Lobith of less than 2,000 cms, the probability of ice jam occurrence on the River Waal would be just under once in nine years. Based on ice jams actually recorded during this same period of record, the frequency would be about once in ten years. This is somewhat less than the value of once in twelve years developed for the period 1850 to present.

Conducting a frequency analysis of the flows determined above provides an estimate of the probability of a given level of discharge occurring during the coldest part of a winter. The results of this analysis are shown in Figure F.16. It is not clear what the appropriate form of frequency distribution should be for this type of data. However, a log-normal distribution using the Weibull plotting position formula represents the observed data in the range from a 2 to 100 year recurrence interval event reasonably well. It should not be assumed, however, that this distribution can be used to extrapolate much beyond the limits of observed data. The results of this analysis are shown in Table F.3. Also shown are discharge values based on annual peak discharge values.

Recurrence		Discharge at Lobith (cms)	
Annual Peak	Cold Snap	Interval (yr)	
6,200	1,500	2	
8,000	2,500	5	
9,000	3,200	10	
10,000	3,900	20	
11,200	5,000	50	
12,200	5,800	100	

Table F.3 Annual and Frost Period Discharge Frequencies.

The actual form of the frequency distribution for discharges in the subgroup of discharges that occur during cold snaps may be of little importance. Based on the review of actual events, it would appear that jams would not normally occur for discharges in excess of 2,000 cms, which is less than a five-year recurrence interval cold snap discharge, and far less than two-year annual peak discharge flow. Based on the ice-affected rating curves presented earlier it would appear that, even if it was assumed that ice jams would remain stable for water discharges in excess of those recorded during prior events, dike overtopping should not be a problem for discharges approaching 5,000 cms in the study reach. A discharge of 5,000 cms in the study reach (below the Pannerdens Kanaal) would translate to a discharge at Lobith of about 7,500 cms. Above this level, ice would no longer remain stable, and the stage-discharge relation would become equal to that derived for open water conditions. Thus, although the frequency of ice jam formation is somewhat less than once in ten years, it does not appear that the stages resulting from these jams are high enough to threaten overtopping of the dikes.

11 Summary

Based on a review of river geometry, hydraulic conditions, and temperatures along the River Waal, it would appear that river improvements and heat emissions have reduced the potential for damaging ice jam floods. A prime location for ice jam formation is at locations where the slope of the water surface is reduced. The rivers examined are influenced by tidal action over a significant portion of their total length. With rising tides, water velocities and water surface slope are decreased, lessening the ice transport capacity and increasing the likelihood of jamming. Construction of flood gates at locations where the rivers enter the sea (Haringvliet) have reduced the magnitude and upstream extent of tidal fluctuations in water level.

Further, prior to normalization of river geometry, the river width and depth varied widely from reach to reach. These fluctuations in cross sectional dimensions also resulted in varying ice conveyance capacity, which during heavy ice runs can lead to ice jamming. Once ice jams have formed, wide channel widths result in thicker ice accumulations that can physically block more flow. Further, prior to normalization, the main flow channel took a more meandering path, which led to localized reductions in water surface slope, which increases the potential for jamming. Following normalization, the low flow channel tended to be more uniform in cross sectional dimensions and slope, which decrease jamming potential.

Bervaes, in his review of river ice jams in the Netherlands, found that they have occurred once every twelve and one half years before the year 1850. A review of the data after 1850 has shown that jams have occurred approximately once every twelve years. However, the potential for significant ice jamming and jam related flooding has decreased since normalization. Further, increased water temperatures due to heat emissions into the river can serve to limit both the quantities of ice generated (which limits jam severity) and the duration of any jams that do form. While ice jamming is still to be expected, the potential for such jams can be predicted by monitoring daily air temperatures and discharge magnitude. Further the jams themselves can be controlled through the use of ice-breaking vessels. An early warning system can be implemented which could drastically reduce future ice jam flooding events. The system relies on the d° value, and when it approaches 90 the potential for ice jamming is high. At this time the ice jam mitigation crews should be alerted and sent to the more ice jam prone sites. The value of 90 was chosen because all of the known ice jam events occurred when d° was at 100 or greater. In fact, ice jams have always occurred when d° was 100 or greater, except for the winters of 1985 and 1986. The warmer river water may likely have decreased the probability of ice jamming for those years.

12 Recommendations

1. That the climatological and meteorological data, historical and more recent be studied to determine more exactly the causes of all past ice jam formation.
2. Study past and present water temperature measurements in Germany and the Netherlands in more detail to determine their effect on past, present and future ice formation.
3. To clarify public discussions (Bervaes, 1991) on a possible relationship between German Rhine icejams and major jams in the past in Holland, further analysis of historic data might be required. However, for present ice formation in the Netherlands icejam formation in Germany is not a significant factor.
4. Initiate a study that would investigate the combined effects of discharge, stage, and air and water temperatures on ice formation on the total river system.
5. Determine the ice jam potential if less heat is added to the rivers.
6. Evaluate the effects of proposed channel and floodplain changes on ice jam formation and possible dike breaches.
7. Develop and verify a better numerical model for the analysis of ice jam effects on the river system.

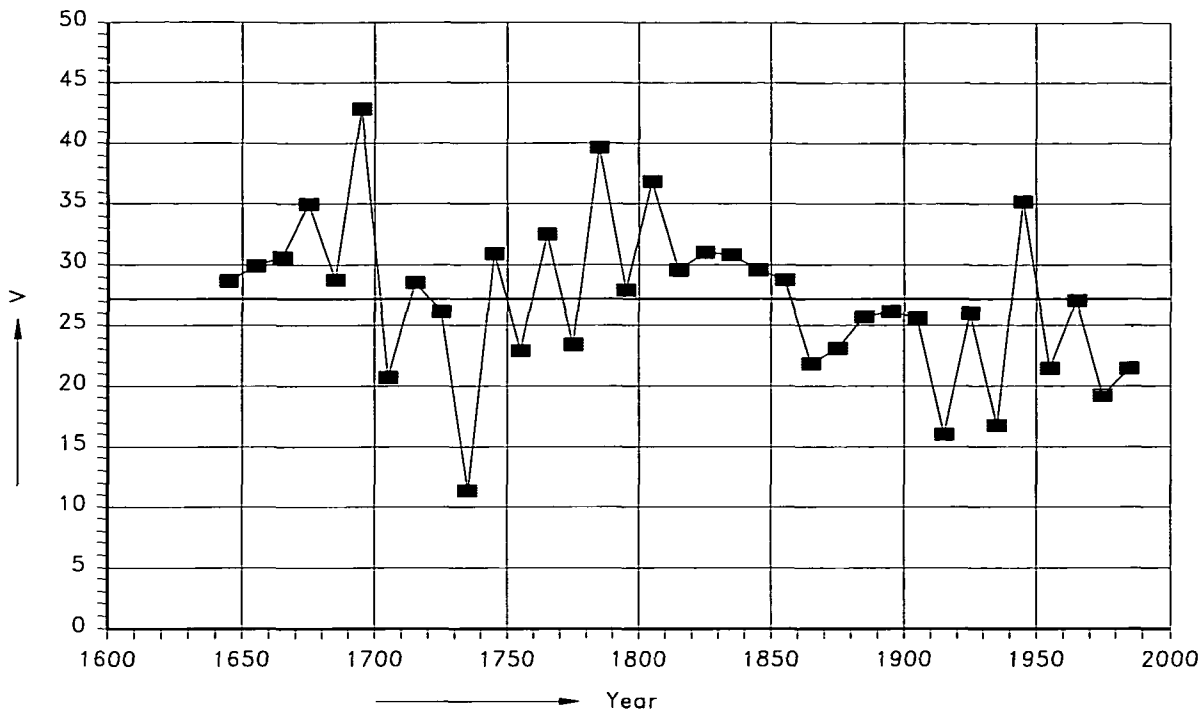


Figure F.1 Insen's 'V'

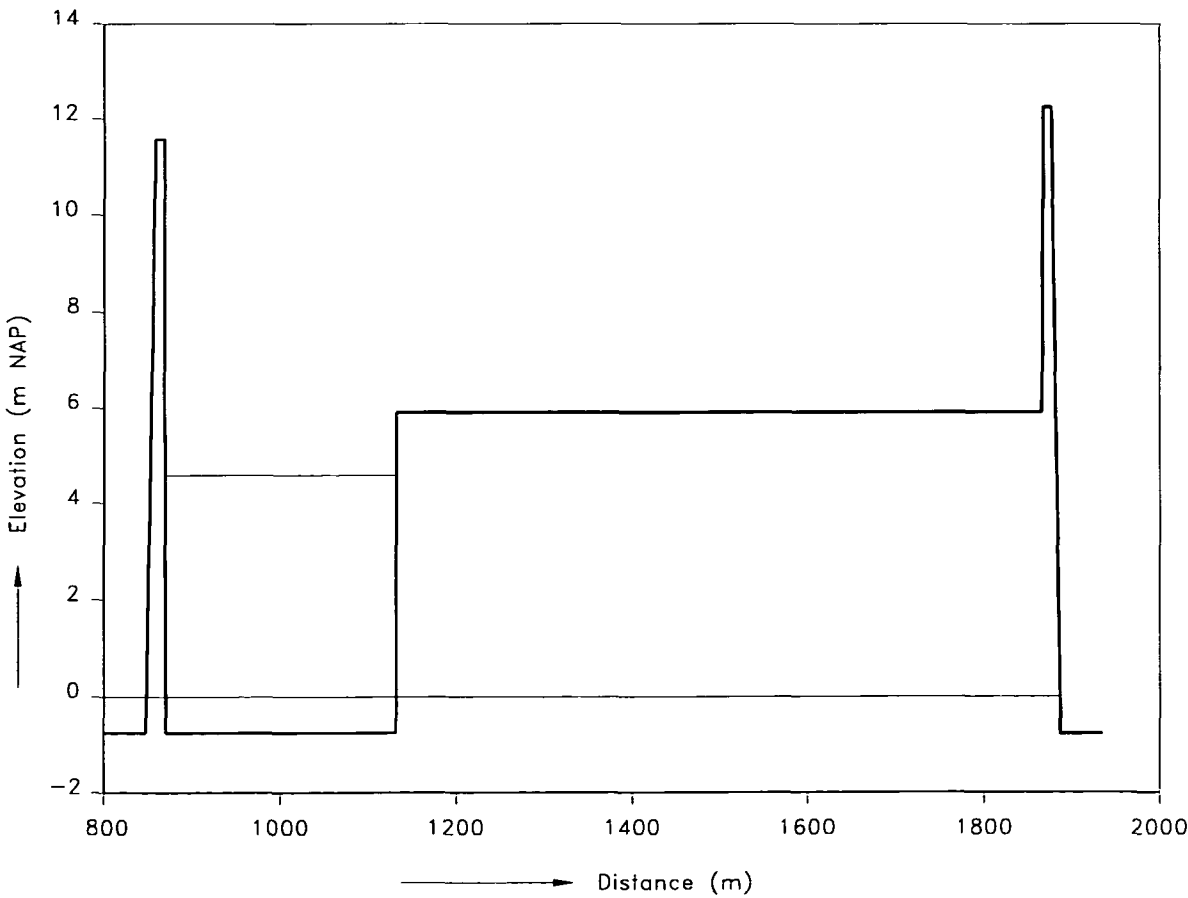


Figure F.2 Typical Cross Section

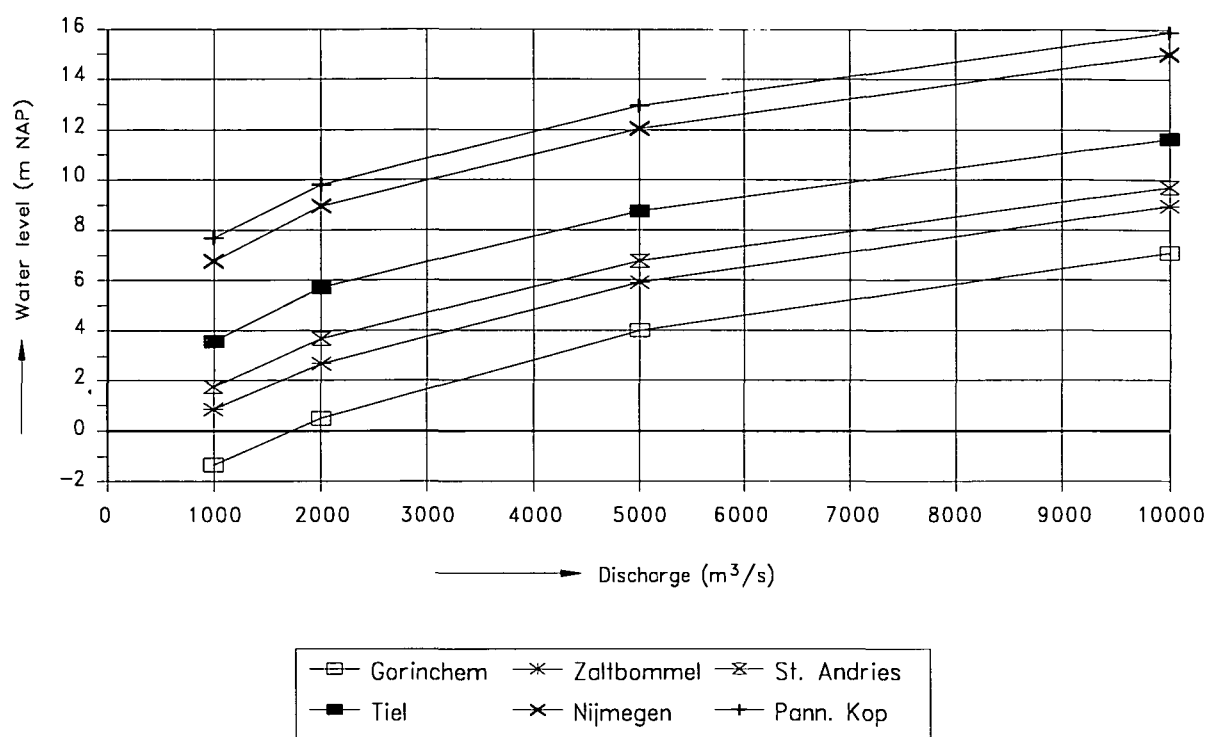


Figure F.3 Open Water Rating Curves

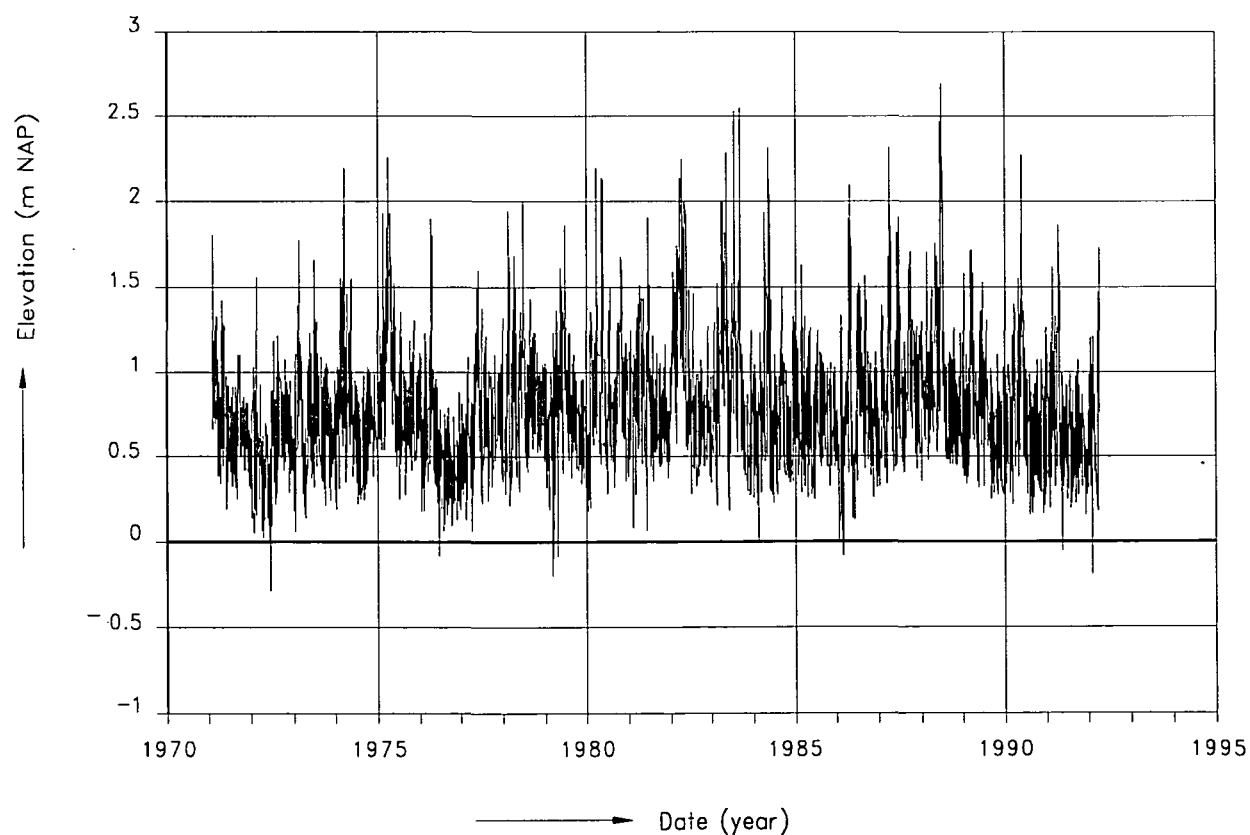


Figure F.4 Water Levels at Werkendam

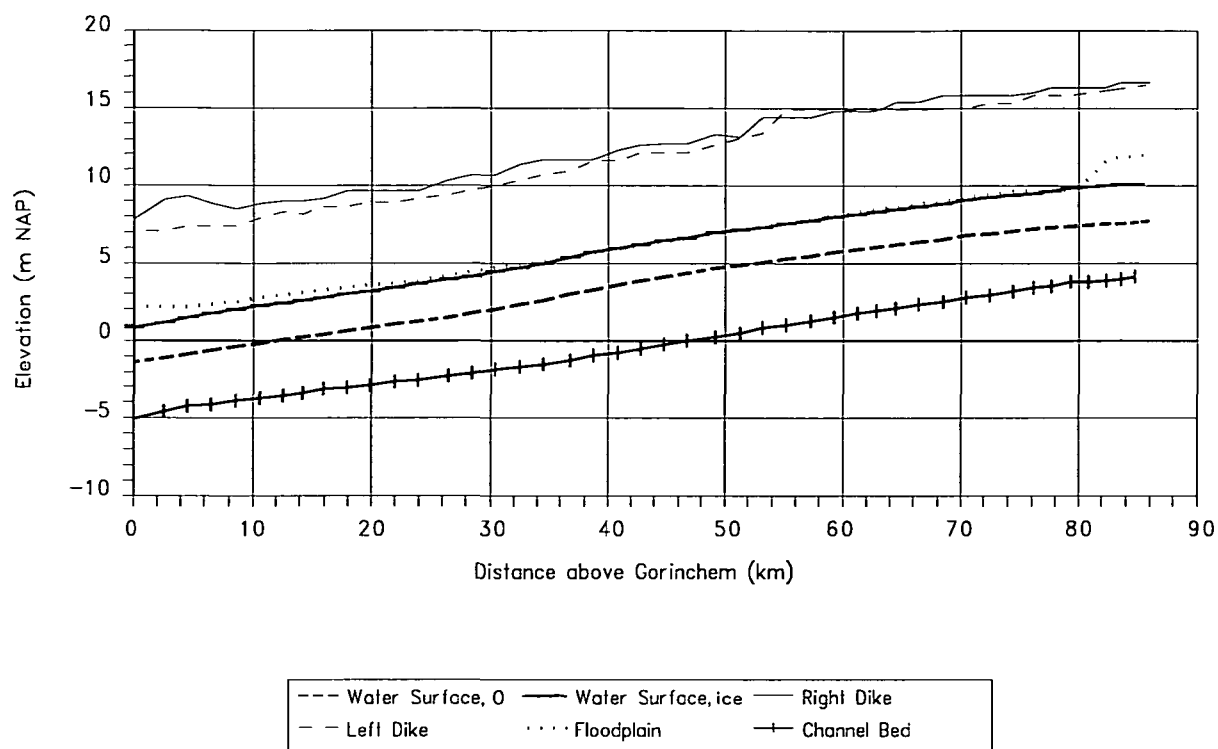


Figure F.5 River Waal Flow Profiles, 1,000 cms

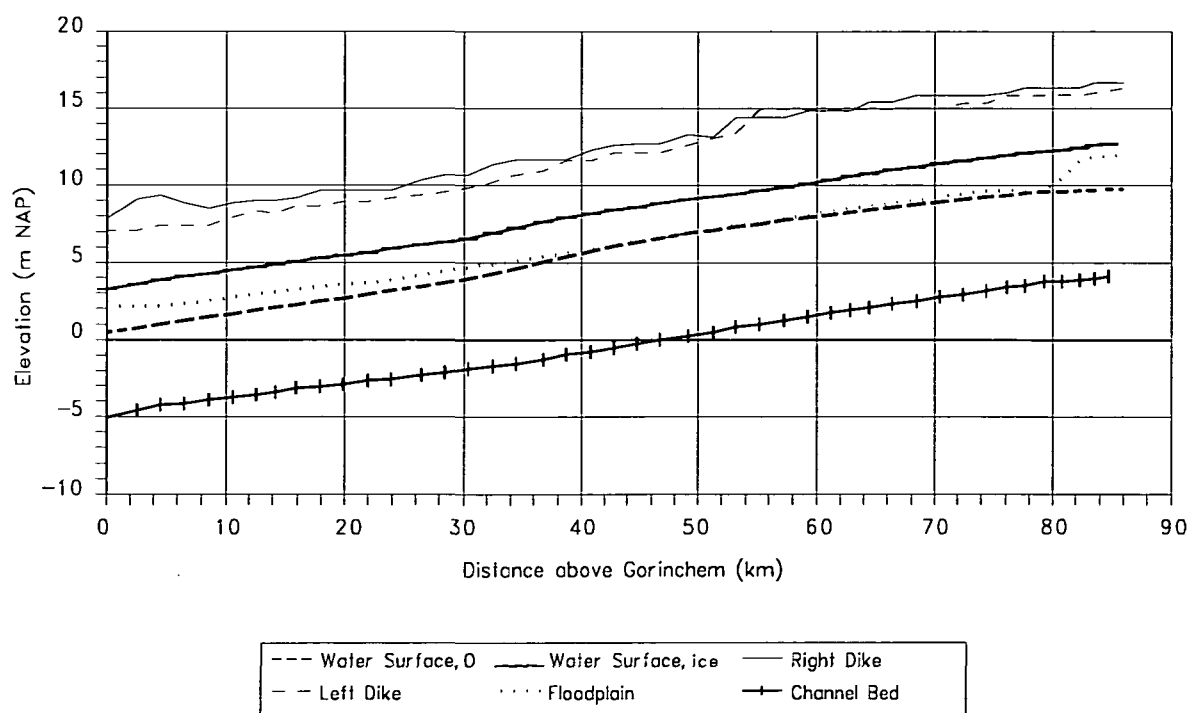


Figure F.6 River Waal Flow Profiles, 2,000 cms

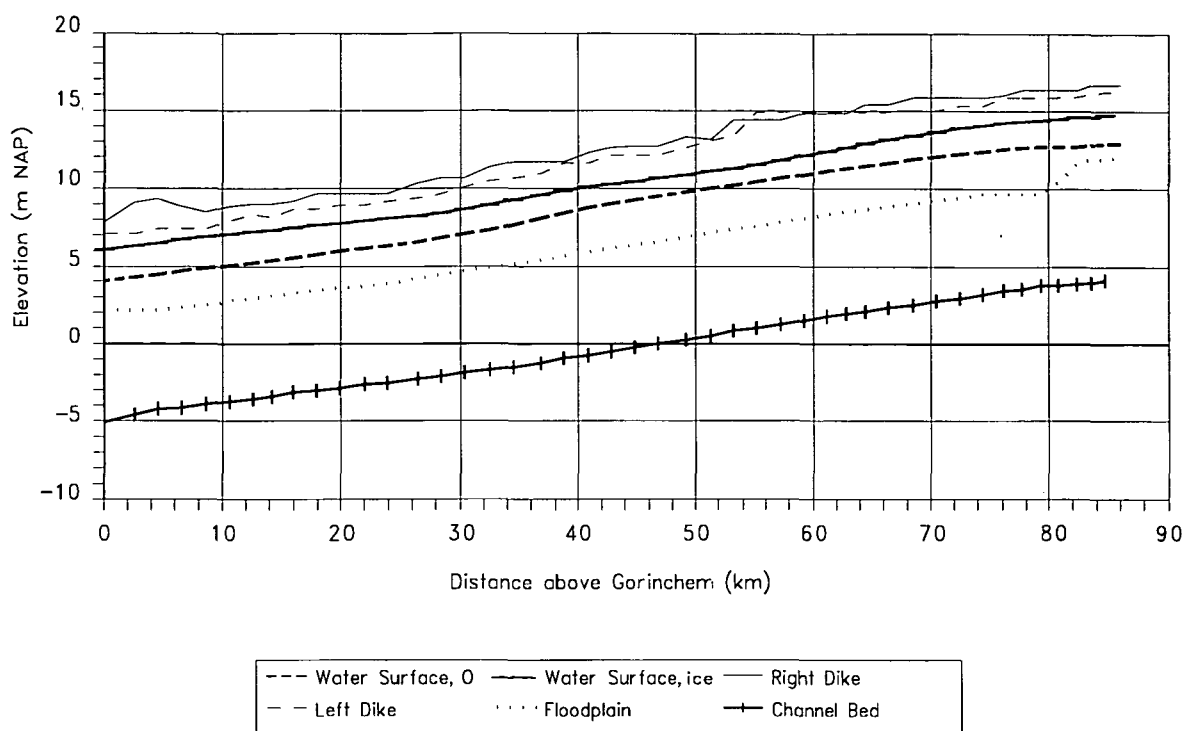


Figure F.7 River Waal Flow Profiles, 5,000 cms

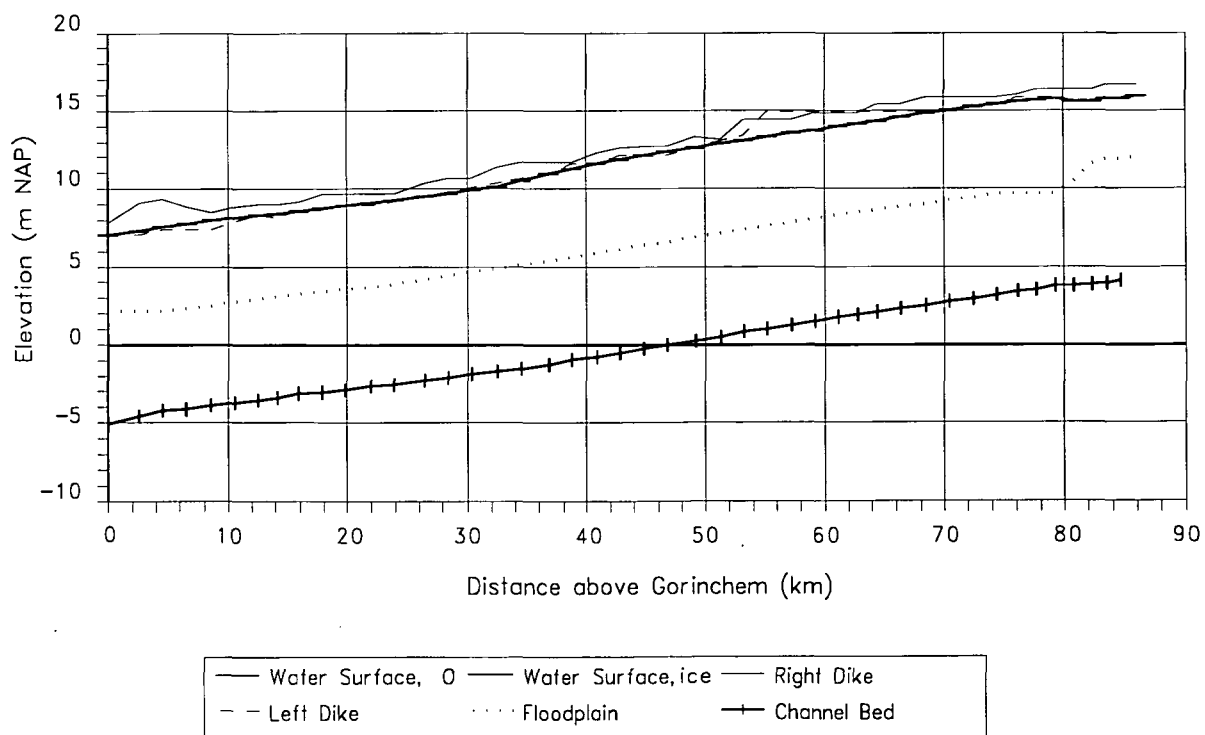


Figure F.8 River Waal Flow Profiles, 10,000 cms

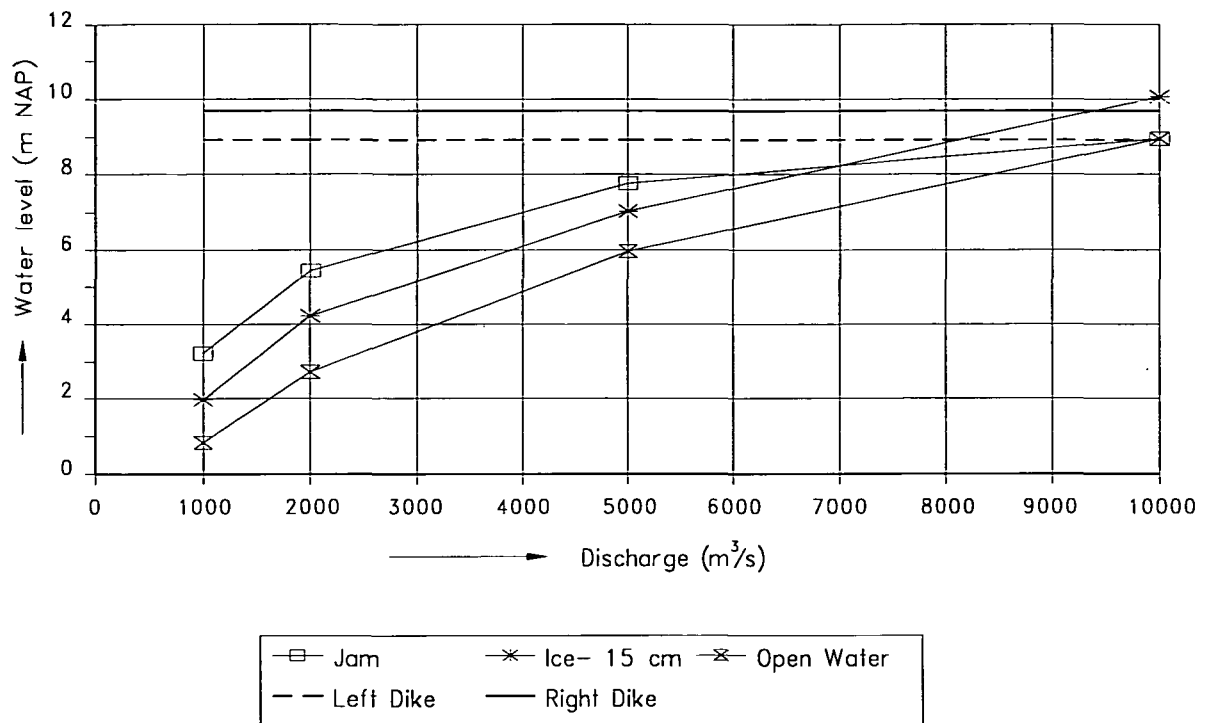


Figure F.9 River Waal Rating Curves, Zaltbommel

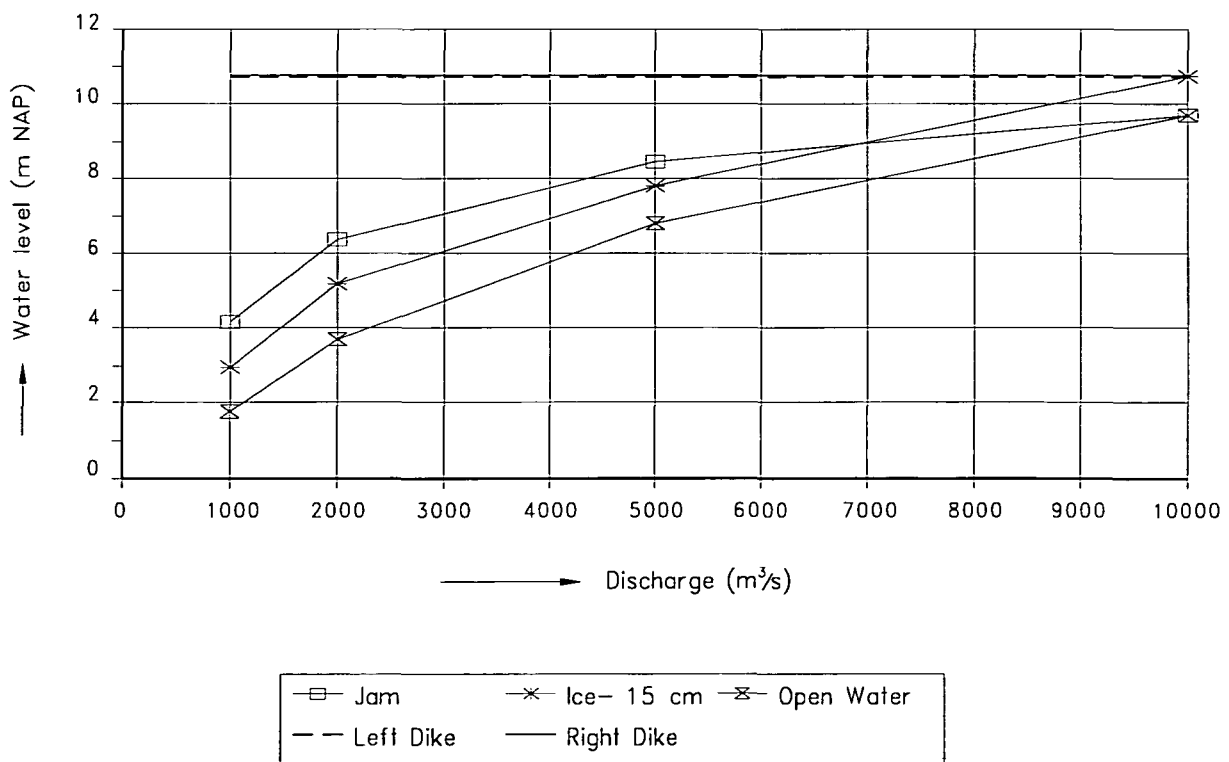


Figure F.10 River Waal Rating Curves, St. Andries

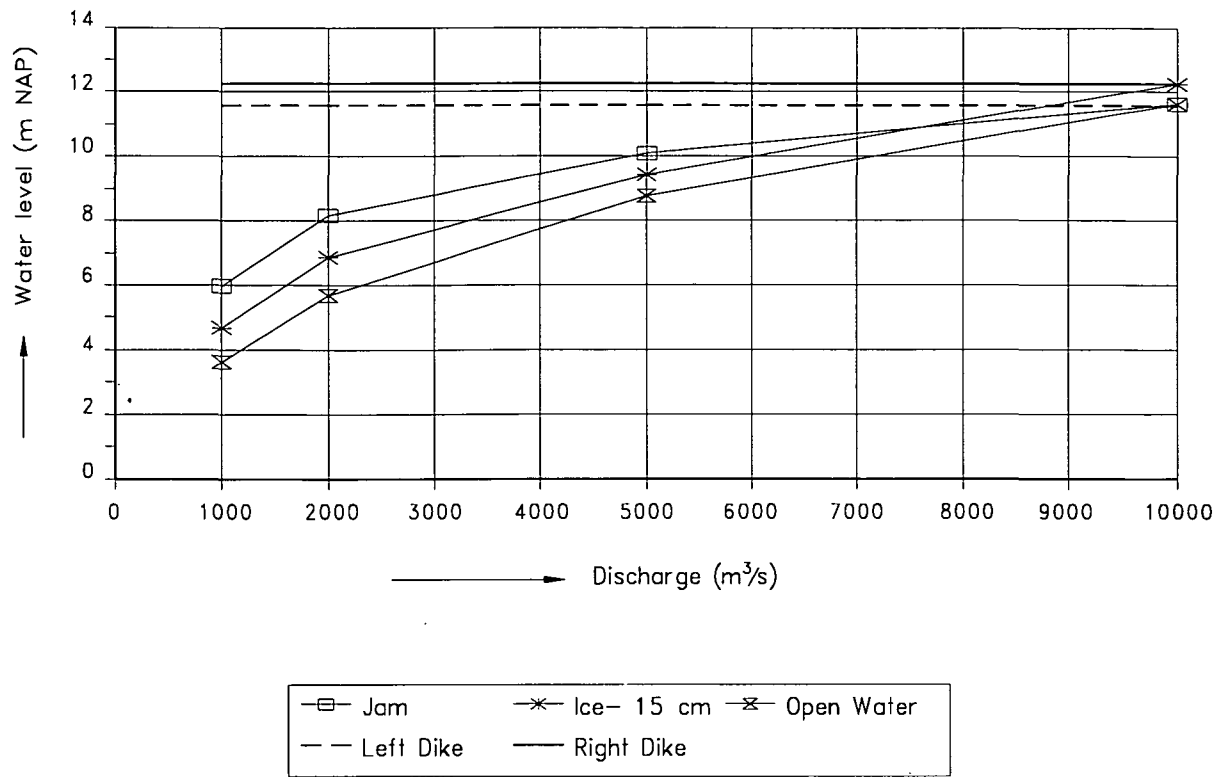


Figure F.11 River Waal Rating Curves, Tiel

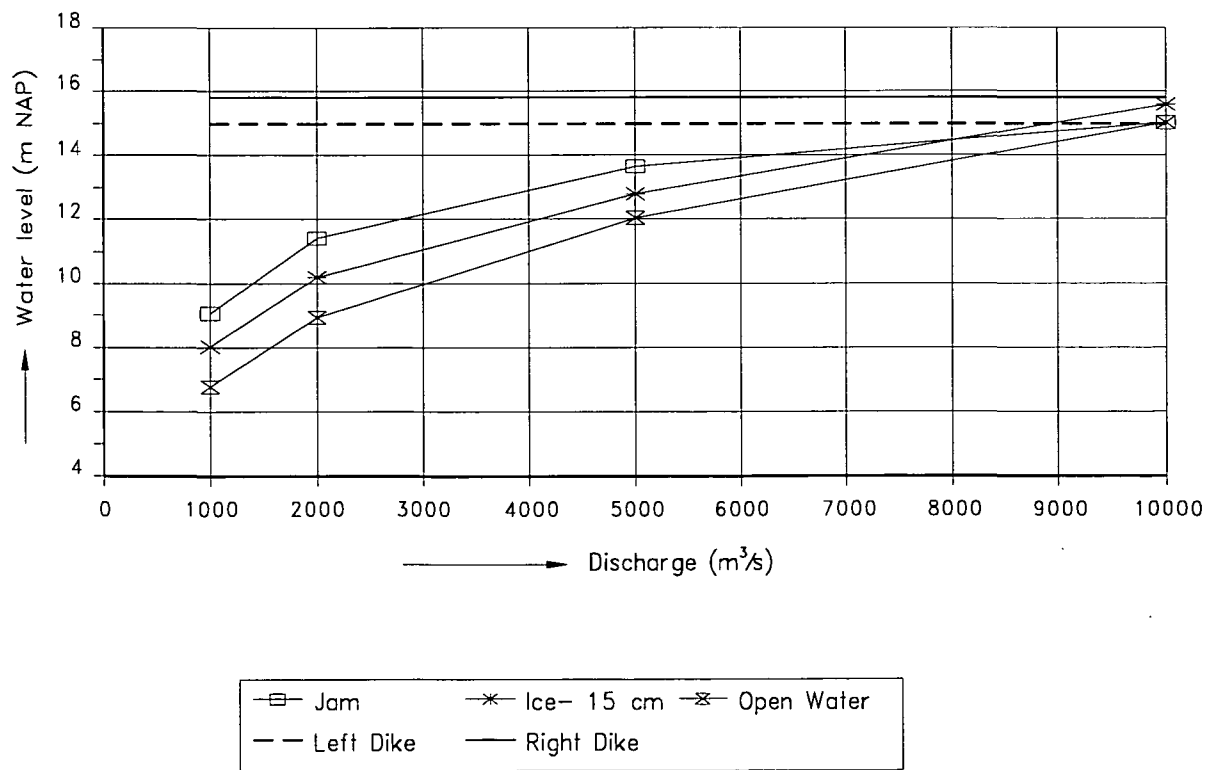


Figure F.12 River Waal Rating Curves, Nijmegen

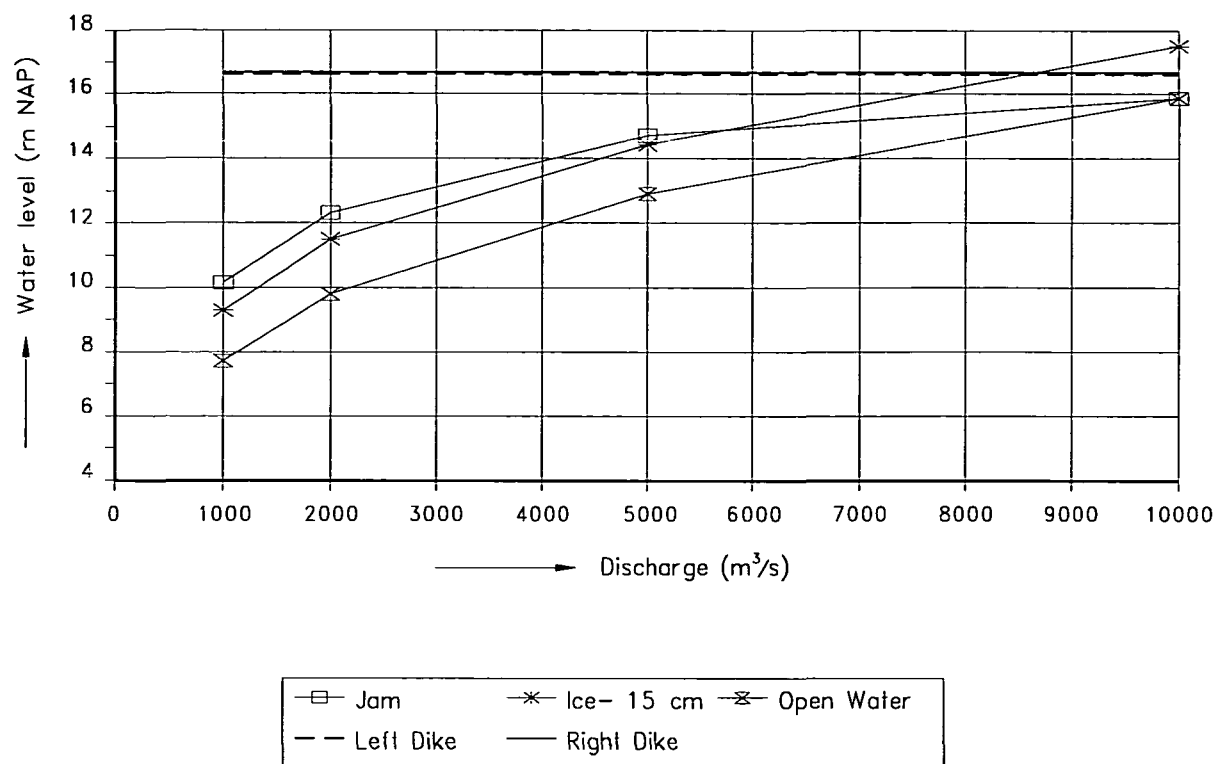
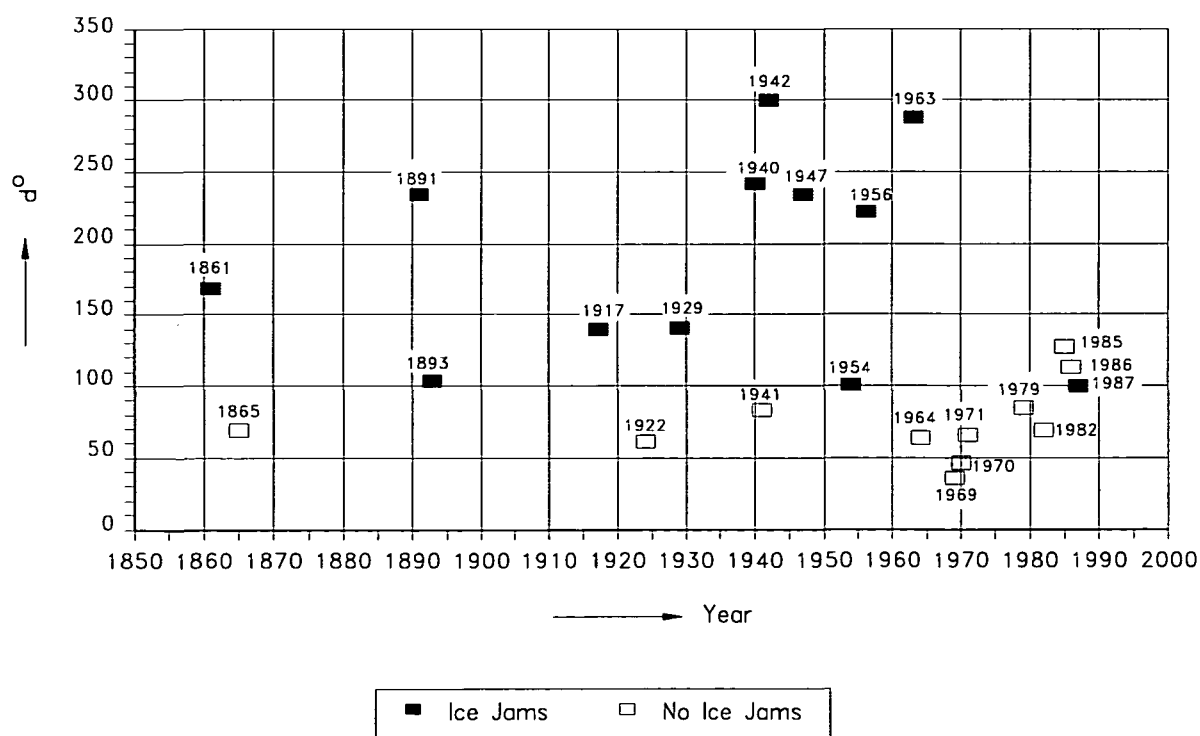


Figure F.13 River Waal Rating Curves, Pannerdens Kop

Figure F.14 Values of d° , Years With and Without Ice Jams

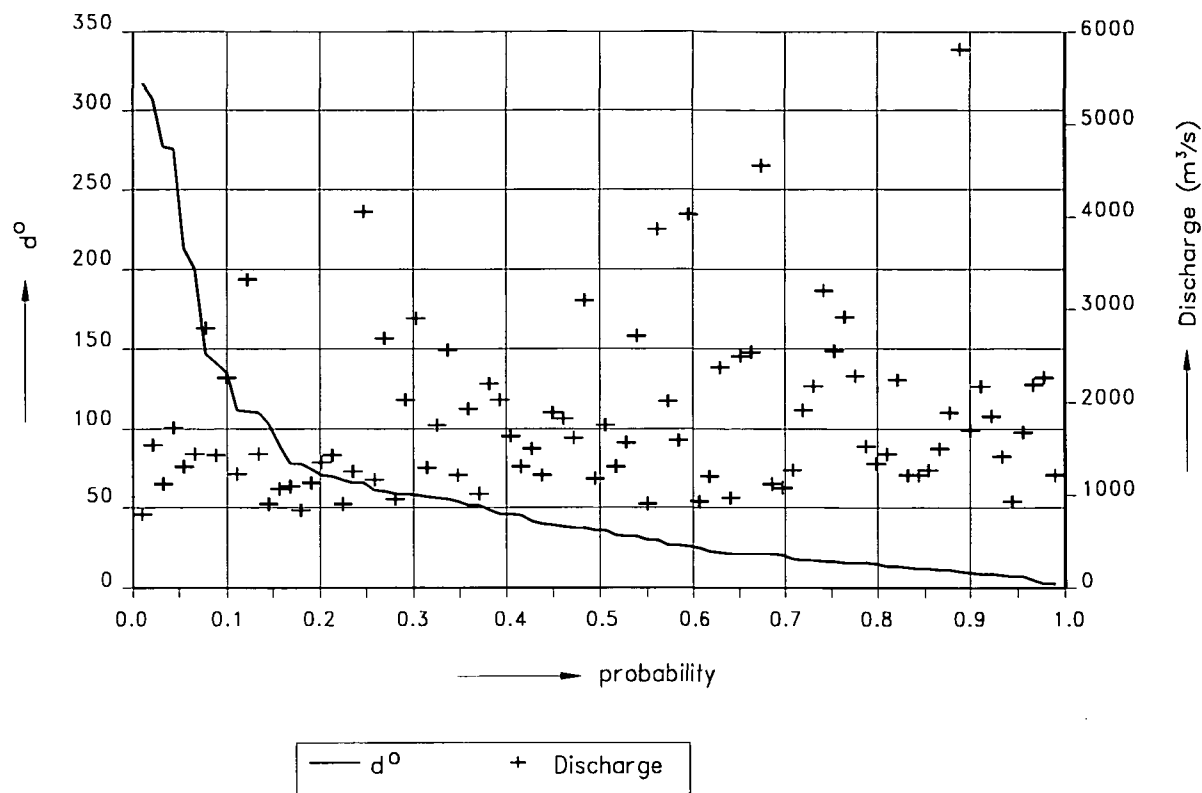


Figure F.15 d° Frequency Distribution

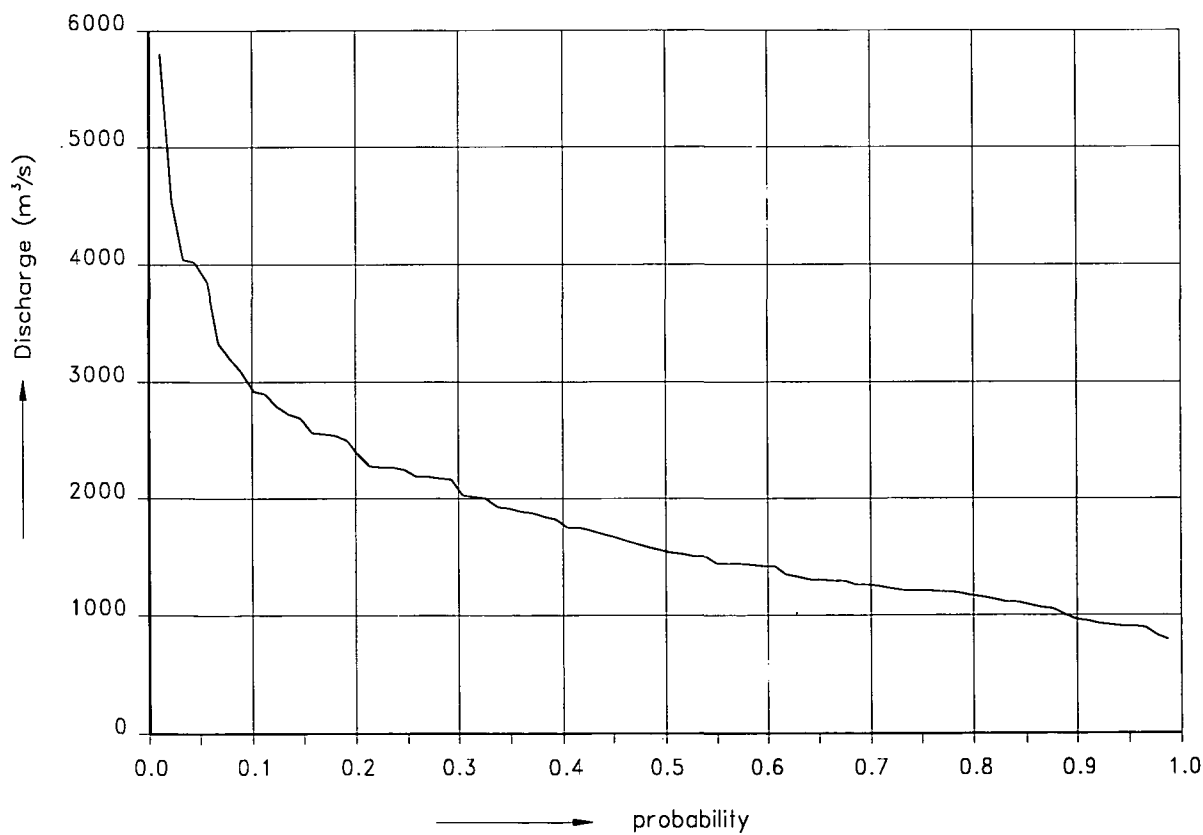


Figure F.16 Discharge Frequency Distribution

Appendix G

Schematisatie van de WENDY-berekeningen

Wendy's									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

Inhoud Appendix G

1	Het model WENDY	G — 1
2	Indeling in verschillende typen berekeningen	G — 1
3	Schematisatie van riviergeometrie en hydraulische ruwheid	G — 1
4	Randvoorwaarden	G — 3
5	Overzicht van doorgerekende gevallen	G — 7
6	Schematisatie van kribaanpassingen	G — 8
6.1	Kribverlaging	G — 8
6.2	Kribstroomlijning	G — 9
6.3	Kribverlenging en kribverkorting	G — 9
7	Schematisatie van ooibossen	G — 10

Figuur

1 Het model WENDY

Voor de evaluatie van maatregelen om de MHW te verlagen, modelleren we de Nederlandse Rijntakken met behulp van WENDY. Dit is een door WL ontwikkeld modelsysteem voor de eendimensionale weergave van stroming, sedimenttransport, morfologische ontwikkelingen (erosie en sedimentatie van het zomerbed), waterkwaliteit en zoutindringing in netwerken van open waterlopen. De module WAFLOW voor stroming vormt de kern van WENDY. Op basis van de eendimensionale lange-golfvergelijkingen berekent deze module het verloop in de tijd van afvoerverdelingen, waterstanden en stroomsnelheden langs de waterlopen. Naast WAFLOW gebruiken we in dit onderzoek de module SEFLOW voor sedimenttransport en morfologie. Deze module berekent de veranderingen in hoogteligging van het zomerbed als een gevolg van uitschuring en aanzanding. Voor gedetailleerde informatie over WENDY verwijzen wij naar de handleiding (WL,1991).

2 Indeling in verschillende typen berekeningen

We voeren vier typen berekeningen uit die onderling verschillen in de schematisatie van de riviergeometrie, de hydraulische ruwheid en de randvoorwaarden. De vier berekeningstypen zijn:

- Type I: Morfologische berekeningen;
- Type II: Hydraulische berekeningen;
- Type III: Stationaire MHW-berekeningen;
- Type IV: Dynamische MHW-berekeningen.

In de meeste gevallen volgen we een procedure waarbij we eerst de morfologische ontwikkeling gedurende de komende 50 jaar berekenen (type I), en vervolgens voor zowel de huidige situatie als de situatie na 50 jaar de waterstanden bij een aantal gekozen onderschrijdingsfrequenties (type II). Daarna bepalen we met stationaire-stromingsberekeningen de waterstanden die in de huidige en de toekomstige situatie optreden bij Bovenrijnafvoeren van 15.200 m³/s en 16.500 m³/s (type III). Voor de maatregel waarbij men de afvoerverdeling bij de Pannerdense Kop met een regelwerk beïnvloedt, voeren we geen morfologische en hydraulische berekeningen uit omdat die niet anders zijn dan bij de autonome ontwikkeling. De extreme hoogwaters berekenen we daar tijdsafhankelijk (type IV), omdat we zo de sturing van het regelwerk tijdens de passage van de hoogwatergolf kunnen variëren.

3 Schematisatie van riviergeometrie en hydraulische ruwheid

De layout van de riviertakken in het model is weergegeven in Figuur G.1. De groene rivier in de uiterwaarden bij Pannerden nemen we alleen mee in de stationaire MHW-berekeningen (type III). Op knooppunt 5 ligt in deze groene rivier een 108,40 meter brede overlaat waarvan de kruin op 13,99 meter boven NAP ligt. We nemen aan dat de afvoercoëfficiënt van deze overlaat gelijk is aan 1. Voor de dynamische MHW-berekeningen (type IV) splitsen we de geschematiseerde layout in twee stukken door de verbinding tussen het Pannerdens Kanaal en de Bovenrijn los te koppelen. Dit vergemakkelijkt het opleggen van een stuurprogramma voor het regelwerk bij de Pannerdense Kop.

Door de Rijnkanalisatie is de morfologie van de Nederrijn nauwelijks meer relevant, hoewel er nog wel zand van bovenstrooms in de Nederrijn terecht komt. We vervangen de Nederrijn (en de Lek) daarom in de morfologische en hydraulische berekeningen (typen I en II) door een zijdelingse wateronttrekking via een denkbeeldig kort kanaaltje van een paar kilometer lang. Zo omzeilen we de weergave van de stuwen bij Driel, Amerongen en Hagestein, die anders de modelleringodeloos zouden compliceren.

De gebruikte plaatsstap Δx varieert van plaats tot plaats. Op de Waal en de IJssel ligt deze rond de 2 kilometer. In de overige takken is deze kleiner.

Nadere gegevens over de takken, knopen en randen van het netwerk geven we in Tabellen G.1 en G.2.

Nummer	Omschrijving	Lengte [km]	Boven-stroomse grens	Beneden-stroomse grens
1	Bovenrijn, bovenstrooms	2,16	rand 1	knoop 1
2	Bovenrijn, benedenstrooms	2,55	knoop 1	knoop 2
3	Waal	86,02	knoop 2	rand 2
4	Pannerdens Kanaal, bovenstrooms	4,52	knoop 2	knoop 3
5	Pannerdens Kanaal, benedenstrooms	6,63	knoop 3	knoop 4
6	IJssel	114,42	knoop 4	rand 3
7	Nederrijn / Lek	66,61	knoop 4	rand 4
8	Groene rivier bij Pannerden, bovenstrooms	2,96	knoop 1	knoop 5
9	Groene rivier bij Pannerden, benedenstrooms	2,96	knoop 5	knoop 3

Tabel G.1: Takken in de schematisatie voor het WENDY-model van de Rijntakken

Plaats	Randnummer	Knoopnummer
Lobith (Tolkamer)	1	-
Begin groene rivier bij Pannerden	-	1
Pannerdense Kop (Pannerden)	-	2
Gorinchem	2	-
Einde groene rivier bij Pannerden	-	3
IJsselkop (Westervoort)	-	4
Ketelmeer	3	-
Hagestein	4	-
Overlaat in groene rivier bij Pannerden	-	5

Tabel G.2: Knooppunten en modelranden in de schematisatie voor het WENDY-model van de Rijntakken

De dwarsdoorsneden schematiseren we in eerste instantie als een combinatie van een bakvormig zomerbed en een bakvormig winterbed, beide met een over de breedte uniforme bodemligging. Enkele doorsneden in de Nederrijn vormen een uitzondering. Die hebben twee niveaus in het winterbed om recht te doen aan de verschillen in de hoogteligging van de uiterwaarden links en rechts van de rivier.

We houden geen rekening met de bodembestorting in de Waal bij Nijmegen. Deze zal men in geval van grote morfologische veranderingen overigens moeten verwijderen.

De hydraulische ruwheden van het zomerbed en het winterbed staan voor de verschillende berekeningstypen in Tabel G.3. We houden geen rekening met een in de tijd toenemende stromingsweerstand van het winterbed door verruiging van de uiterwaarden.

Taknummer	Type I en II		Type III en IV	
	zomerbed C [$\text{m}^{1/2}/\text{s}$]	winterbed k_N [m]	zomerbed k_N [m]	winterbed k_N [m]
1	48	0,27	0,275	0,30
2	48	0,27	0,275	0,30
3	44	0,25	0,30	0,25
4	48	0,20	0,35	0,275
5	48	0,20	0,35	0,275
6	42	0,50	0,35	0,35
7	45	0,60	0,60	0,50
8	–	–	0,30	0,30
9	–	–	0,30	0,30

Tabel G.3: Hydraulische ruwheid van zomerbed en winterbed in de verschillende berekeningstypen. Hierin staat C voor de Chézy-coëfficiënt en k_N voor de equivalente zandruwheid volgens Nikuradse.

4 Randvoorwaarden

De morfologische ontwikkelingen berekenen we met een maandelijks Q_{70} -afvoerregime. Dat wil zeggen dat we de hydrograaf schematiseren tot twaalf discrete afvoeren die elk overeenkomen met de afvoer die gedurende 70% van de tijd in een bepaalde maand wordt overschreden. Uit ervaring weten we dat dit geschematiseerde afvoerregime het werkelijke regime voor morfologische berekeningen goed karakteriseert. De afvoeren van het Q_{70} -regime geven we in Tabel G.4.

De hydraulische berekeningen voeren we uit voor overschrijdingsfrequenties van 2,5%, 5%, 10%, 20%, 50% en 90%. Deze staan in Tabel G.5.

De MHW-berekeningen voeren we uit voor een Bovenrijnafvoer van $15.200 \text{ m}^3/\text{s}$ en van $16.500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Maand	$Q_{\text{Bovenrijn}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Nederrijn}} [\text{m}^3/\text{s}]$
Januari	2921	596
Februari	3328	648
Maart	2765	538
April	2554	497
Mei	2391	466
Juni	2460	479
Juli	2397	467
Augustus	2044	390
September	1599	240
Oktober	1535	220
November	2332	454
December	3020	588

Tabel G.4: Afvoeren van het maandelijks Q_{70} -afvoerregime. De afvoeren op de Bovenrijn vormen een bovenstroomse randvoorwaarde, de afvoeren op de Nederrijn vormen een wateronttrekking.

Onderschrijdings-frequentie [%]	$Q_{\text{Bovenrijn}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Nederrijn}} [\text{m}^3/\text{s}]$
2,5	870	25
5	950	25
10	1100	25
20	1330	25
50	1950	315
90	3200	710

Tabel G.5: Afvoeren in de hydrologische berekeningen

De waterstanden aan de benedenranden bij Gorinchem en Hagestein hangen in de modellen af van de afvoeren volgens getabelleerde afvoerkrommen. Deze laten we zien in Tabellen G.6 en G.7. Voor de benedenrand van de IJssel handhaven we een constante waterstand van -0,15 meter NAP.

Afvoer [m ³ /s]	Waterstand [m boven NAP]
400	0,30
600	0,40
850	0,57
1340	0,87
2150	1,45
3000	2,20
5000	3,75
6000	4,40
7000	4,95
8000	5,45
9000	5,93
10000	6,32
11000	6,65

Tabel G.6: Afvoerkromme bij Gorinchem

Afvoer [m ³ /s]	Waterstand [m boven NAP]
1400	3,63
1600	4,32
1800	4,67
2000	4,98
2200	5,25
2400	5,49
2800	5,95
3200	6,40
3800	7,08

Tabel G.7: Afvoerkromme bij Hagestein

Als bovenstroomse randvoorwaarde voor de morfologie geven we een zomerbeddaling op die gaandeweg terugloopt van 0,015 m/jaar nu naar 0,007 m/jaar over 50 jaar. De zakking van de bodemligging bij Lobith tonen we in Tabel G.8. Deze randvoorwaarde houdt wel in dat de inkomende hoeveelheid zand niet in alle berekeningen gelijk is. Wat er werkelijk na de uitvoering van een maatregel met het zandtransport en het zomerbed van de Bovenrijn gaat gebeuren is nu niet goed bekend. Om dat na te gaan zou men eigenlijk de Niederrhein bovenstrooms van Lobith in het model op moeten nemen. Men bedenke daarbij ook dat de invloed van modelfouten bij Lobith zich met een snelheid van ongeveer 1 kilometer per jaar stroomafwaarts voortplant. Na 50 jaar zijn dus de Bovenrijn, het Pannerdens Kanaal en de bovenlopen van de Waal en de IJssel hierdoor beïnvloed. Dit is een belangrijke reden om de rekenresultaten voorzichtig te interpreteren.

Tijd [jaar]	Bodemligging [m boven NAP]
0	4,09
10	3,95
20	3,82
30	3,71
40	3,62
50	3,54

Tabel G.8: Als randvoorwaarde opgelegde autonome zomerbeddaling bij Lobith.

Tussen Zaltbommel en Gorinchem leggen we een zandonttrekking door baggeren op. De onttrekking is gelijkmatig verdeeld over een traject van 20 km en bedraagt in totaal 0,14 miljoen m³ zand per jaar.

De verdeling bij de Pannerdense Kop van het zandtransport over de Waal en het Pannerdens Kanaal modelleren we als een functie van de verhouding tussen de afvoeren in die takken, namelijk

$$\frac{S_{\text{Waal}}}{S_{\text{Pannerdens Kanaal}}} = 3,2 \left(\frac{Q_{\text{Waal}}}{Q_{\text{Pannerdens Kanaal}}} - 1 \right) \quad (\text{G.1})$$

Hierin is S een aanduiding voor zandtransporten en Q een aanduiding voor waterafvoeren, beide in m³/s. De verdeling bij de IJsselkop van het zandtransport over de IJssel en de Nederrijn nemen we aan als een vaste verhouding volgens

$$\frac{S_{\text{IJssel}}}{S_{\text{Nederrijn}}} = 0,42 \quad (\text{G.2})$$

Voor het sedimenttransport gebruiken we de transportformule van Engelund en Hansen. Omdat de daarmee berekende transporten voor de Nederlandse Rijntakken in eerste instantie te groot blijken, maken we de transporten kloppend door grotere sedimentafmetingen in de formule in te voeren.

We verwaarlozen de opslibbing van de uiterwaarden.

5 Overzicht van doorgerekende gevallen

We maken de volgende berekeningen:

- T0: Dynamische morfologische berekeningen voor het regelen van de afvoerverdeling bij de Pannerdense Kop;
- T1—'6 Voorbereidende morfologische berekening (ijk- en testfase);
- T7: Autonome ontwikkeling;
- T8: Halvering van k-waarde (equivalente zandruwheid) van winterbed;
- T9: Verlaging van het zomerbed met 1 m, onder de aanname dat daarnaast de autonome zomerbeddaling ongewijzigd blijft;
- T10: Verlaging van het zomerbed met 2 m, onder de aanname dat daarnaast de autonome zomerbeddaling ongewijzigd blijft;
- T11: Onttrekking van 10% van het zandtransport op de Bovenrijn. De onttrekking wordt gelijkmatig verdeeld over 5 rekenpunten;
- T12: Onttrekking van 25% van het zandtransport op de Bovenrijn. De onttrekking wordt gelijkmatig verdeeld over 5 rekenpunten;
- T13: Verlaging van het winterbed over de volle breedte met een ontgravingsdiepte die verloopt van 1 m aan de grens met Duitsland tot nul aan de benedenranden van het model;
- T14: Verlaging van het winterbed over de volle breedte met een ontgravingsdiepte die verloopt van 2 m aan de grens met Duitsland tot nul aan de benedenranden van het model;
- T15: Verlenging van de kribben met 10 m (gemodelleerd als een versmalling van het zomerbed met 20 m en tegelijkertijd dus een verbreding van het winterbed met 20 m)
- T16: Verkorting van de kribben met 10 m (gemodelleerd als een verbreding van het zomerbed met 20 m en tegelijkertijd dus een versmalling van het winterbed met 20 m)
- T17: Verlaging van het zomerbed met 1 m, onder de aanname dat de autonome zomerbeddaling dan stopt;
- T18: Verlaging van het zomerbed met 2 m, onder de aanname dat de autonome zomerbeddaling dan stopt;
- T19: Volledige verlaging van het winterbed met 1 m;
- T20: Volledige verlaging van het winterbed met 2 m;
- T21: Verlaging van de kribben met 1 m;
- T22: Verlaging van de kribben met 2 m;
- T23: Stroomlijning van de kribben;
- T24: Nevengeul in het winterbed die 100 m breed en 2 m diep is en een Chézy-ruwheidscoëfficiënt heeft van $C = 30 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
- T25: Strategie met zomerbed- en kribverlaging;
- T26: Strategie met zomerbed-, krib-, en winterbedverlaging;
- T27: Verlaging van het winterbed met 2,20 meter op de Bovenrijn, 2,00 meter op de Waal, 1,70 meter op het Pannerdens Kanaal en 1,50 meter op de IJssel;
- T28: Combinatie van zomerbed- en kribverlaging. De verlaging van het zomerbed bedraagt 1,10 meter op de Bovenrijn, 1,00 meter op de Waal, 0,85 meter op het Pannerdens Kanaal en 0,75 meter op de IJssel. De verlaging van de kribben bedraagt 2,20 meter op de Bovenrijn, 2,00 meter op de Waal, 1,70 meter op het Pannerdens Kanaal en 1,50 meter op de IJssel;

- T29: Combinatie van T27 en T28;
 T30: Combinatie van T29 met ooibossen over 25% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 14 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
 T31: Combinatie van T29 met ooibossen over 50% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 14 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
 T32: Combinatie van T29 met ooibossen over 25% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
 T33: Combinatie van T27 met ooibossen over 25% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
 T34: Combinatie van T27 met ooibossen over 50% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;
 T35: Combinatie van T27 met ooibossen over 75% van het winterbed. Ooibos heeft hier $C = 10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$;

Voor de gevallen T30 tot en met T35 maken we alleen MHW-berekeningen. We nemen aan dat de morfologische ontwikkeling in deze gevallen niet veel verschilt van die bij T27. Een controleberekening bevestigt dit.

6 Schematisatie van kribaanpassingen

6.1 Kribverlaging

In de meeste berekeningen bestaan de dwarsdoorsneden alleen uit een zomerbed en een winterbed. De kribben worden daar beschouwd als een onderdeel van het winterbed en hun invloed op de stroming is bij de ijking verdisconteerd in de ruwheid van het winterbed. Voor de modellering van kribverlaging brengen we echter een extra subsectie in de dwarsdoorsneden aan die de kribvakzone voorstelt.

In de morfologische en hydraulische berekeningen beschouwen we de kribben als onvolkomen overlaten. We nemen aan dat alle energieverliezen in de kribvakzone ter plaatse van de kribben geconcentreerd zijn, zodat de bodemruwheid van de kribvakken verwaarloosd kan worden. Tabel 2 van (Ogink, 1984) geeft aan dat de fout die men bij deze aanname maakt ongeveer 10% bedraagt. Omdat er onder MHW-omstandigheden ongeveer 7 meter water boven de kribben staat, achten we een modellering als overlaten dan niet geldig. Bij de MHW-berekeningen schematiseren we kribverlaging daarom simpelweg als een vergroting van de natte doorsnede van de kribvakzone.

Ten behoeve van de morfologische en hydraulische berekeningen vertalen we het lokale verlies aan energiehooft ΔH in een hydraulische ruwheid door deze uit te smeren over de lengte L van een kribvak:

$$\Delta H = i L \quad (\text{G.3})$$

waarin i het energieverhang is. De kribvaklengte L is gelijk aan de hart-op-hart afstand tussen de kribben. Voor onvolkomen overlaten geldt na substitutie van (G.3)

$$q = m h \sqrt{2 g i L} \quad (\text{G.4})$$

waarin q het debiet per eenheid van breedte is, m een afvoercoëfficiënt, h de waterdiepte en g de versnelling van de zwaartekracht. De formule van Chézy laat zich schrijven als

$$q = C h \sqrt{h i} \quad (G.5)$$

waarin C de Chézy-coëfficiënt voor hydraulische ruwheid is. Combinatie geeft

$$C = \sqrt{2 g m^2 \frac{L}{h}} \quad (G.6)$$

waarbij we aannemen $L = 200$ meter en $m = 1$. In de morfologische berekeningen gebruiken we een Q_{70} -afvoerregime, waarbij de waterdiepte voortdurend varieert. De in (G.6) gegeven afhankelijkheid van C van de waterdiepte kunnen we echter niet in WENDY specificeren. We stellen daarom de waterdiepte boven de kribben in de formule ruwweg gelijk aan de kribverlaging.

Omdat de kribben in de uitgangssituatie gemodelleerd zijn als een deel van het winterbed, liggen ze daar eigenlijk te hoog. In de kribverlagingsberekeningen geven we ze echter een hoogte die de werkelijke ligging zo goed mogelijk benadert. Dit betekent een extra verlaging van 0,80 meter op de Bovenrijn en de Waal, en een extra verlaging van 1,85 meter op het Pannerdens Kanaal en de IJssel.

6.2 Kribstroomlijning

Uit schaalmodelproeven van (Ogink, M2080, 1984) leiden we af dat de stromingsweerstand van kribben ongeveer gehalveerd wordt wanneer men ze stroomlijnt. Dit betekent dat de Chézy-coëfficiënt 1,4 maal zo groot wordt. Het is overigens niet zeker dat deze reductie van de stromingsweerstand ook in het prototype gehaald kan worden.

In de uitgangssituatie zijn de kribben opgenomen in het winterbed. Omdat niet bekend is wat de bijdrage van de kribben aan de samengestelde ruwheid is, stellen we de ruwheid van kribvakzone en uiterwaard in de uitgangssituatie aan elkaar gelijk. Voor de Chézy-coëfficiënt C_{eq} van de samengestelde ruwheid in de situatie met gestroomlijnde kribben geldt dan

$$C_{eq} = 1,4 \frac{B_{kribvak}}{B_{totaal}} C_0 + \left(1 - \frac{B_{kribvak}}{B_{totaal}}\right) C_0 \quad (G.7)$$

waarin $B_{kribvak}$ de breedte van de kribvakzone is, B_{totaal} de breedte van het totale winterbed (inclusief de kribvakzone), en C_0 de Chézy-coëfficiënt in de uitgangssituatie.

6.3 Kribverlenging en kribverkorting

Kribverlenging en kribverkorting modelleren we simpelweg als respectievelijk versmalling en verbreding van het zomerbed.

7 Schematisatie van ooibossen

Het effect van ooibossen in een deel van het winterbed modelleren we door de hydraulische ruwheid van het winterbed te vergroten. Hiertoe berekenen we een equivalente Chézy-coëfficiënt C_{eq} voor het winterbed met ooibos volgens

$$C_{eq} = \frac{B_{ooibos}}{B_{totaal}} C_{ooibos} + \left(1 - \frac{B_{ooibos}}{B_{totaal}}\right) C_0 \quad (G.8)$$

waarin B_{ooibos} de breedte van de winterbedzone met ooibos is, B_{totaal} de breedte van het totale winterbed, C_{ooibos} de Chézy-coëfficiënt van ooibos en C_0 de Chézy-coëfficiënt van het winterbed zonder ooibos.

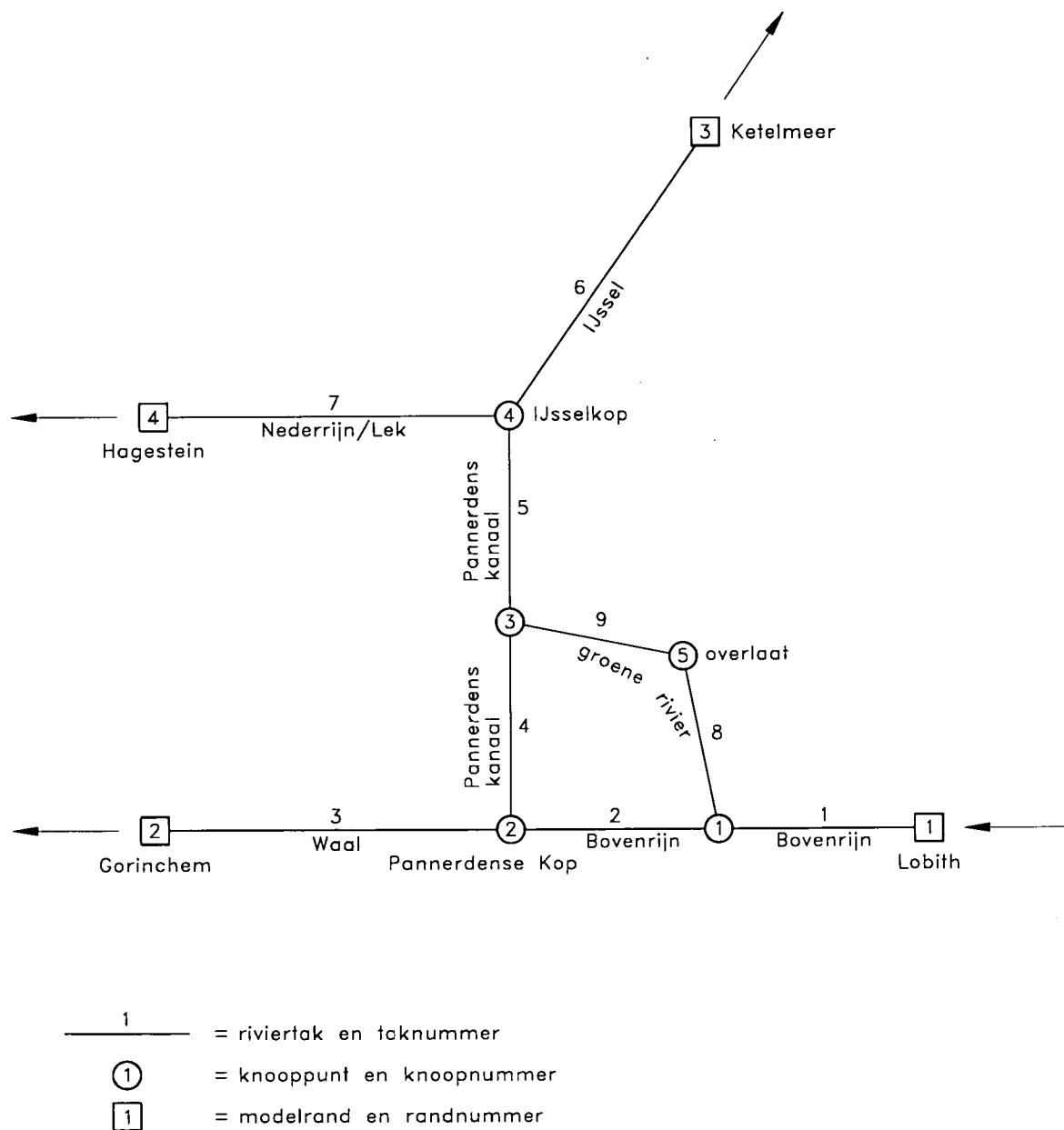
Voor de ruwheid van ooibos schatten we $C_{ooibos} = 10 \text{ à } 15 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. In werkdocument 91.133X geeft Rijkswaterstaat (1991) de waarde $10,5 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$. Deze hanteren wij ook in de rekengevallen T32 tot en met T35.

Het verband tussen de Chézy-coëfficiënt C en de Nikuradse-ruwheid k_N is

$$C = 18 \log \frac{12 h}{k_N} \quad (G.9)$$

waarin h de waterdiepte voorstelt. Wanneer men aanneemt dat de waterdiepte in het winterbed tijdens MHW-omstandigheden 6 meter bedraagt, volgt uit deze vergelijkingen dat men de Nikuradse-ruwheid $k_{N,eq}$ voor het winterbed met ooibos als volgt uit de Nikuradse-ruwheid $k_{N,0}$ voor het winterbed zonder ooibos kan bepalen

$$k_{N,eq} = \frac{72}{10 \left(\frac{1}{18} \frac{B_{ooibos}}{B_{totaal}} C_{ooibos} + \left(1 - \frac{B_{ooibos}}{B_{totaal}}\right) \log \frac{72}{k_{N,0}} \right)} \quad (G.10)$$



Figuur G.1 Schematisatie van de Nederlandse Rijntakken in het WENDY-Model

Appendix H

Resultaten van de WENDY-berekeningen

Inhoud Appendix H

1 Algemeen H – 1

2 Berekeningen H – 3

Figuren

1 Algemeen

In Appendix G staat een overzicht van de doorgerekende gevallen T0 tot en met T35. Door allerlei oorzaken zijn de resultaten van de berekeningen echter niet altijd onderling vergelijkbaar. Dergelijke oorzaken zijn:

- De verschillende maatregelen kunnen verschillende gevolgen hebben voor de zomerbeddaling van de Bovenrijn en de Niederrhein. Door de in de berekeningen voorgeschreven zomerbeddaling bij Lobith worden er fouten geïntroduceerd waarvan de invloed in de beschouwde periode zich tot ongeveer 50 kilometer benedenstrooms van Lobith kan uitstrekken.
- Bij de MHW-berekeningen van T21, T22, T24, T25 en T26 is de groene rivier bij Pannerden abusievelijk niet toegevoegd. Een controleberekening leert dat dit een verschil in de orde van 0,02 meter geeft.
- Bij de MHW-berekeningen van de gevallen T7 tot en met T24 hebben we de bij een maatregel behorende geometrieveranderingen niet tevens in de Nederrijn aangebracht. Dit heeft een sterke invloed op de waterverdeling bij de IJsselkop. Vanaf T25 is de Nederrijn wel steeds aangepast.
- In de gevallen T15, T16, T21, T22 en T23 hebben we aangenomen dat de kribben in de huidige situatie overal 75 meter lang zijn, zodat de kribvakzone overal 150 meter breed is. In T25, T26, T28 en T29 hebben we echter bij de IJssel de breedte van de kribvakzone tot 40 meter gereduceerd.

Wegens deze beperkte onderlinge vergelijkbaarheid besluiten we om niet alle resultaten uitgebreid in dit rapport op te nemen. We laten hier alleen resultaten van de belangrijkste berekeningen zien:

1. T7: Autonome ontwikkeling;
2. T27: Winterbedverlaging;
3. T28: Combinatie van zomerbed- en kribverlaging;
4. T29: Combinatie van zomerbed-, krib- en winterbedverlaging;
5. T33: Combinatie van winterbedverlaging met natuurontwikkeling (25% ooibos);
6. T34: Combinatie van winterbedverlaging met natuurontwikkeling (50% ooibos).

Bij de resultaten van de berekeningen maken we verder de volgende kanttekeningen:

- Ingrepen worden gemodelleerd alsof ze op het begintijdstip $t = 0$ in één keer worden uitgevoerd. In werkelijkheid zal men ze echter gefaseerd over meerdere jaren of decennia uitvoeren;
- Forse ingrepen op het begintijdstip $t = 0$ genereren bodemgolven die door de rivieren gaan lopen. Dit betekent dat de trend van de bodemveranderingen die men in een dwarsdoorsnede waarneemt niet altijd representatief is voor een groter riviervoorbeeld;
- Winterbedverlaging geeft in de berekeningen lokaal zeer grote aanzandingen op plaatsen waar de uiterwaarden erg breed zijn, zie bij voorbeeld de sedimentatiepiek bij Nijmegen in Figuur H.3. Deze aanzandingen kan men in werkelijkheid voorkomen door het winterbed niet over de volle breedte af te graven;
- De bodembestorting bij Nijmegen is genegeerd. Deze zal men overigens in geval van grote morfologische veranderingen moeten verwijderen;

- Bij het doorrekenen van maatregelen zijn de afvoerkrommen aan de benedenranden bij Gorinchem en Hagestein niet aangepast, hoewel de bij bepaalde afvoeren behorende waterstanden eigenlijk dienovereenkomstig verlaagd hadden moeten worden. Dit geeft een schijnbare versterking van de stuweffecten op de Beneden-Waal en de Lek. Wegens de beperkte tijd die voor dit onderzoek beschikbaar was, hebben we de berekeningen niet hiervoor gecorrigeerd.

De resultaten van de belangrijkste berekeningen volgen hierna. De morfologische ontwikkeling van het zomerbed bij T7, T27, T28 en T29 laten we in de Figuren H.1 tot en met H.8 zien. De grote sedimentatiepiek bij Nijmegen kan men voorkomen door de uiterwaarden daar niet over de volle breedte af te graven. Uit een controleberekening blijkt dat de bodemveranderingen bij T33 en T34 niet veel van die bij T27 verschillen. Daarom nemen we aan dat de Figuren H.3 en H.4 ook gelden voor T33 en T34.

2 Berekeningen

Berekening nr.1, maatregel MR-0, WENDY-code T7

Omschrijving: Autonome ontwikkeling

Versiedatum: 16 november 1992

Afvoerverdeling [m³/s]:

		Bovenrijn	Waal	Pannerdens Kanaal	Nederrijn	IJssel
Q _{2,5}	0 jaar	870	682	188	25	163
	50 jaar	870	703	167	25	142
Q ₅	0 jaar	950	745	205	25	180
	50 jaar	950	767	183	25	158
Q ₁₀	0 jaar	1100	863	237	25	212
	50 jaar	1100	886	214	25	189
Q ₂₀	0 jaar	1330	1043	287	25	262
	50 jaar	1330	1069	261	25	236
Q ₅₀	0 jaar	1950	1352	598	315	283
	50 jaar	1950	1380	570	315	255
Q ₉₀	0 jaar	3200	2086	1114	710	404
	50 jaar	3200	2114	1086	710	376
Q _{MHW(1/500)}	0 jaar	15200	9645	5555	3262	2292
	50 jaar	15200	9761	5439	3183	2256
Q _{MHW(1/1250)}	0 jaar	16500	10374	6126	3585	2541
	50 jaar	16500	10494	6006	3504	2502

Bodemligging [m + NAP]:

	0 jaar	25 jaar	50 jaar	100 jaar
km.				
884 Nijmegen	2,74	2,53	2,33	1,93
907 ondiepte Waal	-0,24	-0,39	-0,58	-0,89
913 Tiel	-0,75	-0,91	-1,07	-1,38
935 Zaltbommel	-2,83	-2,97	-3,07	-3,28
868 Pannerdens Kanaal	4,72	4,64	4,52	4,34
875 Pannerdens Kanaal	4,34	4,13	4,06	3,84
902 Doesburg	2,01	2,04	2,16	2,13
929 Zutphen	-0,01	-0,05	-0,08	-0,16
965 Wijhe	-2,51	-2,58	-2,67	-2,71

Berekening nr.1, maatregel MR-0, WENDY-code T7

Omschrijving: Autonome ontwikkeling

Versiedatum: 16 november 1992

Waterstanden [m + NAP]:

		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	$z_{w,50}$	7,77	7,45
	$z_{w,MHW}(1/500)$	14,26	14,19
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	14,57	14,50
907 ondiepte Waal	$z_{w,2,5}$	2,99	2,81
	$z_{w,5}$	3,18	3,00
	$z_{w,10}$	3,52	3,35
	$z_{w,20}$	4,01	3,84
	$z_{w,50}$	4,77	4,60
	$z_{w,90}$	6,35	6,18
	$z_{w,MHW}(1/500)$	11,41	11,40
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,74	11,72
913 Tiel	$z_{w,50}$	4,33	4,18
	$z_{w,MHW}(1/500)$	11,03	11,02
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,36	11,35
935 Zaltbommel	$z_{w,50}$	2,21	2,19
	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,79	8,81
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	9,11	9,13
867 Pannerdense Kop	$z_{w,50}$	9,48	9,13
	$z_{w,MHW}(1/500)$	16,69	16,57
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	17,05	16,93
878 IJsselkop	$z_{w,5}$	7,47	7,14
	$z_{w,50}$	8,56	8,22
	$z_{w,MHW}(1/500)$	14,61	14,53
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	14,91	14,83
902 Doesburg	$z_{w,50}$	6,19	5,91
	$z_{w,MHW}(1/500)$	11,27	11,24
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,51	11,47
929 Zutphen	$z_{w,50}$	3,94	3,67
	$z_{w,MHW}(1/500)$	9,00	8,96
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	9,26	9,21
965 Wijhe	$z_{w,50}$	1,44	1,35
	$z_{w,MHW}(1/500)$	5,81	5,80
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	6,06	6,06
922 Amerongen	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,82	8,75
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	9,13	9,05
947 Hagestein	$z_{w,MHW}(1/500)$	6,47	6,38
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	6,84	6,74

Berekening nr.2, maatregel MR-11a, WENDY-code T27

Omschrijving: Winterbedverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Afvoerdeling [m^3/s]:

	Bovenrijn	Waal	Pannerdens Kanaal	Nederrijn	IJssel
$Q_{2,5}$					
0 jaar	870	682	188	25	163
50 jaar	870	659	211	25	186
Q_5					
0 jaar	950	745	205	25	180
50 jaar	950	723	227	25	202
Q_{10}					
0 jaar	1100	863	237	25	212
50 jaar	1100	843	257	25	232
Q_{20}					
0 jaar	1330	1044	286	25	261
50 jaar	1330	1030	300	25	275
Q_{50}					
0 jaar	1950	1368	582	315	267
50 jaar	1950	1357	593	315	278
Q_{90}					
0 jaar	3200	2185	1015	710	305
50 jaar	3200	2178	1022	710	312
$Q_{\text{MHW}}(1/500)$					
0 jaar	15200	9757	5443	3224	2219
50 jaar	15200	9857	5343	3170	2174
$Q_{\text{MHW}}(1/1250)$					
0 jaar	16500	10492	6008	3540	2468
50 jaar	16500	10597	5903	3484	2419

Bodemligging [m + NAP]:

	0 jaar	25 jaar	50 jaar	100 jaar
km.				
884 Nijmegen	2,74	2,44	2,61	2,43
907 ondiepte Waal	-0,24	-0,24	-0,31	-0,50
913 Tiel	-0,75	-0,82	-0,86	-1,03
935 Zaltbommel	-2,83	-2,84	-2,87	-2,92
868 Pannerdens Kanaal	4,72	4,67	4,55	4,35
875 Pannerdens Kanaal	4,33	4,03	4,02	3,83
902 Doesburg	2,00	2,03	2,14	2,14
929 Zutphen	-0,01	-0,05	-0,08	-0,15
965 Wijhe	-2,52	-2,56	-2,63	-2,69

Berekening nr.2, maatregel MR-11a, WENDY-code T27

Omschrijving: Winterbedverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Waterstanden [m + NAP]:

		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	$z_{w,50}$	7,70	7,47
	$z_{w,MHW}(1/500)$	12,95	12,92
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	13,26	13,23
907 ondiepte Waal	$z_{w,2,5}$	2,99	2,84
	$z_{w,5}$	3,18	3,04
	$z_{w,10}$	3,52	3,40
	$z_{w,20}$	4,00	3,90
	$z_{w,50}$	4,69	4,63
	$z_{w,90}$	5,65	5,61
	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,29	10,32
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	10,62	10,65
913 Tiel	$z_{w,50}$	4,24	4,17
	$z_{w,MHW}(1/500)$	9,97	10,00
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	10,30	10,33
935 Zaltbommel	$z_{w,50}$	2,14	2,09
	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,12	8,15
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,44	8,47
867 Pannerdense Kop	$z_{w,50}$	9,35	9,35
	$z_{w,MHW}(1/500)$	15,71	15,60
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	16,06	15,95
878 IJsselkop	$z_{w,5}$	7,47	7,73
	$z_{w,50}$	8,41	8,53
	$z_{w,MHW}(1/500)$	13,46	13,40
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	13,75	13,70
902 Doesburg	$z_{w,50}$	6,03	6,13
	$z_{w,MHW}(1/500)$	9,93	9,88
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	10,16	10,11
929 Zutphen	$z_{w,50}$	3,79	3,89
	$z_{w,MHW}(1/500)$	7,71	7,66
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	7,96	7,91
965 Wijhe	$z_{w,50}$	1,29	1,46
	$z_{w,MHW}(1/500)$	4,62	4,60
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	4,88	4,86
922 Amerongen	$z_{w,MHW}(1/500)$	7,89	7,84
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,23	8,17
947 Hagestein	$z_{w,MHW}(1/500)$	6,43	6,37
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	6,79	6,72

Berekening nr.3, maatregelen MR-6a + MR-13b, WENDY-code T28

Omschrijving: Combinatie van zomerbed- en kribverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Afvoerverdeling [m^3/s]:

	Bovenrijn	Waal	Pannerdens Kanaal	Nederrijn	IJssel
$Q_{2,5}$					
0 jaar	870	697	173	25	148
50 jaar	870	702	168	25	143
Q_5					
0 jaar	950	760	190	25	165
50 jaar	950	765	185	25	160
Q_{10}					
0 jaar	1100	879	221	25	196
50 jaar	1100	884	216	25	191
Q_{20}					
0 jaar	1330	1060	270	25	245
50 jaar	1330	1067	263	25	238
Q_{50}					
0 jaar	1950	1372	578	315	263
50 jaar	1950	1377	573	315	258
Q_{90}					
0 jaar	3200	2106	1094	710	384
50 jaar	3200	2109	1091	710	381
$Q_{\text{MHW}}(1/500)$					
0 jaar	15200	9792	5408	3264	2144
50 jaar	15200	9835	5365	3212	2153
$Q_{\text{MHW}}(1/1250)$					
0 jaar	16500	10523	5977	3591	2386
50 jaar	16500	10568	5932	3537	2395

Bodemligging [m + NAP]:

	0 jaar	25 jaar	50 jaar	100 jaar
km.				
884 Nijmegen	1,74	1,56	1,48	1,34
907 ondiepte Waal	-1,24	-1,26	-1,33	-1,44
913 Tiel	-1,75	-1,75	-1,78	-1,89
935 Zaltbommel	-3,83	-3,66	-3,57	-3,53
868 Pannerdens Kanaal	3,86	4,02	3,85	3,82
875 Pannerdens Kanaal	3,48	2,94	2,85	2,84
902 Doesburg	1,24	1,23	1,34	1,37
929 Zutphen	-0,77	-0,79	-0,81	-0,85
965 Wijhe	-3,28	-3,22	-3,23	-3,27

Berekening nr.3, maatregelen MR-6a + MR-13b, WENDY-code T28

Omschrijving: Combinatie van zomerbed- en kribverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Waterstanden [m + NAP]:

		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	Z _{w,50}	6,81	6,63
	Z _{w,MHW(1/500)}	13,76	13,72
	Z _{w,MHW(1/1250)}	14,07	14,04
907 ondiepte Waal	Z _{w,2,5}	2,22	2,29
	Z _{w,5}	2,40	2,47
	Z _{w,10}	2,73	2,80
	Z _{w,20}	3,20	3,27
	Z _{w,50}	3,89	3,96
	Z _{w,90}	5,21	5,28
	Z _{w,MHW(1/500)}	10,93	10,99
	Z _{w,MHW(1/1250)}	11,26	11,32
913 Tiel	Z _{w,50}	3,48	3,58
	Z _{w,MHW(1/500)}	10,54	10,61
	Z _{w,MHW(1/1250)}	10,87	10,95
935 Zaltbommel	Z _{w,50}	1,73	1,82
	Z _{w,MHW(1/500)}	8,39	8,47
	Z _{w,MHW(1/1250)}	8,71	8,79
867 Pannerdense Kop	Z _{w,50}	8,49	8,31
	Z _{w,MHW(1/500)}	16,00	15,93
	Z _{w,MHW(1/1250)}	16,36	16,29
878 IJsselkop	Z _{w,5}	6,55	6,35
	Z _{w,50}	7,60	7,45
	Z _{w,MHW(1/500)}	14,02	13,97
	Z _{w,MHW(1/1250)}	14,33	14,28
902 Doesburg	Z _{w,50}	5,23	5,17
	Z _{w,MHW(1/500)}	10,92	10,92
	Z _{w,MHW(1/1250)}	11,16	11,16
929 Zutphen	Z _{w,50}	2,99	2,98
	Z _{w,MHW(1/500)}	8,59	8,61
	Z _{w,MHW(1/1250)}	8,86	8,87
965 Wijhe	Z _{w,50}	0,75	0,80
	Z _{w,MHW(1/500)}	5,38	5,43
	Z _{w,MHW(1/1250)}	5,63	5,68
922 Amerongen	Z _{w,MHW(1/500)}	8,47	8,42
	Z _{w,MHW(1/1250)}	8,79	8,74
947 Hagestein	Z _{w,MHW(1/500)}	6,47	6,41
	Z _{w,MHW(1/1250)}	6,84	6,78

Berekening nr.4, maatregelen MR-6a + MR-11a + MR-13b, WENDY-code T29

Omschrijving: Combinatie van zomerbed-, krib- en winterbedverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Afvoerdeling [m^3/s]:

	Bovenrijn	Waal	Pannerdens Kanaal	Nederrijn	IJssel
$Q_{2,5}$					
0 jaar	870	697	173	25	148
50 jaar	870	696	174	25	149
Q_5					
0 jaar	950	760	190	25	165
50 jaar	950	760	190	25	165
Q_{10}					
0 jaar	1100	879	221	25	196
50 jaar	1100	879	221	25	196
Q_{20}					
0 jaar	1330	1060	270	25	245
50 jaar	1330	1062	268	25	243
Q_{50}					
0 jaar	1950	1372	578	315	263
50 jaar	1950	1371	579	315	264
Q_{90}					
0 jaar	3200	2139	1061	710	351
50 jaar	3200	2132	1068	710	358
$Q_{\text{MHW}}(1/500)$					
0 jaar	15200	9922	5278	3166	2112
50 jaar	15200	9981	5219	3106	2113
$Q_{\text{MHW}}(1/1250)$					
0 jaar	16500	10663	5837	3484	2353
50 jaar	16500	10726	5774	3422	2352

Bodemligging [m + NAP]:

	0 jaar	25 jaar	50 jaar	100 jaar
km.				
884 Nijmegen	1,74	1,49	1,50	1,39
907 ondiepte Waal	-1,24	-1,23	-1,27	-1,36
913 Tiel	-1,75	-1,73	-1,73	-1,79
935 Zaltbommel	-3,83	-3,60	-3,46	-3,31
868 Pannerdens Kanaal	3,86	4,03	3,86	3,82
875 Pannerdens Kanaal	3,48	2,93	2,84	2,84
902 Doesburg	1,24	1,23	1,34	1,37
929 Zutphen	-0,77	-0,79	-0,80	-0,85
965 Wijhe	-3,28	-3,22	-3,23	-3,26

Berekening nr.4, maatregelen MR-6a + MR-11a + MR-13b, WENDY-code T29

Omschrijving: Combinatie van zomerbed-, krib- en winterbedverlaging

Versiedatum: 16 november 1992

Waterstanden [m + NAP]:

		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	$Z_{w,50}$	6,81	6,62
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	12,74	12,72
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	13,06	13,04
907 ondiepte Waal	$Z_{w,2,5}$	2,22	2,32
	$Z_{w,5}$	2,40	2,51
	$Z_{w,10}$	2,73	2,85
	$Z_{w,20}$	3,19	3,32
	$Z_{w,50}$	3,89	4,00
	$Z_{w,90}$	5,05	5,10
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	10,11	10,19
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	10,45	10,52
913 Tiel	$Z_{w,50}$	3,47	3,61
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	9,79	9,87
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	10,12	10,21
935 Zaltbommel	$Z_{w,50}$	1,71	1,80
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	7,99	8,07
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	8,31	8,38
867 Pannerdense Kop	$Z_{w,50}$	8,49	8,36
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	15,32	15,25
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	15,67	15,61
878 IJsselkop	$Z_{w,5}$	6,55	6,43
	$Z_{w,50}$	7,60	7,52
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	13,10	13,04
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	13,40	13,34
902 Doesburg	$Z_{w,50}$	5,23	5,22
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	9,71	9,71
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	9,94	9,94
929 Zutphen	$Z_{w,50}$	2,99	3,02
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	7,45	7,46
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	7,71	7,71
965 Wijhe	$Z_{w,50}$	0,73	0,82
	$Z_{w,MHW}(1/500)$	4,32	4,36
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	4,57	4,60
922 Amerongen	$Z_{w,MHW}(1/500)$	7,74	7,67
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	8,08	8,01
947 Hagestein	$Z_{w,MHW}(1/500)$	6,36	6,29
	$Z_{w,MHW}(1/1250)$	6,72	6,65

Berekening nr.5, maatregel MR-11a, WENDY-code T33

Omschrijving: Combinatie van winterbedverlaging
met natuurontwikkeling (25% ooibos)

Versiedatum: 17 november 1992

Waterstanden [m + NAP]:

		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	$z_{w,MHW}(1/500)$	13,41	13,37
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	13,75	13,71
907 ondiepte Waal	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,70	10,73
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,05	11,07
913 Tiel	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,36	10,38
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	10,71	10,73
935 Zaltbommel	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,36	8,38
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,68	8,71
867 Pannerdense Kop	$z_{w,MHW}(1/500)$	16,04	15,94
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	16,41	16,30
878 IJsselkop	$z_{w,MHW}(1/500)$	13,84	13,79
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	14,16	14,11
902 Doesburg	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,35	10,31
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	10,61	10,57
929 Zutphen	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,14	8,09
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,41	8,37
965 Wijhe	$z_{w,MHW}(1/500)$	5,02	5,01
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	5,30	5,29
922 Amerongen	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,14	8,09
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,48	8,43
947 Hagestein	$z_{w,MHW}(1/500)$	6,40	6,35
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	6,76	6,70

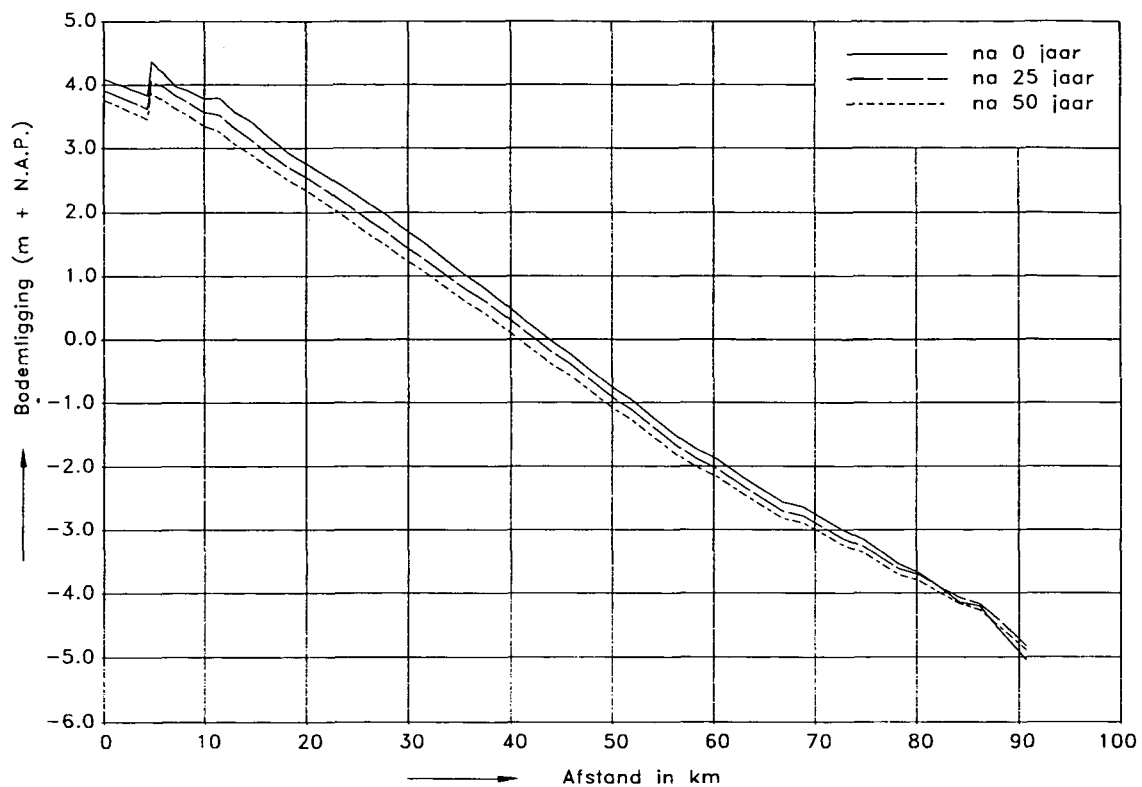
Berekening nr.6, maatregel MR-11a, WENDY-code T34

Omschrijving: Combinatie van winterbedverlaging
met natuurontwikkeling (50% ooibos)

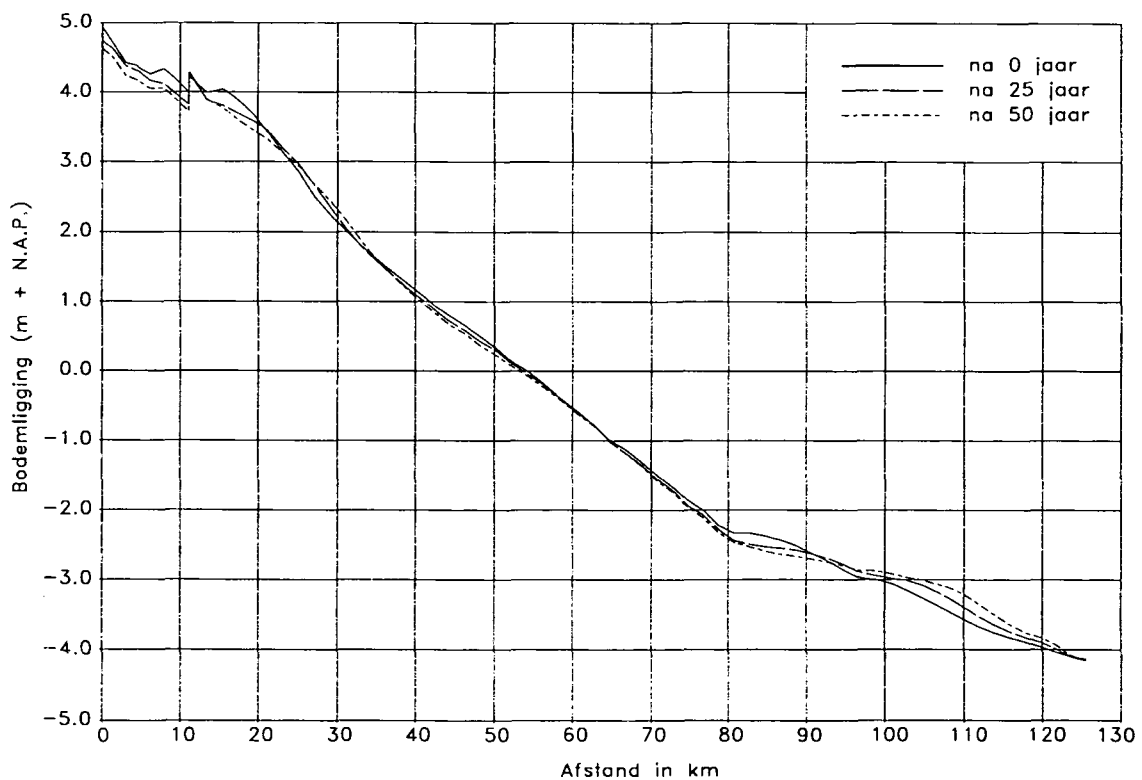
Versiedatum: 4 december 1992

Waterstanden [m + NAP]:

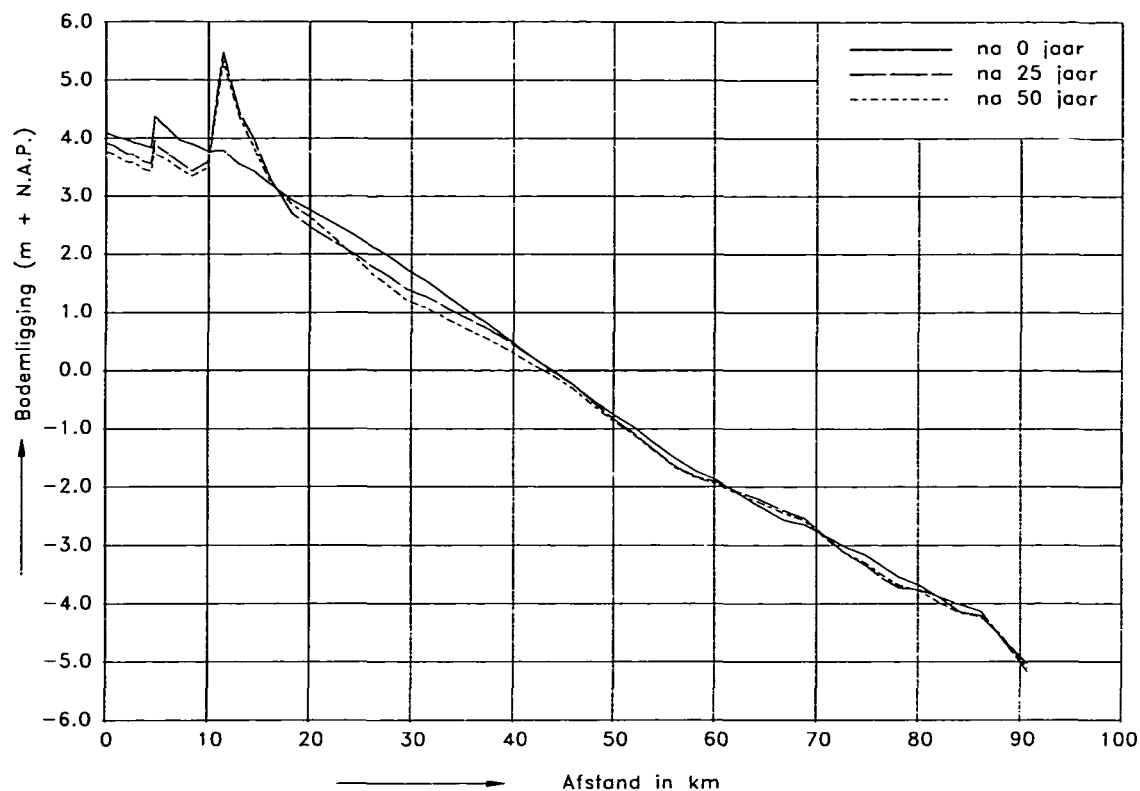
		0 jaar	50 jaar
km.			
884 Nijmegen	$z_{w,MHW}(1/500)$	14,00	13,95
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	14,36	14,31
907 ondiepte Waal	$z_{w,MHW}(1/500)$	11,21	11,22
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,58	11,59
913 Tiel	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,84	10,86
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,21	11,22
935 Zaltbommel	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,65	8,66
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,99	9,00
867 Pannerdense Kop	$z_{w,MHW}(1/500)$	16,47	16,38
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	16,87	16,77
878 IJsselkop	$z_{w,MHW}(1/500)$	14,34	14,30
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	14,68	14,64
902 Doesburg	$z_{w,MHW}(1/500)$	10,93	10,89
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	11,22	11,18
929 Zutphen	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,71	8,67
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	9,02	8,98
965 Wijhe	$z_{w,MHW}(1/500)$	5,54	5,54
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	5,84	5,84
922 Amerongen	$z_{w,MHW}(1/500)$	8,49	8,45
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	8,83	8,79
947 Hagestein	$z_{w,MHW}(1/500)$	6,38	6,34
	$z_{w,MHW}(1/1250)$	6,74	6,70



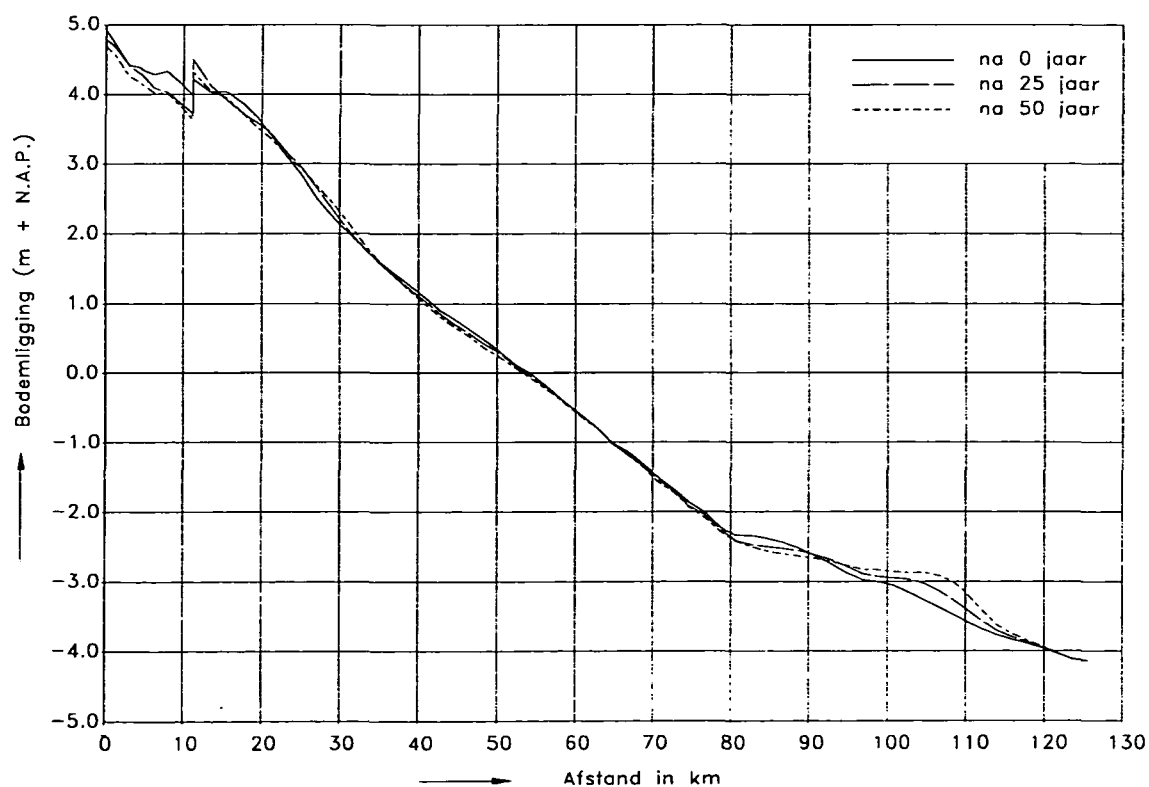
Figuur H.1 Bodemligging Bovenrijn-Waal, in berekening T7



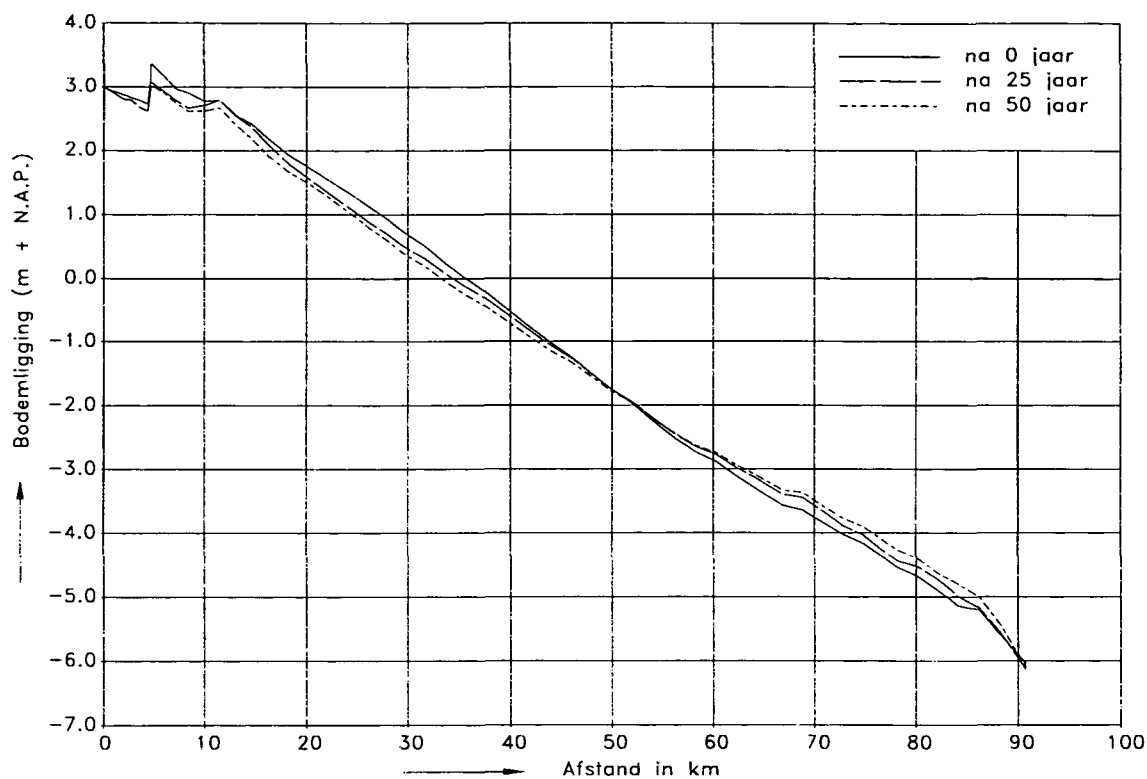
Figuur H.2 Bodemligging Pannerdens Kanaal-IJssel, in berekening T7



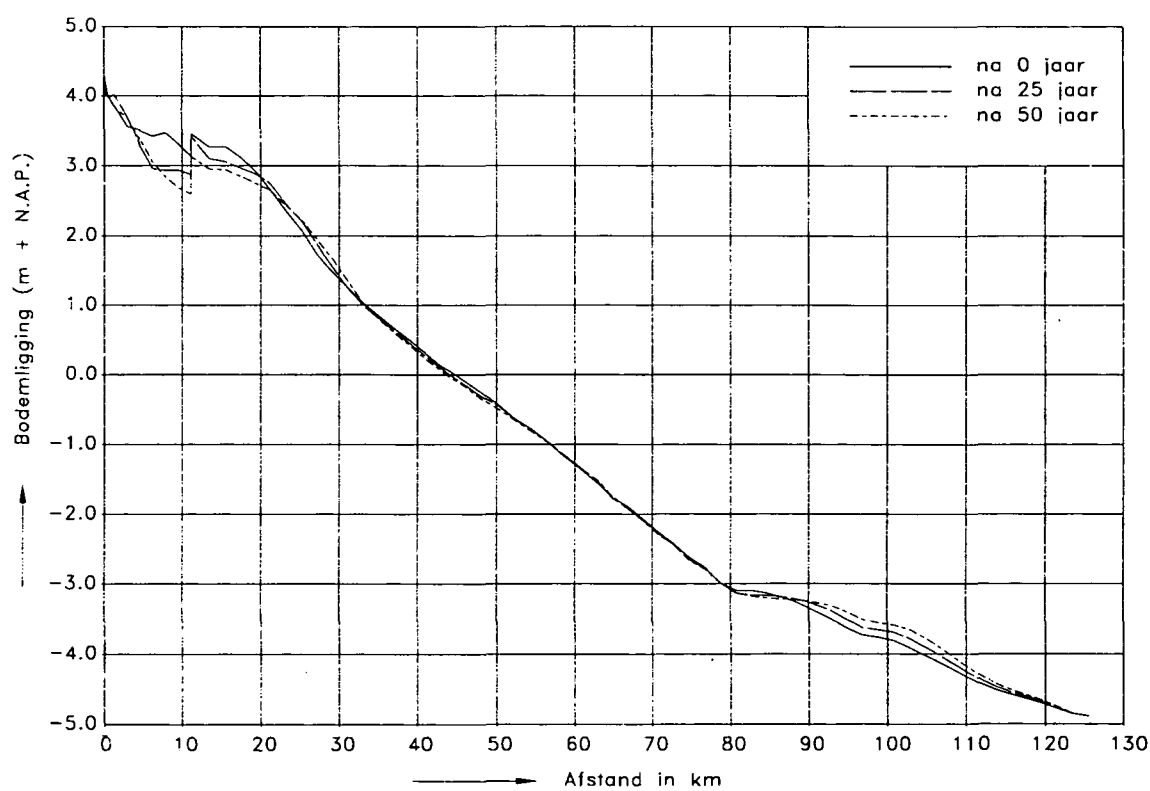
Figuur H.3 Bodemligging Bovenrijn-Waal, in berekening T27



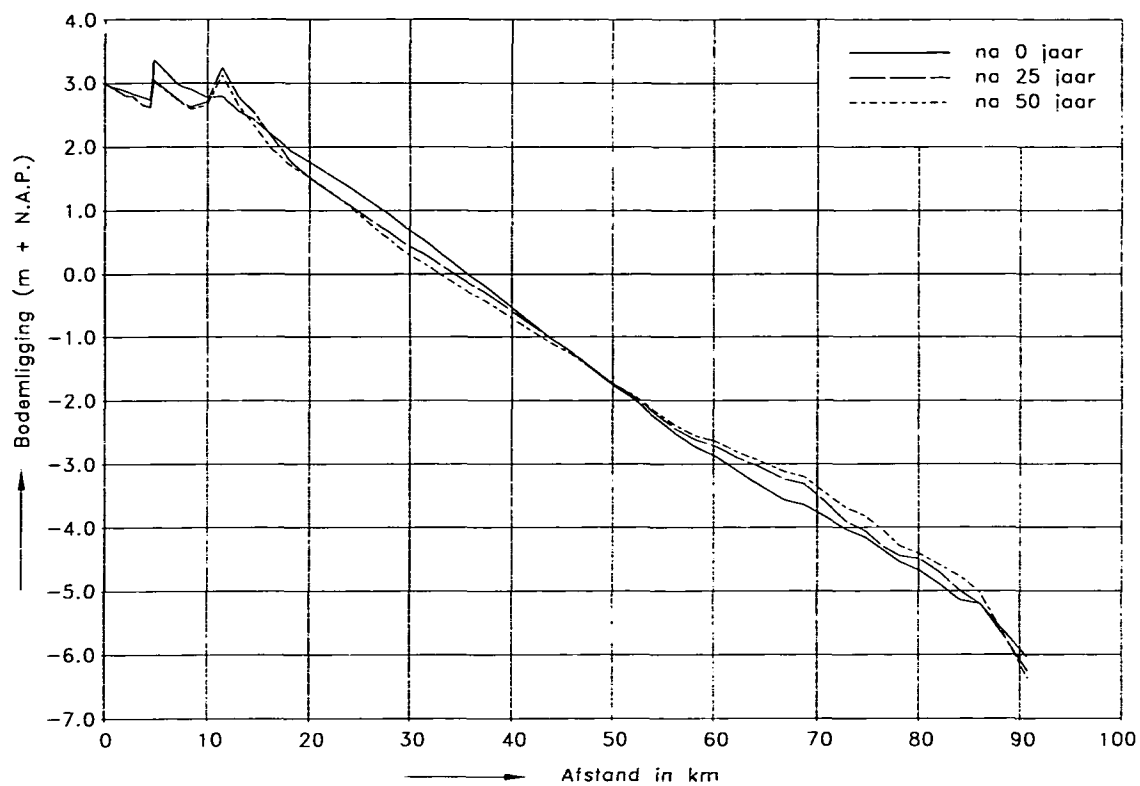
Figuur H.4 Bodemligging Pannerdens Kanaal-IJssel, in berekening T27



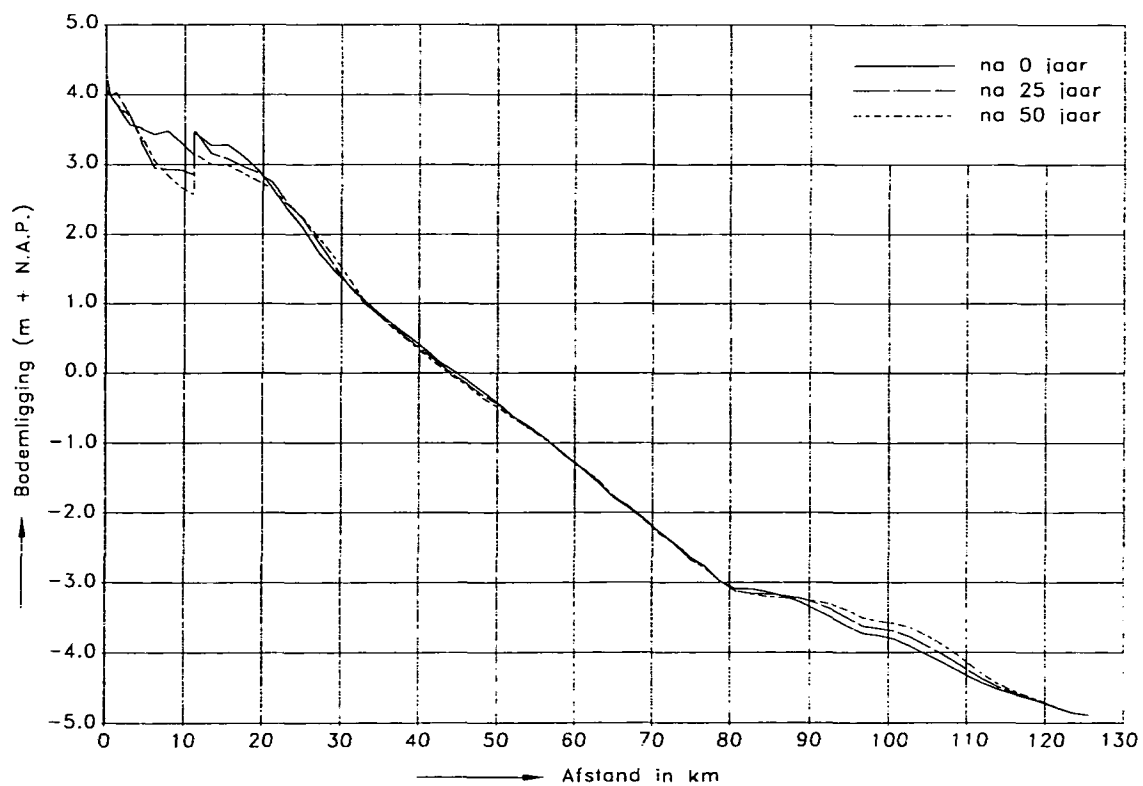
Figuur H.5 Bodemligging Bovenrijn-Waal, in berekening T28



Figuur H.6 Bodemligging Pannerdens Kanaal-IJssel, in berekening T28



Figuur H.7 Bodemligging Bovenrijn-Waal, in berekening T29



Figuur H.8 Bodemligging Pannerdens Kanaal-IJssel, in berekening T29

Appendix I

**Kwantificering van de kosten van de
maatregelen ter verlaging van MHW**

Inhoud Appendix I

1	Autonome ontwikkeling	I — 1
2	Zomerbed- en kribverlaging	I — 1
3	Winterbedverlaging	I — 3
4	Zomerbed-, krib- en winterbedverlaging	I — 4

Alle gebruikte gegevens omtrent de kosten in deze appendix zijn afkomstig van het project Waal-hoofdtransportas van Rijkswaterstaat (RWS, 1992, Toekomstvisie Waal-hoofdtransportas, Nota III, pag. 60).

1 Autonome ontwikkeling

De autonome ontwikkeling is de maatregel 'niets doen'. De aanlegkosten zijn dus nul. Er zijn wel onderhoudskosten in verband met baggerwerk om de vaargeul op diepte te houden. In de morfologische berekeningen wordt $0,14 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ per jaar gebaggerd in de benedenloop van de Waal.

In het verleden is het nautisch baggerwerk zonder kosten voor Rijkswaterstaat uitgevoerd. De baggermaatschappijen mochten het zand zelf verkopen. Het huidige beleid van Rijkswaterstaat is om het gebaggerde zand in het riviersysteem te houden (storten in kribvakken of diepe putten). Het idee hierachter is dat dan de autonome morfologische ontwikkeling langzamer zal gaan. Het gevolg is dat dit zand niet meer verkocht kan worden. De baggerkosten voor Rijkswaterstaat zijn dan niet meer gelijk aan nul.

Voor de eenheidsprijs voor onderhoudsbaggerwerk in het zomerbed nemen we $9,50 \text{ fl/m}^3$ plus 10% voor meetinspanning en begeleiding door Rijkswaterstaat. Dit maakt samen $10,45 \text{ fl/m}^3$. De onderhoudskosten voor baggeren komen zo op:

$$0,14 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{jaar} * 10,45 \text{ fl/m}^3 = 1,4 \text{ Mfl/jaar.}$$

Echter, in alle morfologische berekeningen is deze hoeveelheid baggerwerk aangehouden (zie Appendix H). In de vergelijking van de verschillende maatregelen spelen deze onderhoudsbaggerkosten derhalve geen rol en zijn ze niet in de scorekaart opgenomen.

2 Zomerbed- en kribverlaging

Deze combinatie bestaat uit twee maatregelen, namelijk zomerbedverlaging en kribverlaging.

Zomerbedverlaging.

We nemen aan dat de ontgrondingsmaatschappijen het vrijkomende zand kunnen verkopen, zoals dat tot voor kort het geval was. Voor deze aanname moeten we controleren of de gebaggerde hoeveelheden niet veel groter zijn dan de zandbehoefte. Daarom maken we een schatting van de hoeveelheden te baggeren zand. De basisgegevens voor deze schatting staan in Tabel I.1. De hoeveelheid te baggeren materiaal bedraagt:

$$1 \text{ m} * 45 \cdot 10^6 \text{ m}^2 = 45 \text{ miljoen m}^3$$

Bij een dichtheid van het sediment van 2650 kg/m^3 en een poriëngehalte van 0,4 komt dit overeen met:

$$45 \cdot 10^6 * 2,65 * (1-0,4) = 72 \text{ miljoen ton}$$

De beleidsnota Gegronde ontgronden (Tweede Kamer, 1989) raamt de behoefte aan beton- en metselzand op 18 miljoen ton per jaar. Dit betekent dat door het verlagen van het zomerbed voor vier jaar in de zandbehoefte kan worden voorzien. Het is dus niet zo dat door het verlagen van het zomerbed met 1 meter teveel zand voor de markt vrij zou komen.

Traject	Lengte [km]	Breedte zomerbed [km]	Breedte winterbed [km]	Oppervlakte zomerbed [10 ⁶ m ²]	Oppervlakte winterbed [10 ⁶ m ²]
Bovenrijn	5	0,34	1,1	1,7	5,5
Waal	86	0,26	1,1	22,4	94,6
Pann. Kanaal	11	0,14	0,3	1,5	3,3
Nederrijn	67	0,12	1,0	8,0	67,0
IJssel	114	0,10	0,9	11,4	102,6
Totaal	283			45	273

Tabel I.1 Gegevens van de Rijntakken

Kribverlaging.

In het kader van het project Waal-hoofdtransportas heeft Rijkswaterstaat een schatting gemaakt van de kosten van verschillende rivierkundige maatregelen. In het kader van dit project heeft men de kosten voor kribverlaging geschat op 3,5 miljoen gulden per kilometer. Deze eenheidsprijs geldt voor de Waal. Echter, langs de IJssel zijn de kribben weliswaar veel kleiner, maar is over een veel grotere lengte de oever vastgelegd. Langs de Nederrijn zijn de kribben ook kleiner dan langs de Waal, maar langs de Nederrijn liggen er per kilometer ongeveer twee maal zoveel. Derhalve nemen we aan, bij gebrek aan nauwkeurigere gegevens, dat voor de IJssel en de Nederrijn dezelfde kosten per kilometer rivier gemaakt moeten worden om de kribben en oevers aan te passen. De aanlegkosten voor kribverlaging zijn:

lengte van de rivieren : 283 km
aanlegkosten : $3,5 \cdot 10^6 \text{ fl/km} \cdot 283 \text{ km} = 991 \text{ Mfl}$

Er is geen reden aan te nemen dat de onderhoudskosten van kribben grote verschillen tussen de verschillende varianten te zien zullen geven. Daarom is het niet nodig deze kosten te kwantificeren.

De totale aanlegkosten van combinatie 1 (zomerbed- en kribverlaging) bedragen dus ongeveer 990 Mfl.

3 Winterbedverlaging

Aanlegkosten.

Er wordt verondersteld dat het af te graven materiaal verkocht kan worden, zodat de ontgraving geheel uit de opbrengsten wordt gefinancierd (Wereld Natuur Fonds, 1992; De Bruin et al., 1987; RWS, 1985, nota LTP-85-01). Het natuurontwikkelingsproject De Blauwe Kamer heeft aangetoond dat zelfs kleinschalige ontzandingen ten behoeve van natuurontwikkelingsprojecten kostendekkend kunnen zijn. De aannemer heeft namelijk het werk gratis uitgevoerd onder de voorwaarde dat hij het gewonnen zand en de klei mocht verkopen. Het Wereld Natuur Fonds (1992) heeft bepaald dat de hoeveelheid goed bruikbare klei in de uiterwaarden ongeveer 65 miljoen m³ bedraagt. Het totaal afgraven van de uiterwaarden, zoals dat in deze studie is doorgerekend, levert ongeveer (273 miljoen m² * 2 m =) 550 miljoen m³ grond op. Dit is dus een veelvoud (546/65 = 8,4) van het door het WNF geschatte volume klei. Naast goede klei komt bij het op grote schaal afgraven van de uiterwaarden ook zand en minder goed bruikbare klei vrij. Het is niet zeker of een goede afzetmarkt gevonden kan worden voor deze hoeveelheden zand en minder goed bruikbare klei. We nemen de aanlegkosten als pro-memoria (pm) op in de scorekaart.

Onteigeningskosten.

Landbouw in uiterwaarden wordt geëxtensiverd in het kader van de zogenaamde relatienota. De economische waarde van de uiterwaarden als landbouwgrond neemt af. Daarom is het moeilijk de 'economische waarde' te bepalen. Een ontgronder neemt het initiatief voor het aanvragen van de nodige vergunningen voor een ontgronding bij de provincie en Rijkswaterstaat. De provincie bemoeit zich niet met de relatie tussen de ontgronder en de eigenaar van de grond. De ontgronder zal de grond moeten verwerven, de eigenaar schadeloos moeten stellen of voor de boer vervangende grond binnendijs moeten zoeken. De onteigeningskosten zijn voor de ontgronder, vandaar dat de onteigeningskosten in eerste instantie als pm-post in de berekening wordt opgenomen.

Herinrichtingskosten.

Ontgrondingen worden tegenwoordig opgeleverd als natuur en niet als landbouwgrond. De ontgronder moet het gebied op een bepaalde manier achterlaten, zoals beschreven staat in de door de provincie verstrekte vergunning. Dus ook de herinrichtingskosten komen ten laste van de ontgronder en worden als pm-post in de berekening meegenomen.

Reinigingskosten.

Slib is over het algemeen vervuild. De vervuilingsgraad verschilt per lokatie. Vervuild slib kan niet hergebruikt worden, maar moet ergens worden gestort of gereinigd. Deze kosten kunnen zeer hoog oplopen. Vooral havens en andere stilstaande wateren die als slibvang werken zijn een probleem. Wij hebben geen gegevens over reinigingskosten.

4 Zomerbed-, krib- en winterbedverlaging

De kosten van combinatie 3 zijn gelijk aan de som van de afzonderlijke maatregelen.

Aanlegkosten zomerbedverlaging	:	0	Mfl
Aanlegkosten kribaanpassing	:	990	Mfl
Aanlegkosten winterbedverlaging	:	pm	
Onteigeningskosten	:	pm	
Reinigingskosten afgegraven			
vervuild slib	:	?	
Herinrichtingskosten na			
afgraven uiterwaarden	:	pm	
Totale aanlegkosten	:	990	Mfl + pm

Beheer- en onderhoud			
uiterwaarden	:	?	

Appendix J

Effecten op scheepvaart

Inhoud Appendix J

1	Opzet van de berekeningen voor de Waal	J — 1
2	Uitvoering van de berekeningen voor de Waal	J — 2
3	Conclusies voor de scheepvaart op de Waal	J — 5
4	Effecten voor de scheepvaart op de IJssel	J — 6

Figuren

1 Opzet van de berekeningen voor de Waal

In deze appendix bepalen we de effecten van de verschillende combinaties van MHW-verlagende maatregelen in termen van verschil in scheepvaartkosten ten opzichte van de huidige situatie. We maken hiertoe gebruik van de kostenfuncties die in de PAWN-studie zijn ontwikkeld (Bolten, 1981) en recent zijn aangepast (RWS, 1992, DVK-nota SG 89.108-20/21). Deze kostenfuncties relateren de verwachte totale scheepvaartkosten (in guldens per week) aan de minimum waterdiepte in een scheepvaartroute.

Het ondiepste punt op de vaarroute van Rotterdam naar Duitsland is niet goed bekend en ieder jaar kan het ondiepste punt zich ergens anders bevinden (RWS, 1991, nota GLD 91/06). We nemen aan dat het ondiepste punt in deze vaarroute zich op de Waal bevindt. Deze aanname is gerechtvaardigd, omdat de dieptebeperkingen in Duitsland meer van procedurele dan van rivierkundige aard zijn (RWS, 1992, DVK-nota SG 89.108-20/21, pag. 5).

Voor elke combinatie van maatregelen zoeken we het ondiepste punt op de Waal, zowel op tijdstip $t=0$ als na 50 jaar.

Uit de figuren 0 en 12a en de tabel op pagina 14 van het genoemde rapport (RWS, 1992, DVK-nota SG 89.108-20/21) kunnen we Tabel J.1 samenstellen.

Waterstand Lobith in m + NAP	Afvoer Lobith in m ³ /s	percentage van de tijd	Minst gepeilde diepte (MGD) op de Waal in m.	Scheepvaartkosten in Mfl/week
7,17	750	0,31	2,08	176
7,60	920	2,55	2,40	150
8,07	1100	5,94	2,75	104
8,67	1350	17,66	3,12	91
9,25	1750	20,34	3,67	72
10,05	2250	18,18	4,15	72
10,55	2600	12,87	4,50	72
11,20	3050	7,40	4,92	72
11,65	3400	4,35	5,08	72
12,35	4000	10,40	5,38	72

Tabel J.1 Scheepvaartkosten als functie van de waterstand, afvoer en minst gepeilde diepte

Deze tabel is door middel van interpolatie vertaald naar Tabel J.2. De gegevens van de laatste kolom zijn afkomstig uit de berekeningen met WENDY (appendix H). De laatste twee kolommen van deze tabel zijn de totale scheepvaartkosten als functie van de minimum diepte op de Waal op tijdstip $t=0$.

De berekening van de verwachte jaarlijkse scheepvaartkosten is nu als volgt. Uit de WENDY berekeningen komen de waterdiepten op de Waal op basis van veranderingen in de afvoerdeling en bodemligging behorend bij Q_{025} , Q_{05} , Q_{10} , Q_{20} , Q_{50} , en Q_{90} , als functie van de plaats. Q^{025} is die afvoer die 2.5% van de tijd wordt onderschreden, Q^{05} wordt 5% van de tijd onderschreden, enz. Bij elke afvoer wordt de kleinste diepte gezocht. Met behulp van Tabel J.2 worden de bijbehorende scheepvaartkosten per week (K_{025} , etc.) uitgerekend.

De verwachte scheepvaartkosten per week (K_w) worden als volgt uitgerekend:

$$K_w = 0,025 * K_{025} + 0,025 * 1/2 (K_{025} + K_{05}) + 0,05 * 1/2 (K_{05} + K_{10}) + 0,10 * 1/2 (K_{10} + K_{20}) + 0,3 * 1/2 (K_{20} + K_{50}) + 0,5 * K_{50}$$

De verwachte jaarlijkse kosten (K_j) zijn:

$$K_j = 52 * K_w$$

onderschrijdings-frequentie in %	Q Lobith in m ³ /s	MGD Waal in m.	Scheepvaart-kosten in Mfl/week	minimum diepte op de Waal in m.
2,5	870	2.31	169	3.10
5	950	2.46	142	3.29
10	1100	2.75	104	3.64
20	1330	3.09	92	4.14
50	1950	3.86	72	4.93
90	3200	4.95	72	5.98

Tabel J.2 Scheepvaartkosten als functie van de minimum diepte op de Waal

2 Uitvoering van de berekeningen voor de Waal

onderschrijdings-frequentie in %	kleinste waterdiepte (m)	Scheepvaartkosten in Mfl/week
2,5	3.10	169
5	3.29	142
10	3.64	104
20	4.14	92
50	4.93	72
90	5.98	72

Tabel J.3 Berekening scheepvaartkosten voor de referentiesituatie

De wekelijkse en jaarlijkse scheepvaartkosten voor de referentiesituatie zijn:

K_w = 85 Mfl/week

K_j = 4402 Mfl/jaar

ond. freq. (%)	Q Lobith (m ³ /s)	min. diepte t=0 (m)	kosten t=0 (Mfl/week)	min. diepte t=50 (m)	kosten t=50 (Mfl/week)
2,5	870	3,10	169	3,25	148
5	950	3,29	142	3,45	125
10	1100	3,64	104	3,80	100
20	1330	4,14	92	4,31	88
50	1950	4,93	72	5,11	72
90	3200	5,98	72	6,09	72
verwachte wekelijkse kosten (Mfl/week):			85		82
verwachte jaarlijkse kosten (Mfl/jaar):			4402		4267

Tabel J.4 Berekening scheepvaartkosten voor de autonome ontwikkeling

Verschilkosten tussen de autonome ontwikkeling en de referentiesituatie:

na 0 jaar : 0 Mfl/jaar

na 50 jaar : -135 Mfl/jaar

ond. freq. (%)	Q Lobith (m ³ /s)	min. diepte t=0 (m)	kosten t=0 (Mfl/week)	min. diepte t=50 (m)	kosten t=50 (Mfl/week)
2,5	870	3,18	158	3,09	170
5	950	3,37	133	3,29	142
10	1100	3,72	102	3,64	104
20	1330	4,22	90	4,15	92
50	1950	4,99	72	4,93	72
90	3200	6,34	72	6,33	72
verwachte wekelijkse kosten (Mfl/week):			83		85
verwachte jaarlijkse kosten (Mfl/jaar):			4335		4403

Tabel J.5 Berekening scheepvaartkosten voor combinatie 1: zomerbedverlaging en kribverlaging

Verschilkosten tussen combinatie 1 en de referentiesituatie:

na 0 jaar : -67 Mfl/jaar
na 50 jaar : 1 Mfl/jaar

ond. freq. (%)	Q Lobith (m ³ /s)	min. diepte t=0 (m)	kosten t=0 (Mfl/week)	min. diepte t=50 (m)	kosten t=50 (Mfl/week)
2,5	870	3,10	169	1,93	?
5	950	3,29	142	2,08	?
10	1100	3,64	104	2,37	?
20	1330	4,14	92	2,81	?
50	1950	4,93	72	3,39	131
90	3200	5,98	72	4,26	89
verwachte wekelijkse kosten (Mfl/week):			85		?
verwachte jaarlijkse kosten (Mfl/jaar):			4402		?

Tabel J.6 Berekening scheepvaartkosten voor combinatie 2: winterbedverlaging

Verschil kosten tussen combinatie 2 en de referentiesituatie:

na 0 jaar : 0 Mfl/jaar
na 50 jaar : ? Mfl/jaar

Opmerking.

Uit Tabel J.6 blijkt dat de minimum waterdiepte op de Waal bij lage afvoeren erg klein is. Dit komt door een grote aanzanding bovenstrooms van Nijmegen (zie Figuur 5.2). De kleine diepten vallen te ver buiten het bereik van de kostenfunctie van Tabel J.2 om een extrapolatie te rechtvaardigen. Vandaar dat voor de winterbedverlaging geen scheepvaartkosten na 50 jaar kunnen worden bepaald.

ond. freq. (%)	Q Lobith (m ³ /s)	min. diepte t=0 (m)	kosten t=0 (Mfl/week)	min. diepte t=50 (m)	kosten t=50 (Mfl/week)
2,5	870	3,18	158	2,73	203
5	950	3,37	133	2,92	182
10	1100	3,72	102	3,27	145
20	1330	4,22	90	3,77	101
50	1950	4,99	72	4,53	82
90	3200	6,34	72	5,74	72
verwachte wekelijkse kosten (Mfl/week):			83		96
verwachte jaarlijkse kosten (Mfl/jaar):			4335		4983

Tabel J.7 Berekening scheepvaartkosten voor combinatie 3: winterbed-, zomerbed- en kribverlaging

Verschilkosten tussen combinatie 3 en de referentiesituatie:

na 0 jaar : -67 Mfl/jaar
na 50 jaar : 581 Mfl/jaar

Opmerking.

Uit Tabel J.7 blijkt dat voor de combinatie van winterbed-, zomerbed- en kribverlaging er kleine diepten op de Waal optreden. Dit wordt net als bij winterbedverlaging (combinatie 2) veroorzaakt door een grote aanzanding bovenstrooms van Nijmegen. De minimum diepte van 2,73 m en 2,92 m vallen wederom buiten het bereik van de kostenfunctie van Tabel H.2. De scheepvaartkosten bij deze twee waterdiepten zijn door middel van lineaire extrapolatie bepaald.

3 Conclusies voor de scheepvaart op de Waal

Scheepvaartkosten voor de Waal.

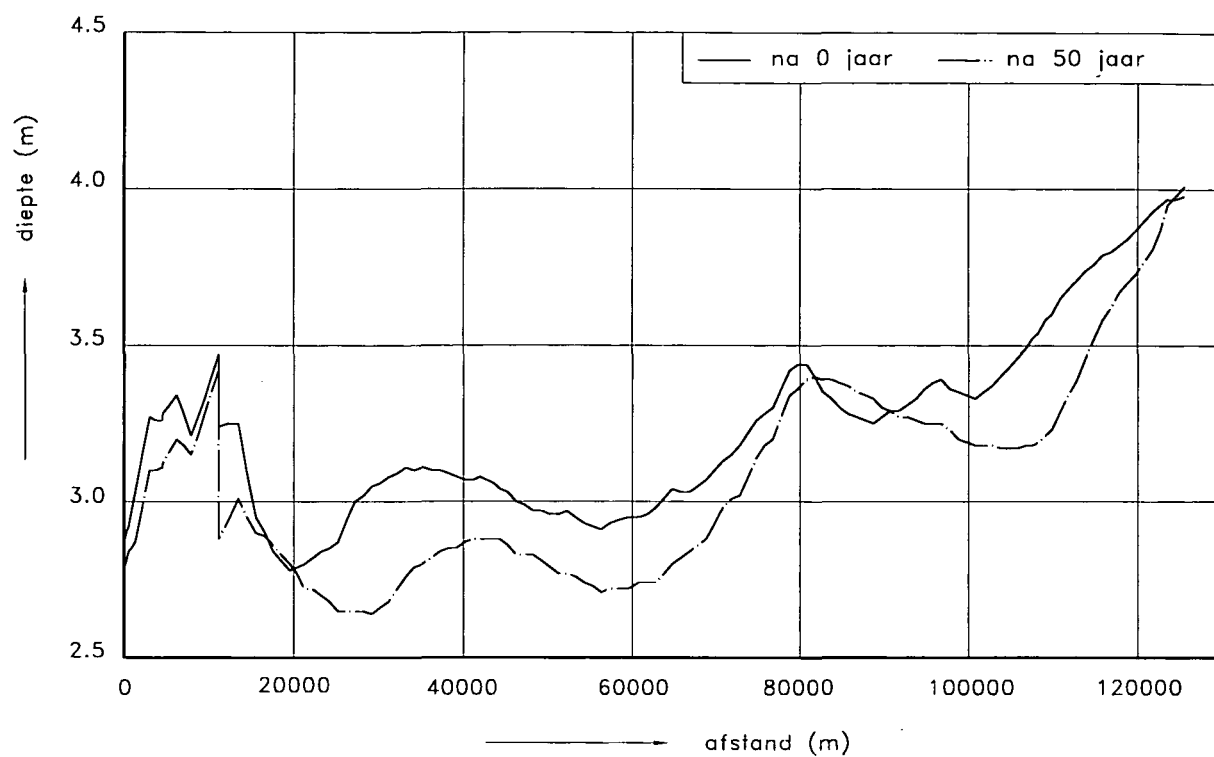
1. De autonome ontwikkeling geeft één voor de scheepvaart gunstige vergroting van de diepte op de Waal voor de komende 50 jaar te zien. Dit levert 135 miljoen gulden per jaar (3%) op aan verminderde scheepvaartkosten ten opzichte van de referentiesituatie (huidige situatie, t=0).
2. Zomerbed- en kribverlaging (combinatie 1) werkt op korte termijn gunstig voor de scheepvaart (67 miljoen gulden per jaar lagere kosten, dit is 1,5%). Dit gunstige effect gaat op den duur verloren als geen extra nautisch onderhoudsbaggerwerk wordt uitgevoerd.

3. Winterbedverlaging (combinatie 2) geeft bovenstrooms van Nijmegen een grote ondiepte door aanzanding. Dit is onacceptabel voor de scheepvaart. Echter, door lokaal de uiterwaarden minder te ontgraven is het mogelijk deze aanzanding te voorkomen. Daardoor zijn de uitgerekende waterdiepten niet realistisch. De scheepvaartkosten na 50 jaar zijn voor deze maatregel derhalve als pm post opgenomen.
4. Combinatie 3 geeft in eerste instantie een gunstig effect te zien (67 miljoen gulden per jaar minder scheepvaartkosten). Dit gunstige effect slaat in de loop van de tijd om tot een veel groter ongunstig effect. Dit komt doordat de winterbedverlaging bovenstrooms van Nijmegen wederom een grote ondiepte tot gevolg heeft. Deze ondiepte is echter minder erg dan bij winterbedverlaging alleen. Hoe groot het economisch effect van zo'n ondiepte is geeft het cijfer van 581 miljoen gulden aan verwachte extra scheepvaartkosten per jaar aan. Natuurlijk is dit niet acceptabel vanuit het oogpunt van de scheepvaart. Wel is de lokale aanzanding bovenstrooms van Nijmegen te voorkomen door een aangepast ontwerp van de winterbedafgraving. Ook voor deze maatregel nemen we de scheepvaartkosten na 50 jaar op als pm post.

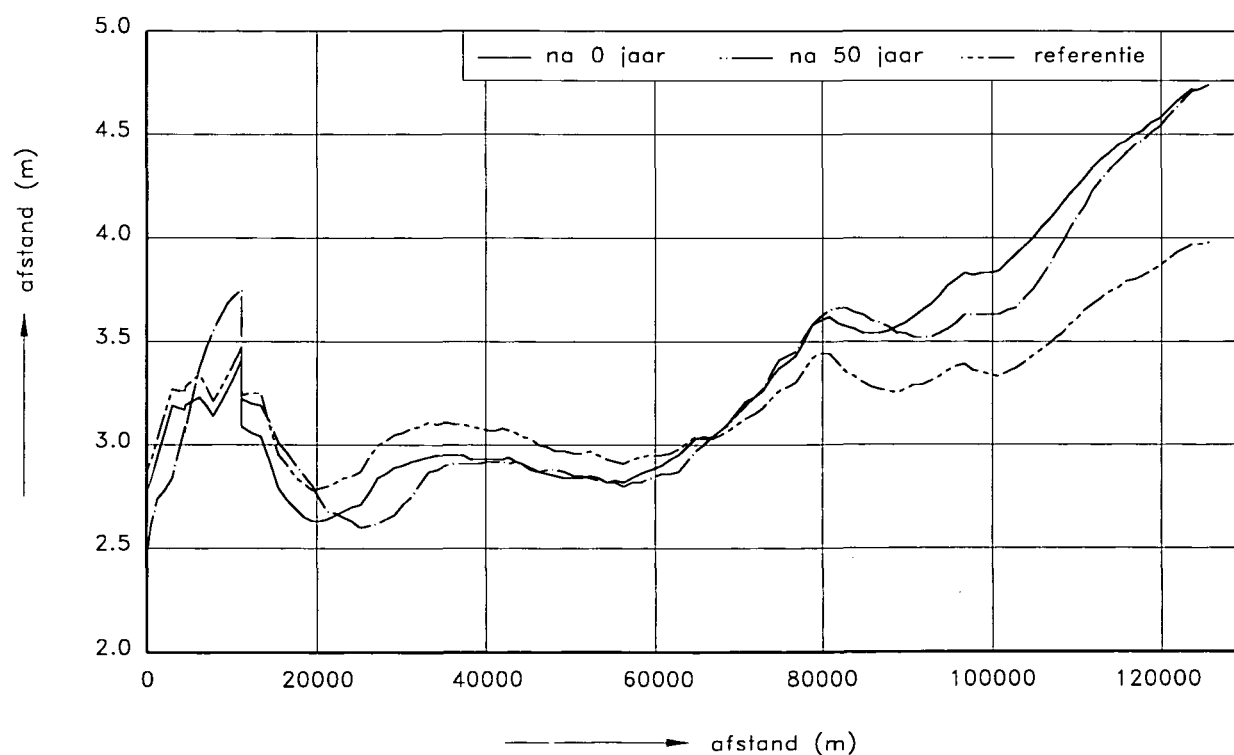
4 Effecten voor de scheepvaart op de IJssel

De effecten voor de scheepvaart op de IJssel zijn niet in economische termen uitgedrukt. De economische betekenis van de scheepvaart op de IJssel is ongeveer een factor 10 kleiner dan die op de Waal (Bolten, 1981, Figuren B.4 en B.5). De bovenstaande schattingen van de scheepvaartkosten kunnen daarom als representatief beschouwd worden. We hebben gekozen om alleen de ontwikkeling van de waterdiepte op de IJssel bij de verschillende strategieën te presenteren en deze diepte niet te vertalen naar monetaire eenheden. Uit de berekeningen met WENDY kunnen de volgende conclusies getrokken worden.

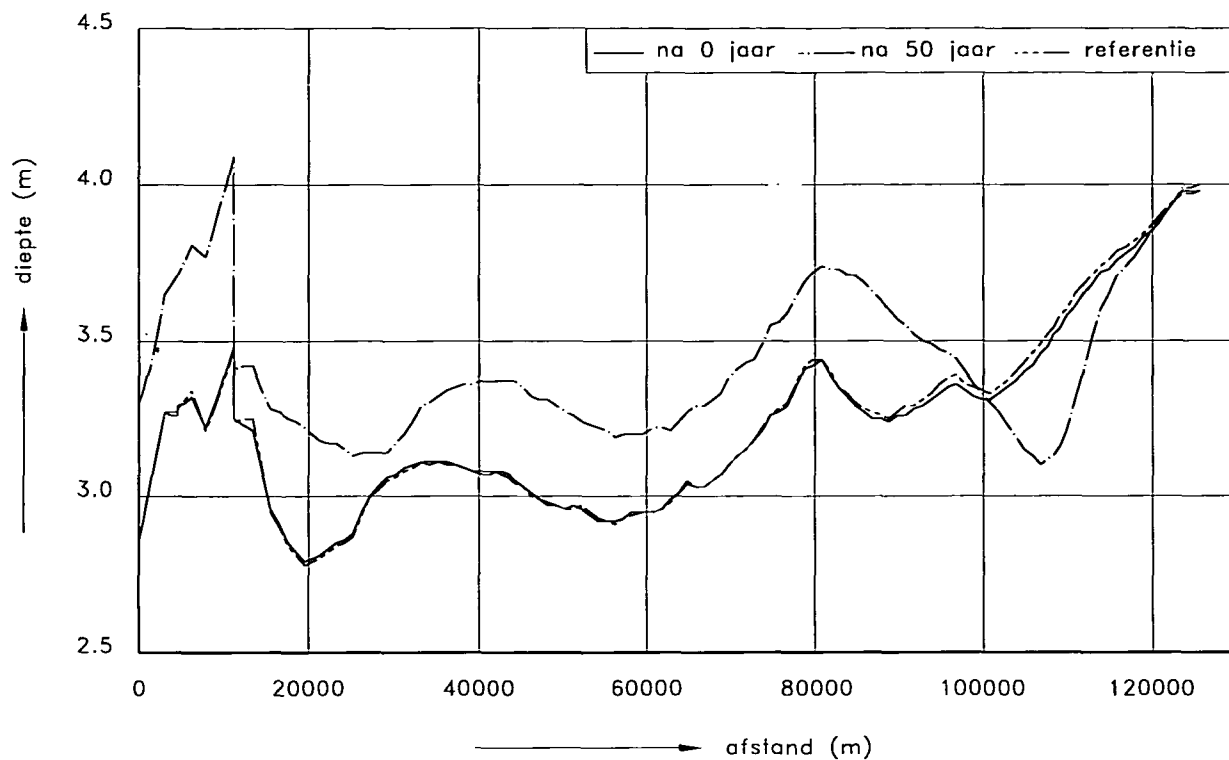
1. De autonome ontwikkeling geeft op de IJssel een vanuit scheepvaart oogpunt ongunstige ontwikkeling te zien (Figuur J.1). Het ondiepste punt op de IJssel ligt bovenstrooms van Doesburg. De komende 50 jaar wordt een afname in de waterdiepte van meer dan 40 centimeter verwacht bij een afvoer bij Lobith van 950 m³/s.
2. Combinatie 1 geeft een verondieping van de IJssel bovenstrooms van Doesburg in de orde van 15 centimeter indien geen onderhoudsbaggerwerk wordt uitgevoerd (Figuur J.2).
3. Winterbedverlaging geeft een verdieping van de IJssel (Figuur J.3).
4. Combinatie 3 geeft een zelfde beeld te zien als combinatie 1 (Figuur J.4).



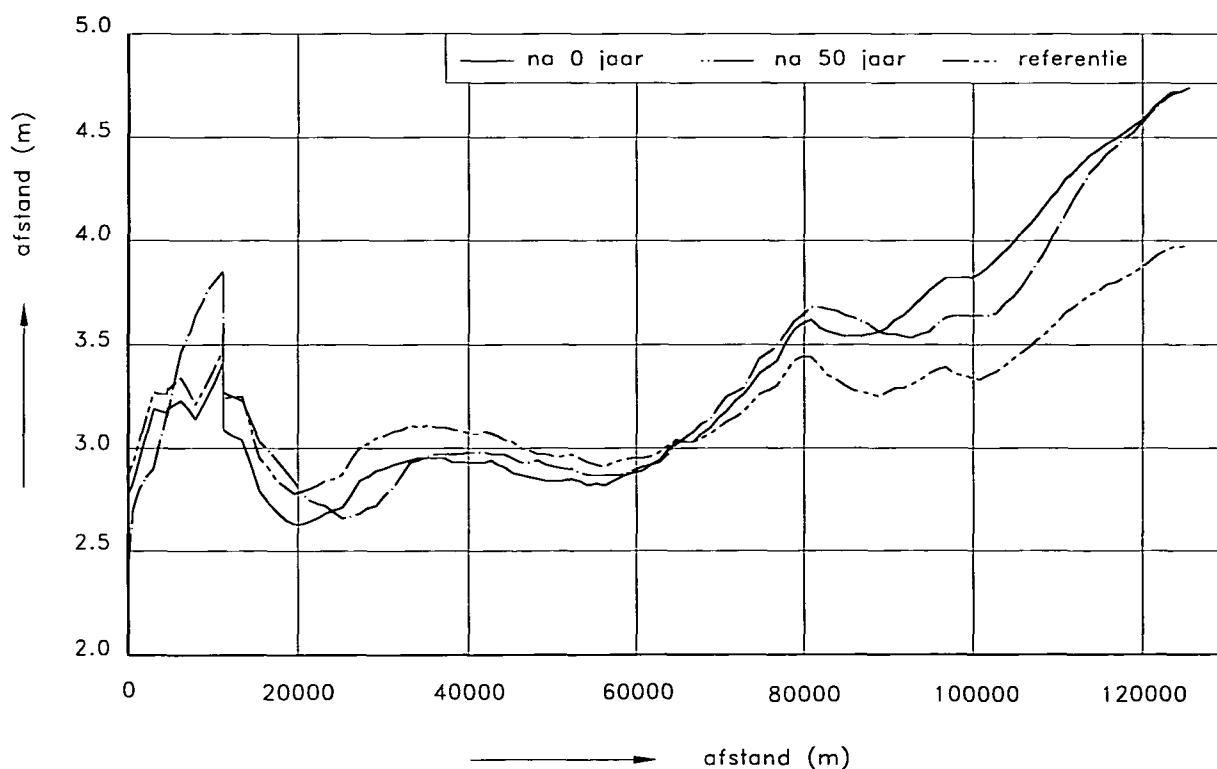
Figuur J.1 Waterdiepten Pannerdens Kanaal en IJssel voor de autonome ontwikkeling, Q Lobith = $950 \text{ m}^3/\text{s}$



Figuur J.2 Waterdiepten Pannerdens Kanaal en IJssel voor zomerbed- en kribverlaging, Q Lobith = $950 \text{ m}^3/\text{s}$



Figuur J.3 Waterdiepten Pannerdens Kanaal en IJssel voor winterbedverlaging, $Q_{\text{Lobith}} = 950 \text{ m}^3/\text{s}$



Figuur J.4 Waterdiepten Pannerdens Kanaal en IJssel voor combinatie 3, $Q_{\text{Lobith}} = 950 \text{ m}^3/\text{s}$

Colofon

WATERLOOPKUNDIG LABORATORIUM

Hoofdkantoor:

Rotterdamseweg 185, Delft

postbus 177

2600 MH Delft

telefoon: (015) 56 93 53

telefax: (015) 61 96 74

Locatie 'De Voorst'

Voorsterweg 28, Marknesse

postbus 152

8300 AD Emmeloord

telefoon: (05274) 29 22

telefax: (05274) 35 73

EAC/RAND

European-American Center for Policy Analysis

p/a TU Delft

Stevinweg 1

2628 CN Delft

telefoon: (015) 785411

telefax: (015) 781788

GRONDMECHANICA DELFT

Stieltjesweg 2

postbus 69

2600 AB Delft

telefoon: (015) 693 500

telefax: (015) 610 821

b.v. bureau sme

Canisiussingel 26

postbus 256

6500 AG Nijmegen

telefoon: (080) 22 39 38

telefax: (080) 24 19 71

Hamhuis + van Nieuwenhuijze + Sijmons

Laan van Chartreuse 168

postbus 10156

3505 AC Utrecht

telefoon: (030) 445757

telefax: (030) 446677

Informatie over het onderzoek is te verkrijgen bij:

Voorlichting Ministerie van Verkeer en Waterstaat

Plesmanweg 1-6

2597 JG Den Haag

telefoon: (070) 3517120 / 3517710

telefax: (070) 3516868