

di: 440676

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat RIZA

Kalibratie 20 m WAQUA model
Rijntakken

C. Stolker, T. Visser

Rapport

juni 2007

Opdrachtgever:

Rijkswaterstaat RIZA

Kalibratie 20 m WAQUA model Rijntakken

C. Stolker, T. Visser

Rapport

juni 2007



wl | delft hydraulics



OPDRACHTGEVER:	Rijkswaterstaat RIZA				
TITEL:	Kalibratie 20 m WAQUA modellen Rijntakken				
SAMENVATTING:	<p>Voor de drie riviertakken Waal, Neder-Rijn en IJssel en het splitsingspunt van de Rijntakken zijn WAQUA hoogwatermodellen vervaardigd op basis van het 20 m rooster. Deze modellen zullen worden gebruikt ten behoeve van vergunningaanvragen in het kader van WBR. De modellen zijn gekalibreerd op het hoogwater van 1995 en gevalideerd op het hoogwater van 1993. Tevens is een kalibratie uitgevoerd op de kleine afvoergolf dat aan het feitelijke hoogwater van 1995 voorafgaat.</p> <p>De WBR-modellen zijn klaargezet voor een stationair debiet bij Lobith van $Q = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$. De WBR modellen van de afzonderlijke takken kunnen worden gebruikt om het effect van rivierkundige ingrepen te bepalen. Om te weten of de ingrepen ook effect hebben op de afvoerverdeling over de splitsingspunten, kan het splitsingspuntenmodel worden toegepast. Alleen van maatregelen bovenstrooms van de Prins Alexanderbrug bij Beneden Leeuwen (Waal, rkm 910,5), Grebbe (Neder-Rijn, rkm 908,5) en Dieren (IJssel, rkm 911.7) kan de invloed op de afvoerverdeling worden bepaald.</p> <p>Achtergronden en resultaten van de kalibratie en verificatie staan beschreven in dit rapport.</p>				
REFERENTIES:	Rijkswaterstaat SAP Bestelnummer 4500053574				
VER	AUTEUR	DATUM	OPMERK.	REVIEW	GOEDKEURING
	C. Stolker, T. Visser	14/6/2007		S.A.H. van Schijndel	C.A. Bons
PROJECTNUMMER:	Q4276				
TREFWOORDEN:	WBR, WAQUA, Rijntakken, kalibratie				
AANTAL BLADZIJDEN:	117				
VERTROUWELIJK:	<input type="checkbox"/> JA		<input checked="" type="checkbox"/> NEE		
STATUS:	<input type="checkbox"/> VOORLOPIG		<input type="checkbox"/> CONCEPT		<input checked="" type="checkbox"/> DEFINITIEF

Inhoud

1	Inleiding	1—1
1.1	Achtergrond	1—1
1.2	Doel project	1—1
1.3	Onderdelen en leeswijzer	1—1
1.4	Gebruikte modelversies	1—2
1.5	Organisatiestructuur	1—3
2	Schematisatiekeuzes	2—1
2.1	Opknippen of begrenzen modellen	2—1
2.2	Wijze aansturen onttrekkingsranden	2—4
2.3	Optimale tijdstapgrootte	2—6
2.4	Juiste representatie invaart Bijland	2—11
2.5	Conclusies	2—12
3	Kalibratie Pannerdensche overlaat	3—1
3.1	Afvoerbetrekking ongestuwde afvoer	3—1
3.2	Afvoerbetrekking gestuwde afvoer	3—3
3.3	WAQUA modellering	3—3
3.4	Kalibratie van de Pannerdensche overlaat	3—4
3.5	Vergelijking met originele aanpak	3—6
3.6	Conclusies	3—7
4	Kalibratie afvoergolf 1995	4—1
4.1	Schematisatie kalibratiemodellen	4—1
4.2	Kalibratieprocedure	4—3
4.3	Kalibratie laagwater 1995	4—7
4.3.1	Kalibratieresultaten	4—7
4.3.2	Berekende waterstanden	4—8
4.3.3	Afvoerverdeling op de splitsingspunten	4—10
4.3.4	Alpha waarden	4—11
4.4	Kalibratie hoogwater 1995	4—12
4.4.1	Kalibratieresultaten	4—12
4.4.2	Berekende waterstanden	4—12
4.4.3	Afvoerverdeling op de splitsingspunten	4—15

4.5	Alpha-waardes	4—17
5	Verificatie hoogwater 1993	5—1
5.1	Verificatieresultaten	5—1
5.1.1	Berekende waterstanden	5—2
5.1.2	Afvoerverdeling op de splitsingspunten	5—4
5.2	Conclusies	5—5
6	Van kalibratiemodellen naar WBR modellen	6—1
6.1	Single-multibeamcorrectie	6—1
6.2	Gegevens WBR-modellen	6—3
6.3	Toepassingsmogelijkheden	6—5
7	Aanvullende vraag over de afvoerbeschrijving	7—1
7.1	Demping	7—1
7.2	Berging	7—2
7.3	Afvoermetingen	7—3
8	Conclusies en aanbevelingen	8—1
8.1	Conclusies	8—1
8.2	Aanbevelingen	8—3
9	Literatuur	9—1

Bijlagen

A	Bijlagen Pannerdensche overlaat	A-1
A.1	Bovenaanzicht Pannerdensche overlaat en waterpassing d.d. november 1980 (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983).....	A-1
A.2	Een overstroomde Pannerdensche overlaat in 1982.....	A-2
A.3	De afvoerbetrekking voor ongestuwde afvoer $0 < Q < 800 \text{ m}^3/\text{s}$ (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983).....	A-3
A.4	Reductiefactor f voor gestuwde afvoer als functie van de verdrinkingsgraad S' (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983).....	A-4
A.5	Het verloop van de kruin van de pannerdensche overlaat (waterpassing 19 nov.1980).	A-5
A.6	Beeld van het WAQUA model.....	A-6
A.7	Berekende bovenwaterstanden versus theoretische Afvoerbetrekking	A-7
A.8	Gekalibreerde barriercoëfficiënt als functie van de afvoer.....	A-8
A.9	Berekende bovenwaterstanden versus theoretische afvoerbetrekking; Pannerdensche overlaat geschematiseerd op de oorspronkelijke wijze ...	A-9
B	Contouren Rijntakkenmodel.....	B-1
B.1	20 m rooster van het Rijntakkenmodel.....	B-1
B.2	Contouren testmodel	B-2
B.3	Contouren kalibratiemodellen.....	B-2
B.4	Contouren WBR modellen	B-3
C	Resultaten laagwaterkalibratie	C-1
C.1	Berekende versus gemeten waterstanden	C-1
C.2	Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten.....	C-6
C.3	Gekalibreerde alpha-waarden	C-7
C.4	Indicatie k en C waarden bij een waterdiepte van $h=6 \text{ m}$	C-9
D	Resultaten kalibratie hoogwater 1995.....	D-1
D.1	Berekende versus gemeten waterstanden	D-1
D.2	Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten.....	D-8
D.3	Gekalibreerde alpha-waarden	D-9
D.4	Indicatie k en C waarden bij een waterdiepte van $h=10 \text{ m}$	D-10
E	Resultaten verificatie 1993	E-1
E.1	Berekende versus gemeten waterstanden	E-1
E.2	Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten.....	E-8

I Inleiding

I.1 Achtergrond

Voor het berekenen van waterstanden en stroomsnelheden op de Rijntakken wordt door de onderafdeling ANSR van RWS Oost-Nederland gebruik gemaakt van het 2D waterbewegingspakket WAQUA. Dit pakket wordt gebruikt voor het beoordelen van de effecten op de waterstand in het kader van de vergunningaanvragen voor de WBR. Op dit moment worden WAQUA modellen gebruikt die gebaseerd zijn op een 70 - 100 meter rooster of op een 40 meter rooster. Om voldoende gedetailleerd de aanvragen te kunnen beoordelen wil ANSR een fijner rekenrooster gebruiken dan het huidige. ANSR heeft bij monde van RIZA aan WL | Delft Hydraulics gevraagd om op basis van een 20 meter rooster een viertal gekalibreerde Waqua modellen op te leveren die ANSR kan gebruiken voor de beoordeling van waterstandseffecten in het kader van WBR vergunningaanvragen.

I.2 Doel project

Het doel van het project is het vervaardigen van WAQUA hoogwatermodellen voor de drie riviertakken en het splitsingspunt op basis van een 20m rooster van de Rijntakken. De modellen zullen gebruikt gaan worden ten behoeve van de WBR vergunningen op basis van permanente rivierafvoeren.

De modellen zijn als volgt ingedeeld:

- de Boven-Rijn plus de Waal (van Emmerich tot Hardinxveld);
- de Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus Neder-Rijn plus Lek (van Emmerich tot Krimpen a/d Lek);
- de Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus IJssel plus Ketelmeer (van Emmerich tot aan de de Ketelbrug);
- het splitsingspuntengebied, te weten Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus de bovenstroomse delen van de Waal, Neder-Rijn en IJssel.

Om er zeker van te zijn dat de debietsverdeling over de takken van de WBR-modellen niet verandert na een rivierkundige ingreep, zal op de zgn. afknipranden van de eerste drie hiervoor genoemde modellen een debietsonttrekking opgelegd worden. Dit geldt niet voor het splitsingspuntenmodel, dat juist gebruikt zal worden om het effect van een rivierkundige ingreep op de afvoerverdeling in kaart te brengen.

I.3 Onderdelen en leeswijzer

Het project heeft tot doel afgeregelde WBR modellen op te leveren. Het bestaat daarom uit de volgende onderdelen:

1. Om een juiste keuze te maken voor modeldetails als rekestijdstap, wijze van debietsonttrekking op onttrekkingsranden en enkele andere schematisatieonderdelen, is een aantal testberekeningen uitgevoerd. Hoofdstuk 2 gaat hier op in.

2. De vraag van de opdrachtgever was om in het WAQUA model de Pannerdensch overlaat als barrier in plaats van als overlaat te schematiseren. Daarvoor is de afvoercoëfficiënt hiervan bepaald. Hoofdstuk 3 beschrijft deze kalibratie.
3. Hoofdstuk 4 gaat in op de feitelijke kalibratie op de hoogwatergolf van 1995. Voorafgaand aan dit hoogwater trad er kleine golf op met een piekafvoer bij Lobith van circa 4000 m³/s. Op deze afvoer is het model eerst afgeregeld, waarop de hoogwaterkalibratie vervolgens weer doorstart.
4. In hoofdstuk 5 worden de resultaten van een verificatiesom op het hoogwater van 1993 beschreven.
5. Hoofdstuk 6 gaat in op de finale WBR modellen en op toepassingsbeperkingen. Om tot definitieve ruwheidswaarden te komen voor de situatie 2004 is een zgn. single-multibeamcorrectie van de gekalibreerde ruwheden nodig. Dit omdat in 1995 de bodem met een singlebeam instrument in kaart is gebracht, terwijl eind jaren '90 is overgestapt op multibeam metingen.
6. Hierna gaat hoofdstuk 7 in op enkele mogelijkheden om problemen ten aanzien van de debietsweergave (metingen op splitsingspunten en debietsinvloeden van stuwtdjes) op te lossen
7. Tot slot geeft hoofdstuk 8 de conclusies en aanbevelingen.

1.4 Gebruikte modelversies

De basis voor alle berekeningen is Simona 2006-01 en Baselineversie 4.02 geweest. Berekeningen zijn uitgevoerd op het Linux cluster bij WL | Delft Hydraulics. De per onderdeel gebruikte Baselineschematisaties worden vastgelegd in Tabel 1-1.

Tabel 1-1 Toegepaste Baselineschematisaties

Hoofdstuk	Gebruikte Baseline-schematisatie	Uitleg
2 Schematisatiekeuzes	j95_4	Schematisatiesituatie van ongeveer 1995
3 Kalibratie Pannerdensch overlaat	j95_4	Schematisatiesituatie van ongeveer 1995
4 Kalibratie afvoergolf 1995	j95_4	Schematisatiesituatie van ongeveer 1995
5 Verificatie hoogwater 1993	j93_4	Schematisatiesituatie van ongeveer 1993
6 Van kalibratiemodellen naar WBR modellen		
6.1 Single-multibeamcorrectie	j95_4sb en j95_4mb	j95_4 schematisatie, met de singlebeam of multibeam zomerbedbodem van 2002 ingeweven
6.2 Gegevens WBR-modellen	hr2006_4	Schematisatiesituatie van ongeveer 2004

I.5 Organisatiestructuur

De werkzaamheden zijn uitgevoerd door ir. Chris Stolker en Ton Visser. Chris Stolker was tevens projectleider. Review van het rapport is uitgevoerd door ir. Simone van Schijndel. Vanuit Rijkswaterstaat RIZA is het project begeleid door ing. Martin Scholten, vanuit Rijkswaterstaat Directie Oost-Nederland door ir. Rijn van Dixhoorn.

2 Schematisatiekeuzes

Het rooster van het 20 m model van de Rijntakken is fijner dan die van het 40 m model. Dit betekent dat er wat betreft schematisatie en numerieke eigenschappen het een en ander verandert. Hierdoor dienen keuzes gemaakt te worden ten aanzien van de volgende aspecten:

- Opknippen of begrenzen van de modellen (t.b.v. kalibratie- en WBR modellen);
- Optimale tijdstapgrootte (t.b.v. kalibratie- en WBR modellen);
- Wijze van aansturen van onttrekkingsranden (t.b.v. WBR modellen);
- Juiste representatie van de opening naar de Bijland (t.b.v. kalibratie en WBR modellen).

Bovenstaande aspecten zijn onderzocht en de uitkomsten worden hierna beschreven. Voor dit oriënterende onderzoek zijn WAQUA berekeningen met het deelmodel van de Neder-Rijn uitgevoerd en de schematisatie j95_4 bij een permanente afvoer van 12.000 m³/s bij Lobith. Aan de benedenrand op de Neder-Rijn te Krimpen-a/d-Lek is de huidige QH-relatie opgelegd. De takken Waal en IJssel zijn respectievelijk bij Ooij (rkm 877,5) en Westervoort (rkm 880,2) weggelaten, alwaar een debietsonttrekkingsrand is opgelegd met een totaal debiet van respectievelijk $Q_{\text{Waal}} = 7638 \text{ m}^3/\text{s}$ en $Q_{\text{IJssel}} = 1858 \text{ m}^3/\text{s}$, zodat het debiet op de Neder-Rijn $Q_{\text{Nederrijn}} = 2504 \text{ m}^3/\text{s}$ wordt. Deze takdebieten zijn ontleend aan j95_4_sb berekeningen op het 40 m rooster.

2.1 Opknippen of begrenzen modellen

Het 20 m WAQUA model van de Rijn zal worden gebruikt voor het beoordelen van effecten op de waterstand in het kader van vergunningsverlening voor de WBR. Dit Rijntakkenmodel is vrij omvangrijk (zie Bijlage B.1) en het maken van de schematisaties met Baseline en het doen van berekeningen met WAQUA is tijdrovend.

Om de doorlooptijd te beperken zal het WBR Rijntakkenmodel opgesplitst worden in 4 deelmodellen (Bijlage B.3), te weten:

- Waalmodel: Boven-Rijn plus de Waal
- Neder-Rijn model: Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus Neder-Rijn plus Lek
- IJsselmodel: Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus IJssel plus Ketelmeer
- splitsingspuntenmodel: Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus de bovenstroomse delen van de Waal, Neder-Rijn en IJssel.

Om daarnaast de doorlooptijd te verkorten zijn er eigenlijk 3 mogelijkheden om met de deelmodellen om te gaan:

1. Een maximale variant: de totale Rijntakkenschematisatie bevindt zich in de Baselinedatabase; bij het aanmaken van het hoogtemodel en de conversie naar WAQUA wordt gebruik gemaakt van het totale rooster en de totale winterbedbegrenzing, maar op WAQUA niveau wordt gebruik gemaakt van enclosurebestanden (.rrb) van de deelmodellen.

2. De tussenvariant: de totale Rijntakkenschematisatie bevindt zich in de Baselinedatabase inclusief het totale rooster, maar bij het aanmaken van het hoogtemodel en de conversie naar WAQUA wordt gebruik gemaakt van de winterbedbegrenzing van de deelmodellen.
3. Een minimale variant: een tot het deelmodel geclipte Baselinedatabase en rooster wordt gebruikt, en bij de conversie naar WAQUA wordt het deelmodel als winterbedbegrenzing opgeven. Een variant hierop is de baselinedatabase niet te clippen tot het deelmodelniveau, maar wel gebruik te maken van het afgeknipte rooster. Beide varianten zijn onderzocht.

Bovenstaande opties hebben alle voor- en nadelen, zoals verwoord in Tabel 2-1. De voor- en nadelen kunnen worden onderverdeeld naar: doorlooptijd, eenduidigheid, en vergelijkbaarheid.

Tabel 2-1 Voor- en nadelen opknipvarianten

Variant	Voordelen	Nadelen
1. Maximale variant	<ul style="list-style-type: none"> • Er bestaat maar één WAQUA schematisatie (berekeningen worden beperkt tot het deelmodelgebied). • Roostercoördinaten van alle deelmodellen zijn gelijk (voor wat betreft identieke gebieden). • Éénmalig aanmaken van het overlatenbestand en hoogtemodel en uitvoeren WAQUA-conversie. 	<ul style="list-style-type: none"> • Niet benodigde gegevens (van buiten het deelmodel) worden wel steeds ingelezen. • Van ieder deelmodel moet op WAQUA niveau een eigen enclosure-bestand (.rrb) bestaan. • Mogelijk langere doorlooptijden
2. Tussen variant	<ul style="list-style-type: none"> • Er bestaat maar één WAQUA schematisatie • Gegevens van buiten het deelgebied worden niet meegenomen bij het maken van de WAQUA-schematisatie. • Kleinere schematisatie. 	<ul style="list-style-type: none"> • Voor elk deelgebied moet een apart hoogtemodel en WAQUA-conversie worden uitgevoerd • In Baseline wordt gebruik gemaakt van verschillende tin-bestanden, welke steeds gekopieerd moet worden i.v.m. de vastgelegde bestandbenaming in Baseline.
3. Minimale variant	<ul style="list-style-type: none"> • Kleine schematisatie en geen overbodige gegevens. • Mogelijk tijdwinst op Baseline en WAQUA niveau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Voor elk deelmodel bestaat een aparte Baselinedatabase en een eigen rooster. • Eventuele veranderingen in het gemeenschappelijke deel van alle deelgebieden moeten in iedere deelgebiedschematisatie worden doorgevoerd • Roostercoördinaten van de deelmodellen zullen verschillen voor wat betreft de identieke gebieden.

De maximale variant heeft dus mogelijk langere doorlooptijden bij de Baselineconversie en de WAQUA berekeningen, maar er hoeft maar één schematisatie onderhouden te worden. De minimale variant zal daarentegen qua doorlooptijd mogelijk sneller zijn, maar er bestaat voor ieder deelmodel een aparte baselineschematisatie en de rekenroosters zullen onderling en t.o.v. het totale rooster qua m,n-coördinaten afwijken.

De maximale variant en de minimale variant zijn onderzocht. De tussenvariant is niet onderzocht omdat deze bij voorbaat al als minder wenselijk wordt gezien. Ten aanzien van de minimale variant wordt opgemerkt dat na vervaardiging van het nieuwe rooster de roostercoördinaten daadwerkelijk zijn verschoven ten opzichte van het totale rooster. Dit houdt in dat overeenkomende gebieden, zoals de Boven-Rijn, in ieder deelmodel andere m,n coördinaten hebben, wat uitwisselbaarheid en vergelijkbaarheid bemoeilijkt (bijv. t.a.v. initiële condities).

In Tabel 2-2 worden voor de Maximale variant en de Minimale variant de doorlooptijden van de verschillende baselinestappen en de WAQUA berekeningen getoond. In Baseline is met de minimale variant circa 25% doorlooptijd te winnen. De doorlooptijden op WAQUA niveau zijn niet echt onderscheidend.

Gezien de geringe tijdwinst die te behalen valt met de minimale variant en de voordelen van de maximale variant wordt voor de maximale variant gekozen.

Tabel 2-2 Doorlooptijden varianten Neder-Rijnmodel

Variant	1. Maximale variant	2. Tussen variant (niet onderzocht)	3. Minimale variant (ongeclippt / geclippt)
Activiteit			
<i>Baseline</i>			
Clippen	n.v.t.	-	23 min
Aanmaken overlaten bestand	6 min	-	6 min / 1 min
Aanmaken hoogtemodel	50 min	-	22 min / 12 min
conversie naar WAQUA	68 min	-	70 min / 22 min
totaal	124 min		98 min / 35 min
<i>Waqua (WAQPRE+WAQPRO+COPPOS)</i>			
Berekening (21 dagen, tijdstap 0.10 min, 2 procs)	100,4 uur (343221 CPU/proc)		97,6 uur (333508 CPU/proc)
Berekening (21 dagen, tijdstap 0.25 min, 4 procs)	20,2 uur (64324 CPU/proc)	-	20,5 uur (66240 CPU/proc)

Baselineacties zijn uitgevoerd op een pc, WAQUA berekeningen op een Linux cluster. Hieronder worden de specificaties van beide gebruikte rekensystemen weergegeven:

Tabel 2-3 Specificaties rekensystemen

Specificatie	Baseline PC	Linux-machine Specificatie per node
Processor	AMD Athlon 64, 2.4 GHz	AMD Athlon 64, 4+ GHz
Geheugen	3GB (3072 MB)	4 GB (DDR-400 3.2GByte/s hypertransport)
Hard disk	160 GB	160GB (SATA 3.0 Gbit)
Net		Gigabit Ethernet
OS		Linux RedHat Enterprise 4.4
BQ		Torque (OpenPBS)

2.2 Wijze aansturen onttrekkingsranden

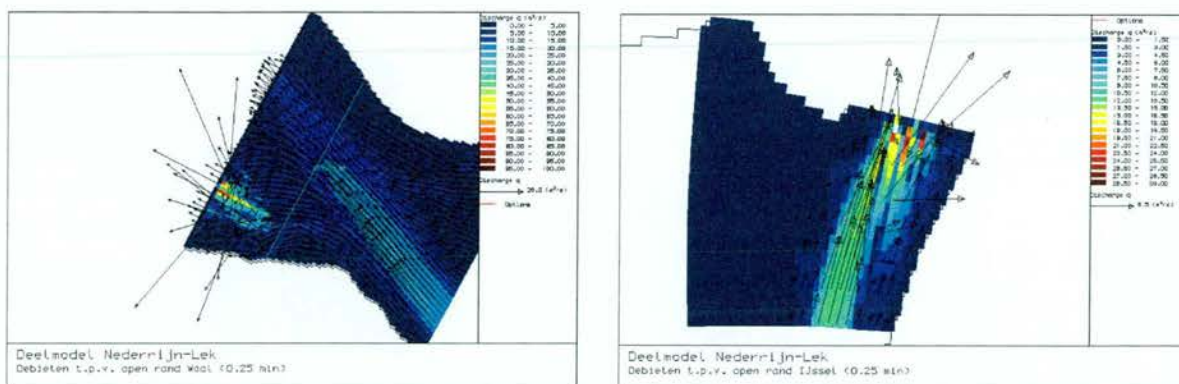
Voor het rekenen met een vaste afvoerverdeling over de splitsingspunten is het uiteindelijk noodzakelijk dat op de afgeknipte randen van de deelmodellen debietsonttrekkingen worden opgelegd. Hiertoe biedt WAQUA 3 mogelijkheden:

1. Open rand met automatische debietsverdeling.
2. Open rand met manuele debietsverdeling.
3. Gesloten rand met lokale onttrekkingen (via de Discharges en Source optie in WAQUA: bronnen en putten).

1.

Het grote voordeel van de eerste optie is dat slechts het totaaldebiet over een raai opgegeven hoeft te worden, waarna WAQUA de verdeling zelf per cel berekent en doorvoert op basis van de formule van Chézy. Omdat deze optie verreweg de voorkeur verdient, zijn de eerste berekeningen uitgevoerd met deze optie.

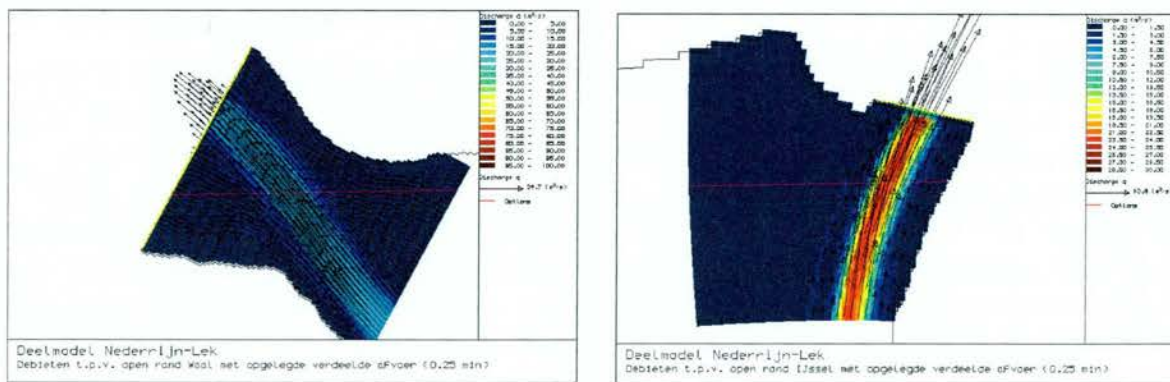
Het resultaat was echter onbevredigend, getuige Figuur 2-1, waarin het stroombeeld ter plaatste van de onttrekkingsranden van de respectievelijk de Waal (links) de IJssel (rechts) zijn weergegeven. Op de Waal wordt te veel water de in de linker uiterwaard liggende, en door de benedenrand doorsneden, plas ingetrokken. Het stroombeeld is bovendien instabiel en niet correct. De locatie van de benedenrand op de Waal is weliswaar ongelukkig, omdat een plas doorsneden wordt wat bij een automatische debietsverdeling tot problemen leidt, maar niettemin blijkt ook het stroombeeld bij de onttrekkingsrand op de IJssel een vergelijkbaar instabiel beeld te geven. Enkele varianten waarbij onder andere de reflectiecoëfficiënt van de open rand is aangepast gaven geen verbetering. Derhalve wordt deze optie afgewezen.



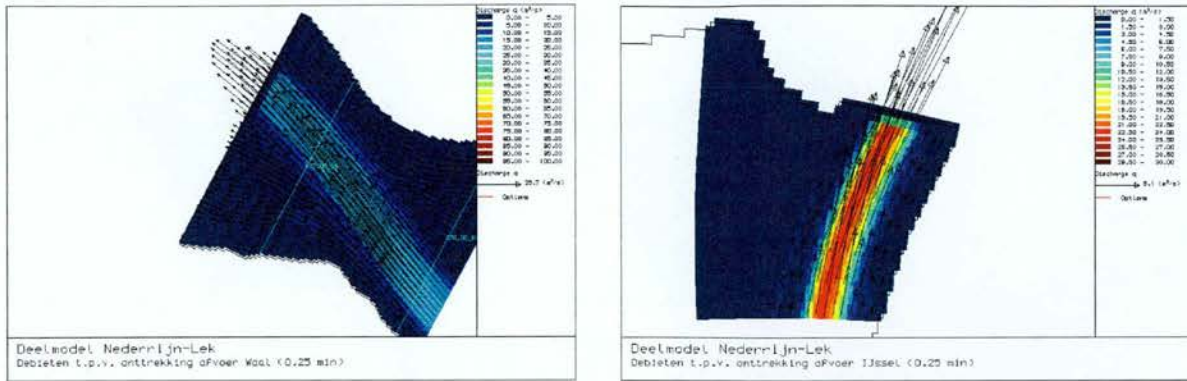
Figuur 2-1 Stroombeeld ter plaatse van de afgeknipte randen met automatische debietsonttrekkingen (links de Waal t.p.v. rkm 877,5, rechts de IJssel t.p.v. rkm 880,2)

2. en 3.

Optie 2 en 3 zijn gebaseerd op een handmatige debietstoekenning. Van deze opties is het resultaat onderzocht. De debietsonttrekking per cel is ontleend aan een berekening uitgevoerd met een totaal Rijntakkenmodel op het 20 m rooster, met benedenstroomse waterstandsranden en de hydraulische ruwheden gebaseerd op het gekalibreerde model van het 40 m rooster. Het stroombeeldresultaat aan de onttrekkingsranden wordt voor optie 2 getoond in Figuur 2-2 en voor optie 3 in Figuur 2-3. Het stroombeeld toont stabiel en klopt goed met oudere berekeningen. Het resultaat is zodanig dat beide opties mogelijk zijn. Van beide opties zijn de berekende waterstanden voor wat betreft het totale gebied onderling vergeleken, maar bij de onttrekkingsranden in het bijzonder. De randafhandeling heeft verder geen invloed op de waterstanden. Derhalve is er geen wezenlijke voorkeur voor optie 2 dan wel optie 3 aan te wijzen. Nochtans is gekozen voor de open rand optie.



Figuur 2-2 Stroombeeld ter plaatse van de afgeknipte randen met manuele debietsonttrekkingen op een open rand (links de Waal t.p.v. rkm 877,5, rechts de IJssel t.p.v. rkm 880,2)



Figuur 2-3 Stroombeeld ter plaatse van de afgeknipte randen met manuele debietsonttrekkingen op een gesloten rand (links de Waal t.p.v. rkm 877,5, rechts de IJssel t.p.v. rkm 880,2)

2.3 Optimale tijdstapgrootte

Gezien de omvang het Rijntakkenmodel is er reeds voor gekozen om gebruik te maken van deelmodellen. Niettemin blijft de rekestijd een punt van zorg. In het spanningsveld van rekestijd en nauwkeurigheid zal een optimale keuze voor de tijdstap genomen moeten worden.

Een drietal berekeningen met respectievelijk een tijdstap van 1/10 min (0,1 min), 1/6 min (0,1667 min) en 1/4 min (0,25 min) voor het Neder-Rijnmodel ($Q_{Lobith} = 12.000 \text{ m}^3/\text{s}$, manuele debietsonttrekkingen op de afgeknipte randen, 4 processoren) wordt hierna met elkaar vergeleken. De berekening is dermate lang doorgezet dat er sprake is van convergentie.

De vergelijking geeft inzicht in:

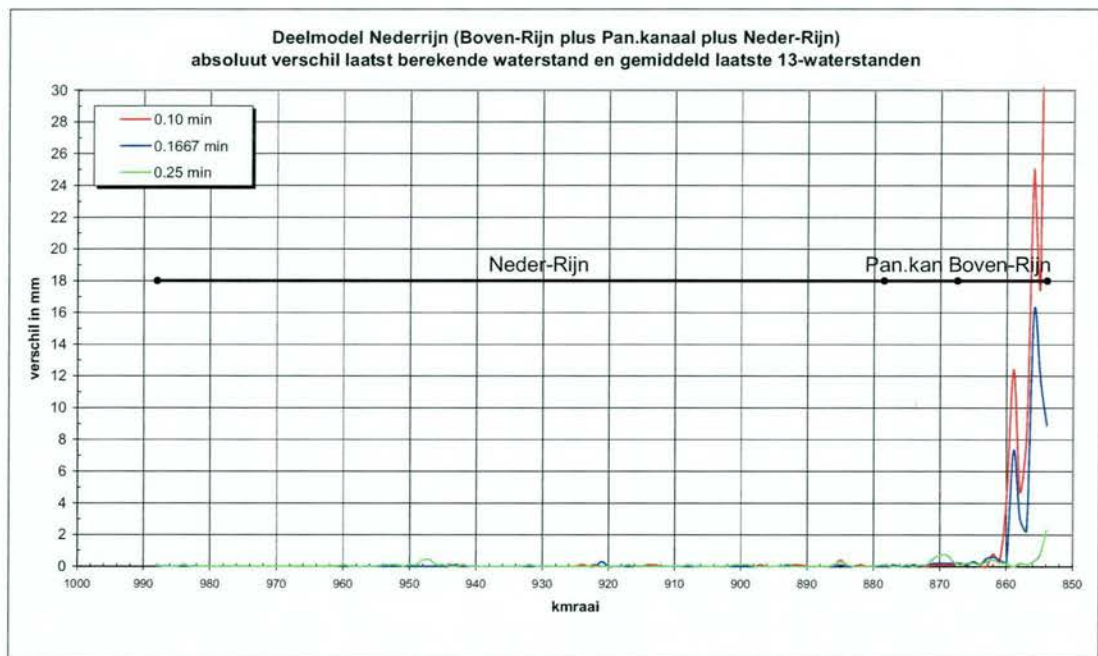
1. tijdsduur van de berekeningen;
2. stabiliteit van berekende waterstanden;
3. stabiliteit van de debieten.

De doorlooptijd van de onderzochte berekeningen wordt getoond in Tabel 2-4. Geconcludeerd wordt dat met een tijdstap van 1/10 minuut circa 2,2 maal langer moet worden gerekend dan met een tijdstap van 1/4 min en circa 1,4 maal langer dan bij een tijdstap van 1/6 min. Op 4 processoren wordt met een tijdstap met van 1/4 minuut in 1 uur circa een dag doorgerekend. Met een tijdstap van 1/10 minuut duurt dit dus circa 2,2 uur.

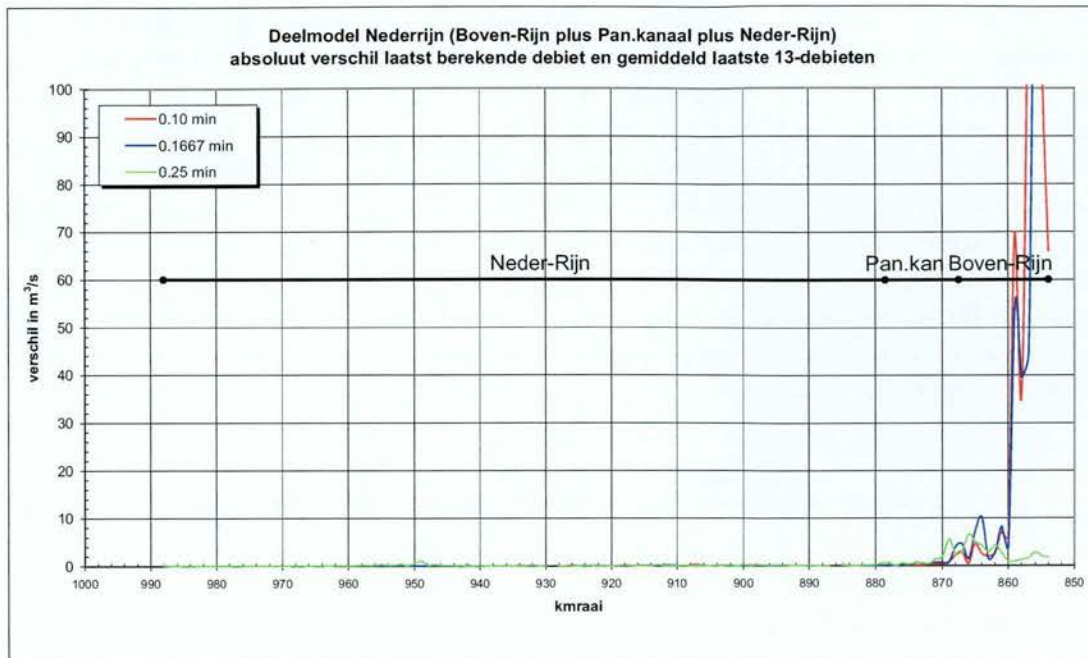
Tabel 2-4 Doorlooptijden Nederrijnmodel als functie van de rekestijdstap (dt)

	dt = 0,1 min	dt = 0,1667 min	dt = 0,25 min
Berekening (10 dagen, 4 procs)	22,1 uur (71164 CPU/proc)	13,8 uur (44115 CPU/proc)	10,1 uur (32408 CPU/proc)
tijdfactor t.o.v. dt=0,25 min	2,18	1,36	1

De algehele stabiliteit is verder allereerst gecontroleerd op basis van de kilometeruitvoerpunten. Hiertoe is de laatst berekende waterstand en debiet vergeleken met het gemiddelde van de laatste 13 berekende waterstanden c.q. debieten, te weten Last – Last13 (zie Figuur 2-4 en Figuur 2-5). Naarmate het verschil tussen beiden dicht bij 0 ligt mag er vanuit worden gegaan dat de berekening op de betreffende locatie beter uitgeconvergeerd is, m.a.w. stabiel. Ten aanzien van deze methode om op een snelle wijze instabiliteiten op te sporen, wordt aanbevolen om in WAQVIEW een extra uitvoeroptie in te bouwen, namelijk $\text{Max(Laatste25)} - \text{Min(Laatste 25)}$ en/of $\text{Max(Laatste13)} - \text{Min(Laatste13)}$. Deze waarde geeft namelijk een nog betere indruk van de (in)stabiliteit. Bij Last – Last13 is toch alweer meer sprake van uitmiddeling en bestaat de kans dat beide waarden toch precies in fase zijn.



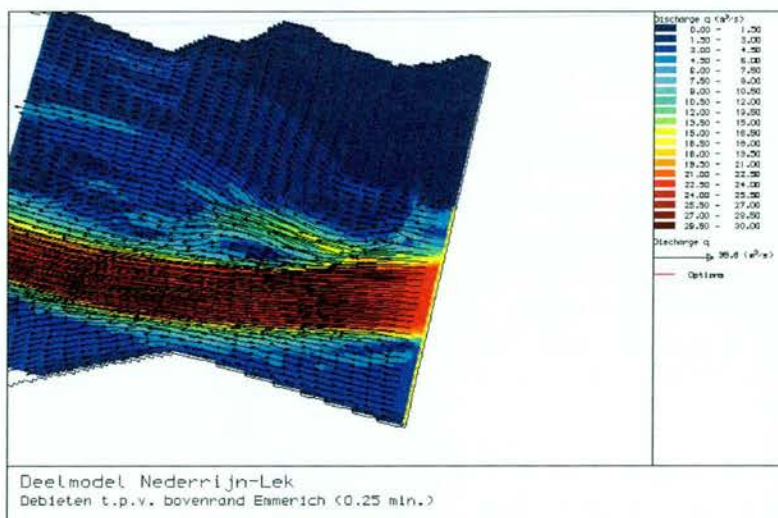
Figuur 2-4 Absoluut verschil (in mm) tussen de laatst berekende waterstand en het gemiddelde van de laatste 13 berekende waterstanden langs de rivieras van het Neder-Rijn model



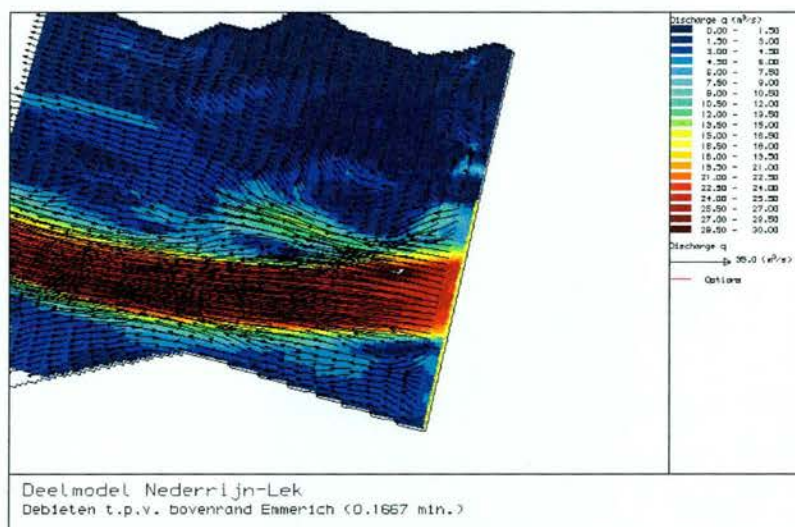
Figuur 2-5 Absoluut verschil (in m^3/s) tussen de laatst berekende debiet en het gemiddelde van de laatste 13 berekende debieten langs de rivieras van het Neder-Rijn model

Ten aanzien van verschillen in berekende waterstanden kan worden gesteld dat benedenstrooms van rkm 865 het verschil minder dan 1 mm bedraagt voor alle onderzochte tijdstappen (Figuur 2-4). In dit traject is het model dus redelijk stabiel. Voor een tijdstap van 1/4 minuut worden op rkm 869-870 (mogelijk verband houdend met het splitsingspunt) en op rkm 948 (mogelijk verband houdend met het stuwcomplex bij Vianen) de grootste verschillen gevonden (orde 0,5 mm). Het figuur met de debietverschillen bevestigt het hiervoor geschetste beeld (Figuur 2-5).

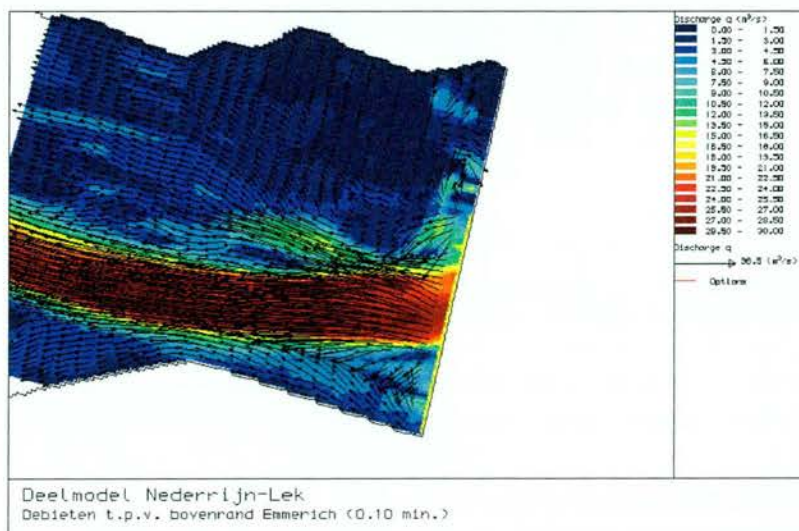
Opmerkelijk zijn de grote verschillen op de Boven-Rijn, waar naarmate de tijdstap kleiner wordt het verschil sterk toeneemt. Na enkele controles blijkt deze instabiliteit te beginnen aan de instroomrand (zie Figuur 2-6, Figuur 2-7 en Figuur 2-8). Het opgelegde stroombeeld aan de bovenrand heeft enige tijd (afstand) nodig om in te spelen en het model met een kleinere tijdstap blijkt een grotere aanpassingslengte nodig te hebben. Waarom dit optreedt wordt niet goed begrepen. Het heeft in ieder geval te maken met de slechte oriëntatie van het rooster t.o.v. normaallijnen. Derhalve is gekeken naar de huidige oriëntatie en zal voor de vervolgberekeningen een iets verschoven bovenrand aangehouden worden die haakser op de normaallijnen staat. Op basis van het bovenstaande wordt aan een tijdstap van 0.25 min de voorkeur gegeven, maar er moet voorzichtigheid betracht worden bij het gebruik van modelresultaten voor wat betreft het bovenstroomse gedeelte van de Boven-Rijn in verband met de nauwkeurigheid. De oplossing moet worden gezocht in het verbeteren van het rekenrooster ter plaatse.



Figuur 2-6 Stroombeeld instroomrand bij Emmerich (tijdstap = 0,25 min)

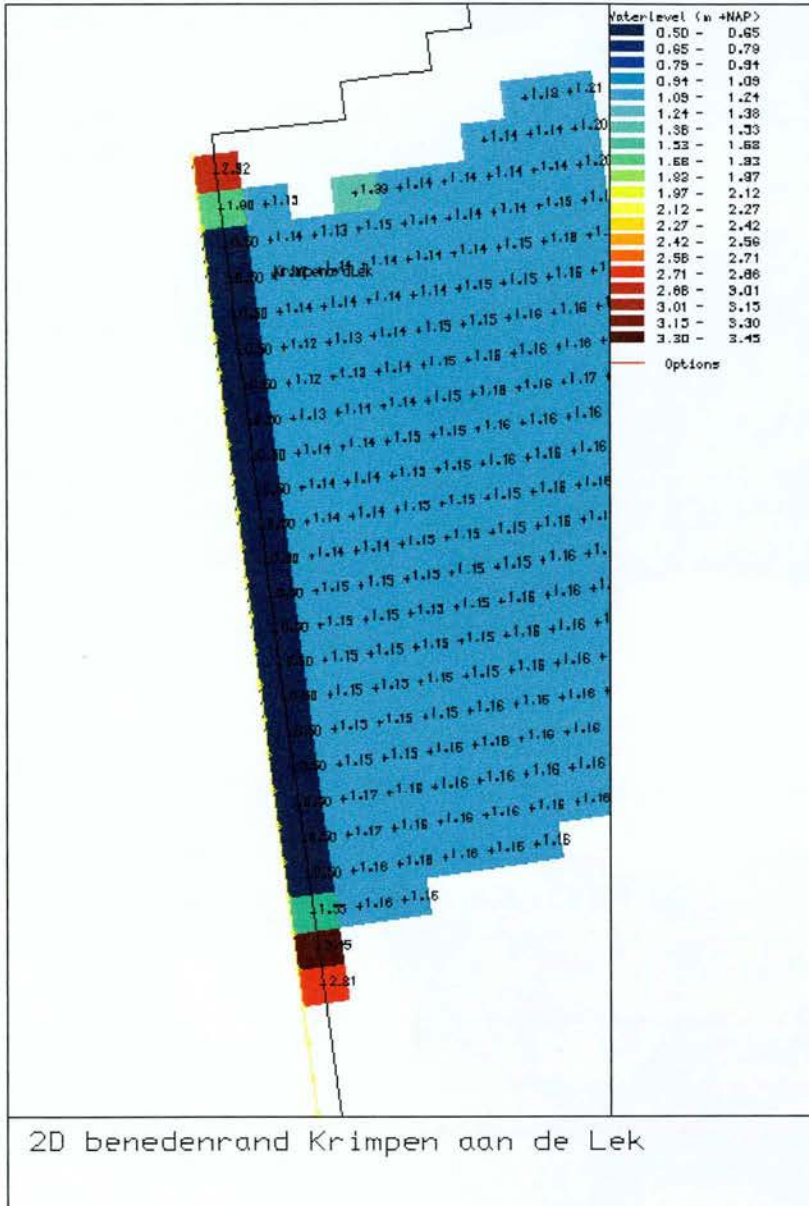


Figuur 2-7 Stroombeeld instroomrand bij Emmerich (tijdstap = 0,1667 min)



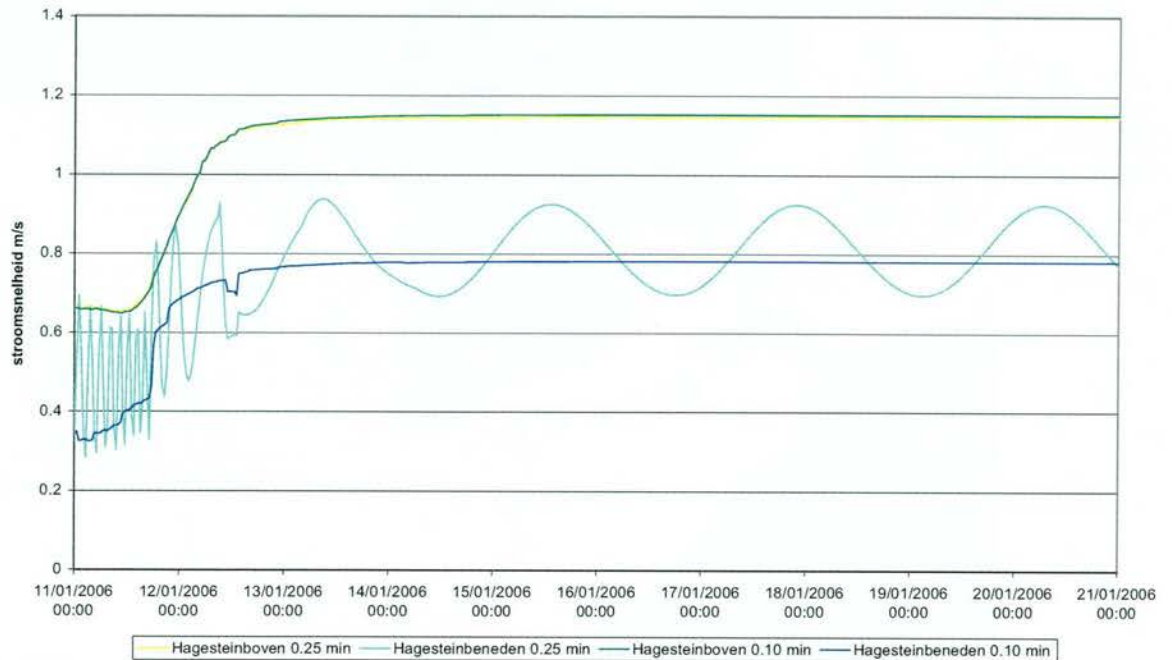
Figuur 2-8 Stroombeeld instroomrand bij Emmerich (tijdstap = 0,10 min)

Uit de uitgevoerde testberekeningen kwam verder naar voren dat de benedenrand in het geval van een Q-H-relatie erg gevoelig is voor inspeleeffecten, en de benedenstroomse reflectiecoëfficiënt. Indien namelijk niet heel geleidelijk van de initiële condities wordt overgegaan naar de uiteindelijke afvoersituatie, dan blijkt de Q-H relatie vast te lopen op één bepaalde waterstand waarna deze niet meer verandert, ondanks het feit dat de afvoer wijzigt en de berekening blijft doorlopen. Een voorbeeld hiervan wordt getoond in Figuur 2-9. Daardoor treden in de benedenstroomse trajecten fouten op. Naast het feit dat rustig vanuit de initiële situatie moet worden opgestart blijkt voor Q-H relaties een reflectiecoëfficiënt van 100 vereist te zijn om deze problemen te voorkomen.



Figuur 2-9 Berekende benedenstroomse waterstanden Krimpen a/d Lek (tijdstep 0,10 min)

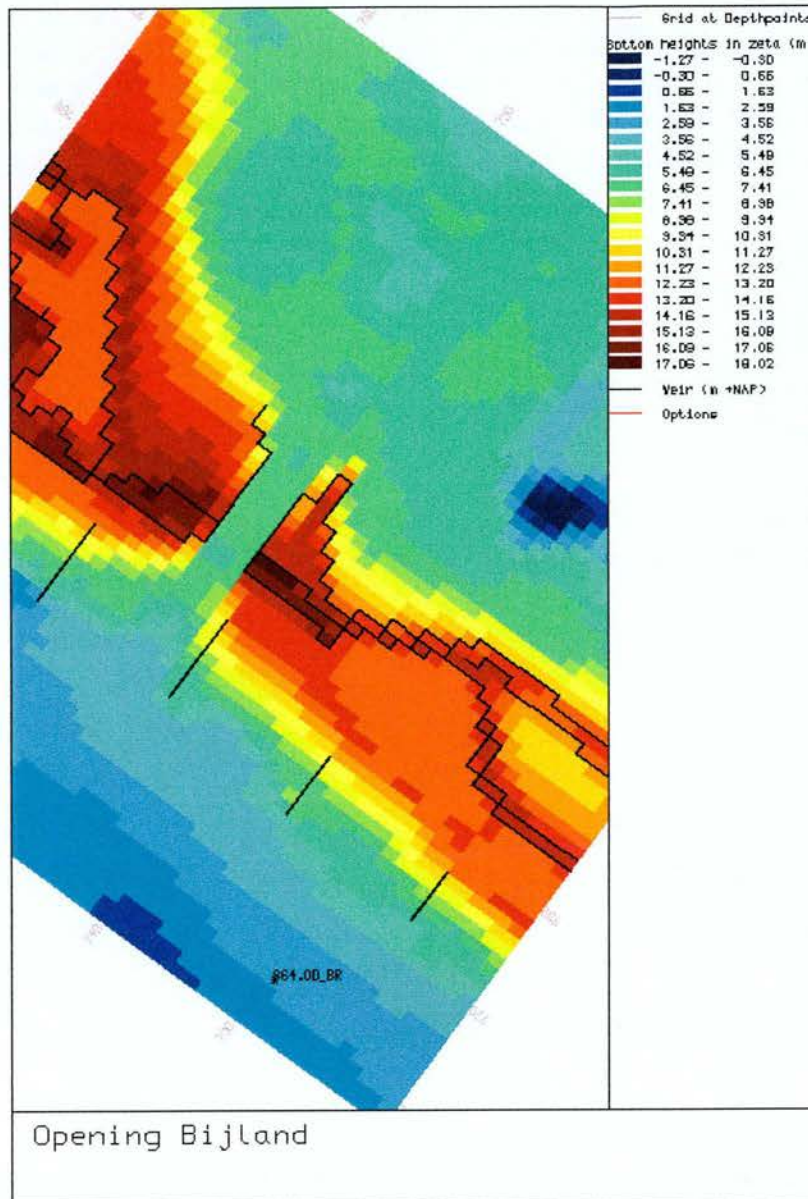
Tenslotte is opgevallen dat er zich bij stuw Hagestein een slingering in de stroomsnelheden voordoet bij een tijdstap van 0,25 min (Figuur 2-10) met een zeer geringe terugkoppeling op de lokale waterstand. Bedacht moet zijn op het effect van de keuze van de tijdstap op de berekende waterstanden. Dit wordt voor dit onderzoek geaccepteerd, maar aanbevolen wordt in de toekomst extra aandacht te besteden aan de werking van de stuwen in het Neder-Rijn model. Deze aanbeveling komt ook terug in de hoofdstukken over kalibratie.



Figuur 2-10 Berekende stroomsnelheden bij stuw Hagestein

2.4 Juiste representatie invaart Bijland

Gevraagd is om specifiek te controleren of de invaart van de Bijland goed in het model wordt weergegeven, omdat dit in het verleden problemen heeft gegeven. Figuur 2-11 toont de WAQUA bodemschematisatie tezamen met de overlaten. De invaart lijkt goed in het model te zitten met 3 cellen over de opening. Ook worden geen, aan de opening gerelateerde, instabiliteiten waargenomen.



Figuur 2-11 Invaart Bijland

2.5 Conclusies

Onderzoeken naar de volgende aspecten van het WAQUA 20 m model voor de Rijntakken zijn uitgevoerd en worden per aspect samengevat.

- Opknippen of begrenzen van de modellen;
Gezien de geringe tijdwinst die te behalen valt met de minimale variant (opgeknipt model) en de meerderheid aan voordelen van de maximale variant (begrensd model) wordt voor de maximale variant gekozen.

- Wijze aansturen van onttrekkingsranden;
Gezien het instabiele karakter van het stroombeeld bij een automatische debietsverdeling op de onttrekkingsranden wordt een open rand met manuele debietsverdeling of een gesloten rand met met manuele debietsverdeling geadviseerd.
- Optimale tijdstapgrootte
In verband met de geringere rekentijd, en het instabiele instroomgedrag bij berekeningen met een kleinere tijdstap, wordt een rekentijdstap van 0,25 min geprefereerd.
- Juiste representatie invaart Bijland
De invaartopening naar de Bijland wordt goed in het model weergegeven.

3 Kalibratie Pannerdensch overlaat

In het 20 m model van de Rijntakken wordt de Pannerdensch overlaat niet meer als “overlaat”, maar als “barrier” geschematiseerd. Daarmee kan ook de Pannerdensch overlaat worden afgeregeld, omdat er aan een barrier afvoercoëfficiënten worden toegekend. Ook biedt deze manier van schematiseren mogelijkheden om op een eenvoudige wijze de invloed van een variërend overlaalniveau te onderzoeken.

De aan deze barrier toe te kennen afvoercoëfficiënt (barriercoëfficiënt) dient te worden bepaald. Gebruik wordt gemaakt van de in 1983 door het Waterloopkundig Laboratorium afgeleide afvoerbetrekking (Waterloopkundig Laboratorium, 1983).

3.1 Afvoerbetrekking ongestuwde afvoer

Door Boiten is in 1983 middels schaalmodelonderzoek, en gebruik makend van eerder uitgevoerd schaalmodel- en veldonderzoek, een afvoerrelatie bepaald voor de Pannerdensch overlaat, zoals deze er in 1983 bij lag, voor een afvoerbereik over de overlaat van $0 < Q < 800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Waterloopkundig Laboratorium, 1983). De afvoer over de Pannerdensch overlaat lag volgens oude berekeningen tijdens het hoogwater van 1993 en 1995 op circa 350 tot 500 m^3/s . Volgens de huidige gegevens is er in de afgelopen 23 jaar niets wezenlijks aan de afmetingen van de Pannerdensch overlaat gewijzigd, zodat deze afvoerrelatie nog als actueel mag worden beschouwd. Bijlage A.1 geeft een bovenaanzicht van de Pannerdensch overlaat voor 1980. Bijlage A.2 toont foto's van een overstroomde Pannerdensch overlaat van 10 januari uit 1982. De afvoer bij Lobith of over de overlaat is onbekend.

De afvoerbetrekking is onderverdeeld in een ongestuwde afvoer (volkomen overlaat principe), waarbij de benedenwaterstand geen invloed heeft op de bovenwaterstand, en een gestuwde afvoer. De grens tussen beide regiems is door Boiten gelegd op “het samenspel van (boven- en beneden) waterstanden, waarbij de benedenwaterstand dermate gering opstuwt dat het berekende debiet met de afvoerbetrekking voor de ongestuwde afvoer 1% meer bedraagt dan het werkelijke debiet”.

De afvoerbetrekking voor de Pannerdensch overlaat voor de ongestuwde afvoer is vervolgens onderverdeeld in 3 debietstrajecten:

- $0 < Q < 75 \text{ m}^3/\text{s}$

Dit verband is berekend uit een in 1981 uitgevoerd twee-dimensionaal modelonderzoek, waaruit de volgende waarden zijn afgeleid

Q (m ³ /s)	h _u
0	13,982
5	14,096
10	14,161
15	14,210
20	14,252
25	14,289
30	14,321
35	14,351
40	14,379
45	14,406
50	14,431
55	14,455
60	14,478
65	14,499
70	14,520

met:

Q = debiet (m³/s)

h_u = bovenstroomse waterstand (m + NAP)

- Overgangscurve 75 < Q < 150 m³/s

Een zogenaamd tussengebied, tussen de hiervoor besproken en hierna te presenteren afvoerrelaties, wordt bereikt met de volgende overgangscurve:

$$Q = 194,5 \cdot (h_u - 13,982)^{1,641} \quad (1)$$

- 150 < Q < 800 m³/s

Voor de hogere afvoeren luidt de afvoerbetrekking op basis van het schaalmodelonderzoek van Waterloopkundig Laboratorium (1982):

$$Q = 191,5 \cdot (h_u - 13,982)^{1,543} \quad (2)$$

Dit laatste verband tussen debiet over de overlaat en bovenstroomse waterstand is geldig voor het bereik $0,85 < H_u < 2,60$ m, waarbij H_u de bovenstroomse energiehogte voorstelt. De relatie tussen H_u en h_u wordt hierbij gevormd via de kruinhoogte van de Pannerdensche overlaat (= 13,982 m + NAP) middels:

$$H_u = h_u - 13,982 \quad (3)$$

De volgende aspecten worden hierbij opmerkt:

- Hoewel het niet expliciet wordt vermeld in het rapport van Boiten, kan worden aangenomen dat de genoemde bovenstroomse waterstand h_u gemeten is achter de linker c.q. westelijke geleidedam, gezien in stroomafwaartse richting (zie bijlage A.1).

- De stroomsnelheid in dit meetpunt is nihil omdat het in het stroomluwe gedeelte achter de geleidedam ligt. Daarom geldt ook voor de energiehogte ook vergelijking 3.
- Relatie (2) is dus geldig voor een waterstandsbereik: $14,832 \text{ m} + \text{NAP} < h_u < 16,582 \text{ m} + \text{NAP}$.

De volledige afvoerbetrekking voor ongestuwde afvoer is weergegeven in bijlage A.3.

3.2 Afvoerbetrekking gestuwde afvoer

Opstuwung kan worden verwacht bij een afvoer $Q > 250 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor de gestuwde afvoer zijn beide, boven- en beneden-, waterstanden belangrijk en geldt er de volgende afvoerbetrekking:

$$Q = 191,5 \cdot f \cdot H_u^{1,543} \quad (4)$$

Hierin is f een reductiefactor vanwege gestuwde afvoer. Deze is af te lezen uit het figuur in bijlage A.4 waarin f is uitgezet tegen een zogenaamde empirisch bepaalde “denkbeeldige verdrinkingsgraad” S' (%), die gedefinieerd is als:

$$S' = 100 \cdot \frac{(h_d - 13,982) + 2,316}{(h_u - 13,982) + 2,316} \quad (5)$$

Op basis van de eerder genoemde definitie voor de grens tussen gestuwde en ongestuwde afvoer blijkt dus dat er sprake is van benedenstroomse opstuwung voor $f < 0,99$ en $S' > 71,5\%$.

De waterstand aan de benedenstroomse zijde van de Pannerdensche overlaat h_d is gemeten achter de linker geleidedam.

3.3 WAQUA modellering

Om de afvoercoëfficiënt te bepalen van de als barrier geschematiseerde Pannerdensche overlaat is een klein WAQUA model gebouwd, op het 20 m rooster en gebaseerd op de j95_4 schematisatie. Het geschematiseerde modelgebied komt in grote lijnen overeen met het gebied dat in het schaalmodel van Waterloopkundig Laboratorium (1982), ten behoeve van de bepaling van de afvoerbetrekking, is gemodelleerd. Het model beslaat dus ongeveer het gebied dat in bijlage A.1 wordt getoond.

Ten behoeve van deze modellering is in Baseline de kade die de Pannerdensche overlaat representeert verwijderd, evenals de daarbij behorende $h_{\text{verschillijn}}$. Daarvoor in de plaats is een kunstwerk ingebracht. Opvallend is dat de linker geleidedam in de Baselineschematisatie ontbrak, terwijl er vanuit mag worden gegaan dat deze een wezenlijk onderdeel vormt van de werking van de Pannerdensche overlaat. Omdat hoogte-informatie van de geleidedam ontbrak, maar de geleidedam in principe hoogwatervrij moet zijn, is deze linker geleidedam geschematiseerd als hoogwatervrije lijn.

Het niveau van de oorspronkelijke Pannerdensch overlaat in Baseline komt overeen met het niveau van de waterpassing uit 1980 (zie bijlage A.5). De totale lengte van de Pannerdensch overlaat bedraagt 108,395 m. De linker 80 m van de Pannerdensch overlaat heeft een min of meer een constant niveau van 13,982 m + NAP. Het niveau van het rechtergedeelte (orde 30 m lang) loopt geleidelijk vanaf dit niveau op tot 14,557 m + NAP.

WAQUA biedt alleen de mogelijkheid om aan een barrier een constant niveau mee te geven. Een variabele hoogte zou dan trapsgewijs, via verschillende geschakelde barriers moeten worden opgelost. Dit is uit het oogpunt van werkbaarheid en vanuit hydraulisch perspectief niet een wenselijke aanpak. In overleg met de opdrachtgever is daarom besloten de barrier een constant niveau van 13,982 m + NAP mee te geven en wordt het deel met variabele hoogte verdisconteerd in de af te regelen barriercoëfficiënt. Onder maatgevende omstandigheden ligt de bovenstroomse waterstand al ruim een meter hoger dan het hoogste punt van de Pannerdensch overlaat en wordt deze aanpak als de thans beste optie gezien. Maar ook voor lagere afvoeren zal de barriercoëfficiënt voldoende compenseren voor de iets overschatte breedte van de Pannerdensch overlaat in het model.

Een overzicht van het WAQUA deelmodel van de Pannerdensch overlaat wordt getoond in bijlage A.6.

Ten westen (links) van, en dwars op, de linker geleidedam ligt een kade die bij afvoeren boven circa 750 m³/s zal overstromen. Om dit binnen deze afregeling te voorkomen, en dus te garanderen dat al het inkomende water daadwerkelijk de Pannerdensch overlaat zal passeren, is deze kade tijdelijk verhoogd naar 20 m + NAP. De waterstandsuitvoerpunten achter de linker geleidedam, te weten: `gdam_links_binnen1` (bovenstrooms) en `gdam_links_binnen2` (benedenstrooms) zijn de cruciale waterstandsuitvoerpunten die met de genoemde afvoerbetrekking zullen worden vergeleken.

3.4 Kalibratie van de Pannerdensch overlaat

Ten behoeve van de kalibratie van de Pannerdensch overlaat wordt de barriercoëfficiënt van deze constructie binnen WAQUA zodanig aangepast dat de berekende bovenwaterstand zo goed mogelijk correspondeert met de waterstand uit de afvoerbetrekking. Een test met respectievelijk een eddyviscositeit van 0,5 en 1 m²/s gaf dermate kleine verschillen (enkele mm's) in berekende waterstand dat voor de verdere kalibratie is uitgegaan van een eddyviscositeit van 1 m²/s. De tijdstap is vastgesteld op 0,1 min.

Aan beschikbare kalibratie- en maatgevend hoogwaterberekeningen (gebaseerd op het 40 m rooster) is de maximale afvoer ontleend die ten tijde van de top van het betreffende hoogwater ongeveer door de groene rivier bij Pannerden loopt en dus de overlaat zal passeren (zie Tabel 3-1). Op basis hiervan is er voor gekozen de kalibratie te baseren op afvoeren over de Pannerdensche overlaat van respectievelijk 150 m³/s, 300 m³/s, 450 m³/s en 800 m³/s.

Tabel 3-1 Indicatie van topafvoeren door de Groene rivier bij Pannerden

afvoersituatie	Q (m ³ /s)
hoogwater 1993	370
hoogwater 1995	445
T1250	823

Alle berekende waterstanden zullen worden vergeleken met de waterstanden uit de afvoerbetrekking voor het opgelegde debiet. Berekende bovenwaterstanden die gestuwd blijken te zijn zullen hiervoor eerst worden vertaald naar hun ongestuwde equivalent, waarna ze kunnen worden vergeleken met de ongestuwde afvoerbetrekking conform bijlage A.3. Dit verdient nog enige uitleg. Voor één debiet over de overlaat kan de bovenwaterstand gestuwd of ongestuwd zijn, afhankelijk van de benedenstrooms ingestelde waterstand. Bij een overeenkomend debiet ligt de ongestuwde waterstand dus altijd lager dan zijn gestuwde equivalent, waarbij equivalent dus betrekking heeft op het feit dat het debiet over de overlaat gelijk is. Met andere woorden: $Q_{gestuwd} = Q_{ongestuwd}$. Nu kunnen dus vergelijking 2 en 4 gelijk gesteld worden en de volgende relatie worden gevonden:

$$h_{u,ongestuwd}(Q) = f^{1,543} \cdot (h_{u,gestuwd}(Q) - 13,982) + 13,982 \quad (6)$$

Van de belangrijkste kalibratieberekeningen worden hieronder de berekende waterstanden gepresenteerd (al dan niet vertaald naar hun ongestuwde equivalent), evenals het verschil van de berekening met de afvoerbetrekking (Tabel 3-2).

Tabel 3-2 Berekende bovenwaterstanden vergeleken met de waterstanden uit de afvoerbetrekking

ber.	BC	Q	h _u _berekend	h _d _berekend	Gest- uwd	S'	f	h _u _berekend_ ongestuwd	h _u _afvoer betrekking	verschil
	(-)	(m ³ /s)	(m+NAP)	(m+NAP)			(-)	(m+NAP)	(m+NAP)	(m)
1	1,03	150	14,844	11,570	nee	-	-	14,844	14,836	0,008
2	1,03	150	14,844	13,981	ja	72,859	0,985	14,835	14,836	0,000
3	1,09	800	16,511	11,871	nee	-	-	16,511	16,508	0,003
4	1,09	800	16,511	15,250	ja	73,979	0,982	16,481	16,508	-0,027
5	1,08	450	15,721	11,728	nee	-	-	15,721	15,722	-0,001
6	1,06	300	15,326	11,653	nee	-	-	15,326	15,320	0,006
7	1,06	300	15,326	14,499	ja	77,406	0,96	15,291	15,320	-0,029

Voor de lagere afvoer ($150 \text{ m}^3/\text{s}$) wordt een barriercoëfficiënt (BC) van 1,03 gevonden, voor de middelgrote afvoer (300 en $450 \text{ m}^3/\text{s}$) is een barriercoëfficiënt van 1,06 en 1,08 afgeleid, terwijl voor de hogere afvoeren ($800 \text{ m}^3/\text{s}$) slechts een iets hogere barriercoëfficiënt van 1,09 is vereist. Een figuur waarin de berekende bovenwaterstanden worden vergeleken met de afvoerbetrekking wordt getoond in bijlage A.7.

Opvallend is dat, waar volgens de afvoerbetrekking sprake zou zijn van benedenstroomse beïnvloeding van de bovenwaterstanden deze opstuwung in de met WAQUA berekende waterstanden niet wordt waargenomen.

De afgeleide barriercoëfficiënten zijn in bijlage A.8 uitgezet tegen de afvoer. De lijn door deze punten geeft een indicatie van de barriercoëfficiënten voor tussenliggende afvoeren.

Er wordt opgemerkt dat WAQUA geen mogelijkheden biedt voor variabele of afvoerafhankelijke barriercoëfficiënten, zodat deze gedurende een berekening niet kan worden aangepast. Daarom moet vooraf een goede keuze voor één barriercoëfficiënt worden gemaakt. Het mag duidelijk zijn dat voor permanenties deze keuze eenvoudiger is dan voor dynamische berekeningen.

Een inschatting dient te worden gemaakt van de meest representatieve afvoer over de Pannerdensch overlaat, waarna uit

Tabel 3-2 of bijlage A.8 de afvoercoëfficiënt kan worden afgeleid. Voor dynamische berekeningen kan eventueel worden uitgegaan van de belangrijkste afvoer, bijvoorbeeld de hoogste.

3.5 Vergelijking met originele aanpak

Om aan te kunnen geven of de nieuwe aanpak met barrier en kalibratie daadwerkelijk een verbetering betekent, is er een aantal vergelijkingsberekeningen uitgevoerd. Berekening 3 en 5 zijn herhaald met een schematisatie waarin de barrier weer vervangen is door de oude overlaat en waarin de ontbrekende geleidedam respectievelijk wel (berekening 3B en 5B) en niet (berekening 3C en 5C) is ingebracht. De berekeningsresultaten worden getoond in Tabel 3-3. Daarnaast zijn deze resultaten ook vergeleken met de afvoerbetrekking, zie bijlage A.9.

Tabel 3-3 Berekende bovenwaterstanden via de oorspronkelijke schematisering van de Pannerdensch overlaat vergeleken met de waterstanden uit de afvoerbetrekking

ber.	BC	Q	$h_{u_berekend}$	$h_{d_berekend}$	Gest- uwd	S'	f	$h_{u_berekend_ongestuwd}$	$h_{u_afvoer_betrekking}$	verschil
	(-)	(m^3/s)	(m+NAP)	(m+NAP)			(-)	(m+NAP)	(m+NAP)	(m)
3B	n.v.t.	800	16.728	11.840	nee	3.438	-	16.728	16.508	0.220
3C	n.v.t.	800	16.627	12.113	nee	9.008	-	16.627	16.508	0.119
5B	n.v.t.	150	15.876	11.717	nee	1.207	-	15.876	15.722	0.154
5C	n.v.t.	150	15.824	11.823	nee	3.773	-	15.824	15.722	0.103

De berekende waterstanden liggen hierbij 10 tot 20 cm hoger dan volgens de afvoerbetrekking het geval zou moeten zijn. Daarnaast wordt de invloed van de ontbrekende geleidedam duidelijk, namelijk meer concentratie van de stroming over de Pannerdensche overlaat, met wat hogere waterstanden als gevolg.

3.6 Conclusies

In het 20 m model van de Rijntakken wordt de Pannerdensche overlaat niet meer als “overlaat”, maar als “barrier” geschematiseerd. Daartoe is de barriercoëfficiënt van de Pannerdensche overlaat in WAQUA gekalibreerd. Op basis van de berekeningen wordt een barriercoëfficiënt gevonden tussen 1,03 voor een afvoer over de overlaat van 150 m³/s, 1,08 voor een afvoer van 450 m³/s en 1,09 voor een afvoer van 800 m³/s over de overlaat. Opvallend is dat er in de berekeningen geen sprake is van benedenstroomse beïnvloeding van de bovenwaterstanden (opstuwing), terwijl dat volgens de betrekkinglijnen wel zou spelen.

Omdat de barriercoëfficiënt voor de hogere afvoeren onderling slechts in zeer geringe mate verschilt wordt voor de hoogwaterkalibratie en maatgevende afvoerberekeningen een barriercoëfficiënt van 1,09 geadviseerd. Deze coëfficiënt is ook in de vervolgberekeningen toegepast.

Voor afwijkende afvoeren tussen 150 m³/s en 800 m³/s over de overlaat kan bijlage A.8 worden gebruikt voor het bepalen van de meest geschikte barriercoëfficiënt. Opgemerkt wordt dat deze bijlage alleen geldig is voor dit afvoerbereik.

De aanpak met een barrier blijkt een verbetering te zijn ten opzichte van de oorspronkelijke aanpak waarbij de Pannerdensche overlaat als kade (overlaat) werd geschematiseerd.

4 Kalibratie afvoergolf 1995

Naast kalibratie van het WAQUA model van de Rijntakken op het hoogwater van 1995 wordt ook gekalibreerd op de kleine afvoergolf die voor het feitelijke hoogwater uitgaat. Dit wordt in het vervolg gemakshalve laagwaterkalibratie genoemd. De hoogste afvoer bij Lobith voor dit deze golf bedroeg $3797,5 \text{ m}^3/\text{s}$. De methode en resultaten van de laagwater- en de hoogwaterkalibratie worden in dit hoofdstuk beschreven.

4.1 Schematisatie kalibratiemodellen

De kalibratie is verricht voor de deelmodellen van de Waal, IJssel, Neder-Rijn en het splitsingspuntenmodel op het hoogwater van 1995 en de golf voorafgaand aan het hoogwater. Hiertoe is de j95_4 Baselineschematisatie vertaald naar het 20 m rooster. Bijlage B.2 geeft een indruk van de contouren van de deelmodellen. In het model is de Pannerdensch overlaat ingebracht als barrier met de gekalibreerde afvoercoëfficiënten gelijk aan 1,09, zoals eerder bepaald.

Qua uitgangspunten is zo dicht mogelijk aangesloten bij de gehanteerde uitgangspunten van het hr2006_4 model (Van Velzen et.al, 2007). Al de bovengenoemde modellen hebben een identieke bovenrand bij Emmerich, ter plaatse van rkm 854,7, waarbij speciaal gelet is op zo recht mogelijke instroming in het zomerbed en waarbij tevens getracht is zo dicht mogelijk bij de oorspronkelijke bovenrand van het 40 m model te blijven. Om aan bovenstaande eisen te voldoen is de bovenrand niettemin circa 1.400 m in benedenstroomse richting verschoven.

De benedenranden zijn voor de verschillende kalibratiemodellen gelegd op de volgende MSW locaties:

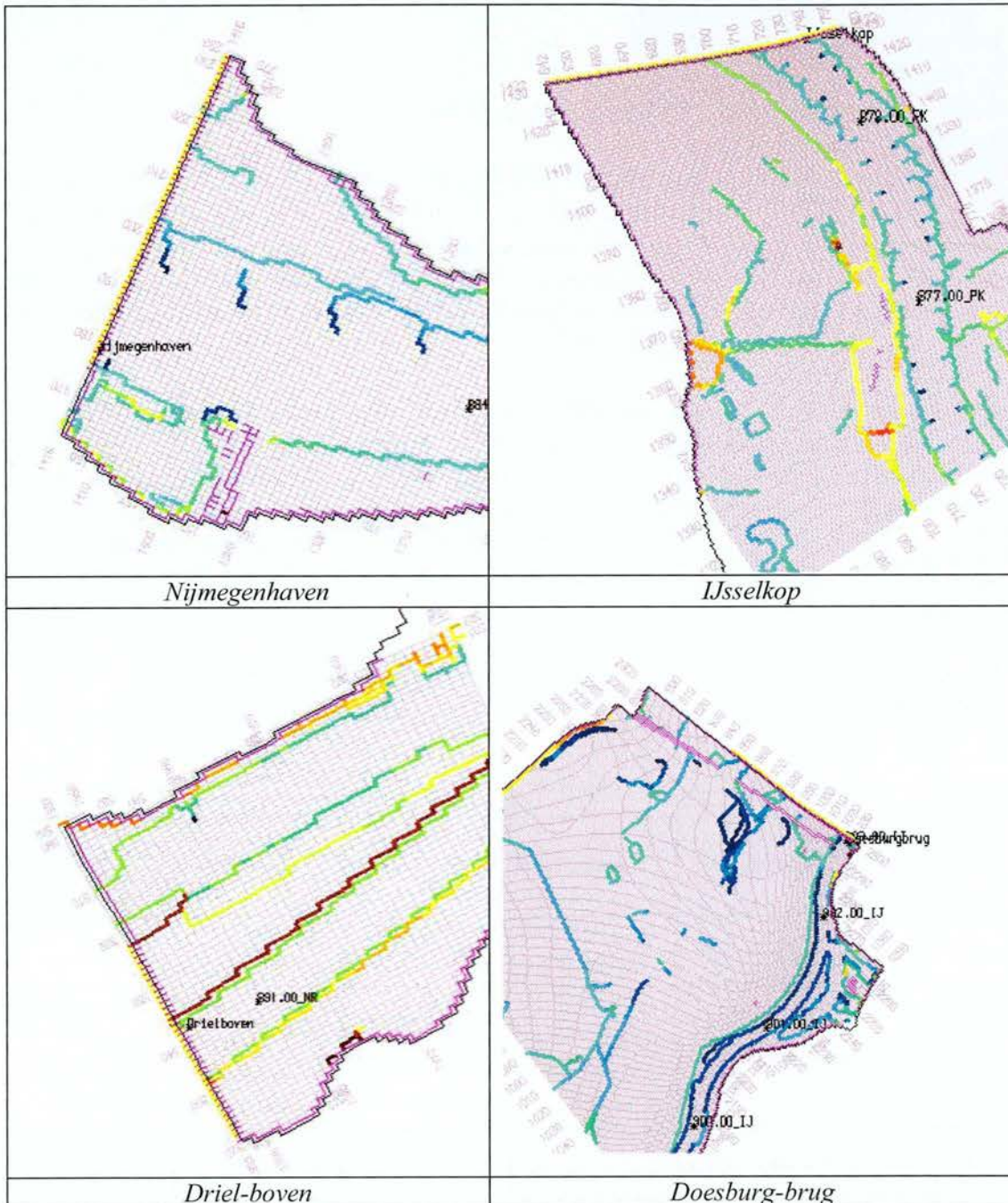
Tabel 4-1 Locatie benedenranden kalibratiemodellen

nr	Deelmodel	rand Waal	rand Pannerdensch kanaal	rand IJssel	rand Neder-Rijn
1.	Waal	MSW Hardinxveld	MSW IJsselkop	-	-
2.	Neder-Rijn	MSW Nijmegenhaven	-	MSW Doesburg	MSW Krimpen a/d Lek
3.	IJssel	MSW Nijmegenhaven	-	MSW Ketelbrug	MSW Driel boven
4.	Splitsingspunten	MSW Nijmegenhaven	-	MSW Doesburg	MSW Driel boven

Figuur 4-1 toont de breedte van deze benedenranden ten opzichte van de totale beschikbare breedte. In de rand bij Driel Boven is de sluis weggelaten. Uit oude berekeningen blijkt dat er tijdens de top van het hoogwater nog geen $5 \text{ m}^3/\text{s}$ door- of overheen stroomt.

Daarnaast is de waterstand in het aanlooptraject naar dit sluispand gekoppeld aan een meer bovenstrooms gelegen locatie, waardoor in dit gedeelte de MSW waarden van Driel Boven onvoldoende representatief zijn.

De rand bij Doesburg is vanaf de oostelijke bandijk doorgezet tot net voorbij de tweede opening/brug van de N327 in de Beimerwaard, omdat deze opening significant meestroomt. Bij Nijmegenhaven zit de zuidelijke plas niet in de benedenrand, omdat deze tijdens het hoogwater van 1995 ook niet meestroomde, getuige oude WAQUA berekeningen.



Figuur 4-1 Benedenranden op de Waal bij Nijmegenhaven (rechtsboven), op het Panmerdensch kanaal ter plaatse van de IJsselkop (rechtsboven), op de Nederrijn bij Driel Boven (linksonder) en op de IJssel bij Doesburgbrug (rechtsonder).

Aan de bovenrand bij Emmerich is de gecorrigeerde afvoer bij Lobith (uurwaarden) opgelegd. De afvoer bij Lobith is gebaseerd op de Qf-relatie en de correctie heeft betrekking op de topvervlakking en faseverschuiving tussen Lobith en Emmerich.

De correctie zoals bepaald voor het 40 m model is overgenomen, waarbij dus is aangenomen dat deze nog geldig is in het nieuwe 20m model.

Aan de benedenranden zijn bij de Ketelbug de gemeten uurwaterstanden opgelegd en bij Hardinxveld en Krimpen a/d Lek 10-minuten waterstanden.

Ten behoeve van het bepalen van de afvoer over de splitsingspunten is een aantal debietcross-secties overgenomen van het 40 m model. Dit bleek soms door de aard van het 20 m rooster niet mogelijk. Uit oogpunt van rivierkundige eisen is dit rekenrooster hier en daar slecht te noemen. Op delen is het rooster meer rechthoekig dan curvilineair en het zomerbed (normaallijnen) wordt op verschillende trajecten niet of slecht gevolgd.

4.2 Kalibratieprocedure

Voor de kalibratie is gebruik gemaakt van de automatische kalibratietool Calibriv (Vollebregt, E.A.H. en C. van Velzen, 2004). Met de tool worden achter elkaar berekeningen uitgevoerd, waarbij tussen de berekeningen, op basis van geconstateerde verschillen tussen gemeten en berekende waterstanden binnen een opgegeven venster, de alpha-waarden van de alluviale ruwheidsvoorspeller van vooraf gedefinieerde ruwheidstrajecten worden aangepast, zodanig dat de waterstandsverschillen worden geminimaliseerd.

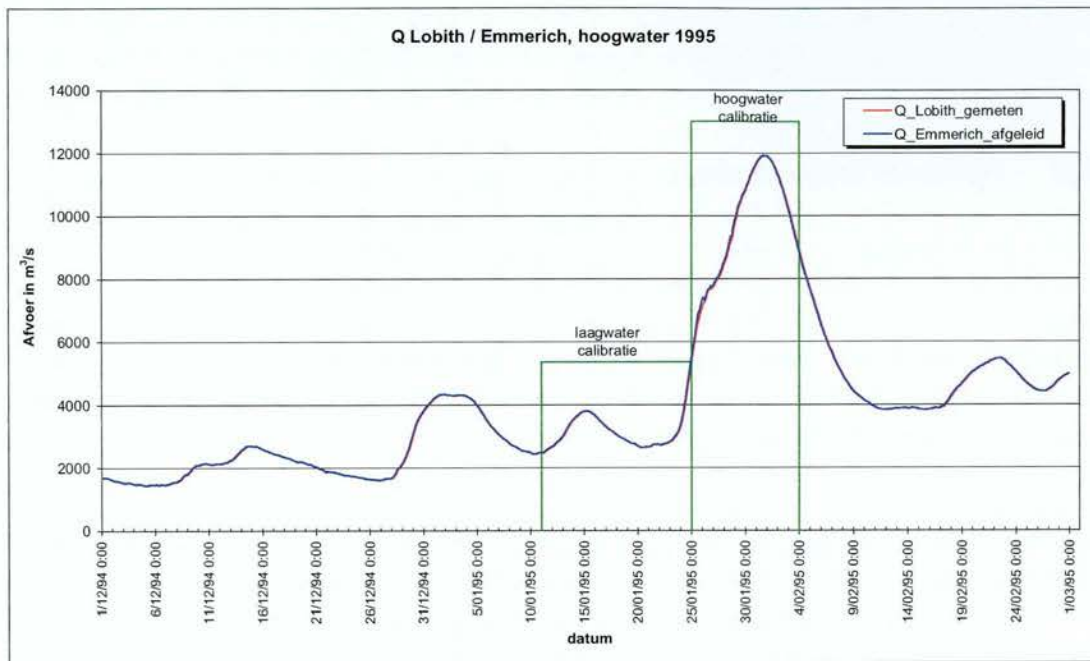
Uitgangspunt is dat de ruwheden van het winterbed correct zijn en alleen de ruwheid van het zomerbed aanpassing behoeft. Dit uitgangspunt is ook bij de kalibratie van het hr2006_4 model toegepast. Na overleg met de opdrachtgever is toch uitgegaan van een eddyviscositeit van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$. Aangezien het rooster weer fijner is geworden ten opzichte van het 40 m rooster, is het theoretisch gezien ook de verwachting dat de eddy viscositeitswaarde zal afnemen. (NB. de lagere eddy viscositeit in het oudere 100 m model t.o.v. het 40 m model, is indertijd niet echt onderbouwd geweest). Daarenboven leverde een eddy viscositeit van $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ op het 40 m rooster over het algemeen een relatief glad zomerbed op. De alpha-waarden en dus de ruwheden worden wat hoger bij een eddy viscositeit van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ en benaderen daardoor meer hetgeen in werkelijkheid verwacht zou worden. Om het verschil in alpha-waarden bij een eddyviscositeit van $1 \text{ m}^2/\text{s}$ te bekijken is alleen voor de hoogwatergolf een aparte kalibratieslag met een eddyviscositeit van 1 uitgevoerd.

De kalibratieberekening van het laagwater besloeg de periode tussen 11 januari 1995 en 25 januari 1995 (Figuur 4-2). Als initiële condities zijn de waterstanden en snelheden opgelegd van een permanentiesom met $2.400 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith, op basis van de gekalibreerde ruwheden van het 40 m rooster. Deze afvoer komt overeen met de startafvoer bij Lobith. Bij Lobith is deze afvoer een redelijk goede maat, meer benedenstrooms treden grotere afwijkingen op.

De kalibratieberekening van het hoogwater besloeg de periode tussen 25 januari 1995 en 4 februari 1995. Als initiële conditie zijn hier de waterstanden en snelheden van de laatste aansluitende tijdstap van de laagwaterkalibratieberekeningen gebruikt.

Voor wat betreft de laagwaterkalibratie sturen de stuwen in de Neder-Rijn op gemeten waterstanden op de dichtstbijzijnde bovenstroomse meetpunten.

Voor het echte hoogwater van 1995 zijn de stuwen geheel opengezet, zoals dat ook in de kalibratie van het hr2006_4 model het geval was, waarbij toentertijd werd beredeneerd dat hier van sprake is voor dergelijke. Eén testberekening is uitgevoerd waarbij de stuwen wel op gemeten waterstanden stuurden, maar dit leidde niet tot verbeteringen in de beschrijving van de waterstanden. Voor de verificatiesom op het hoogwater van 1993 is eenzelfde test uitgevoerd. Voor dit hoogwater bleek de waterstandsbeschrijving wel te verbeteren als werd gestuurd op gemeten gemeten waterstanden. Nader onderzoek naar het beste stuurgedrag voor de verschillende hoogwaters wordt aanbevolen.



Figuur 4-2 Afvoer bij Lobith en Emmerich en de gesimuleerde periode van de kalibratieberekening

De kalibratie vond plaats voor de gemeten waterstanden op de MSW locaties.

De vensters waarbinnen berekende en gemeten waterstanden met elkaar worden vergeleken staan vermeld in Tabel 4-2 voor het laagwater en in Tabel 4-3 voor het hoogwater. Een venster beslaat een periode van 48 uur rond de lokale hoogste waterstand (24 uur voor en 24 uur na).

Tabel 4-2 Kalibratievensters MSW locaties, Laagwater 1995

MSW-station	Top-stand	Toptijd	Toptijd - 24 uur	Toptijd + 24 uur	Topuur t.o.v. 1/12/199 4: 00:00	Topuur -24 uur t.o.v. 1/12/199 4: 00:00	Topuur +24 uur t.o.v. 1/12/199 4: 00:00
Boven-Rijn							
Lobith	11.89	15/01/95 9:00	14/01/95 9:00	16/01/95 9:00	1089	1065	1113
Pannerdense Kop	11.49	15/01/95 11:00	14/01/95 11:00	16/01/95 11:00	1043	1067	1115
Pannerdensch kanaal							
IJsselkop	10.35	15/01/95 12:00	14/01/95 12:00	16/01/95 12:00	1044	1068	1116
Waal							
Nijmegen-haven	9.74	15/01/95 17:00	14/01/95 17:00	16/01/95 17:00	1097	1073	1121

MSW-station	Top-stand	Toptijd	Toptijd – 24 uur	Toptijd + 24 uur	Topuur t.o.v. 1/12/1994; 00:00	Topuur -24 uur t.o.v. 1/12/1994; 00:00	Topuur +24 uur t.o.v. 1/12/1994; 00:00
Tiel-Waal	6.57	15/01/95 20:00	14/01/95 20:00	16/01/95 20:00	1100	1076	1124
Zaltbommel	3.76	15/01/95 23:00	14/01/95 23:00	16/01/95 23:00	1103	1079	1127
Vuren	1.81	15/01/95 19:00	14/01/95 19:00	16/01/95 19:00	1099	1075	1123
Neder-Rijn / Lek							
Driel-boven	8.52	15/01/95 19:00	14/01/95 19:00	16/01/95 19:00	1099	1075	1123
Driel-beneden	8.43	15/01/95 19:00	14/01/95 19:00	16/01/95 19:00	1099	1075	1123
Amerongen-boven	4.47	16/01/95 2:00	15/01/95 2:00	17/01/95 2:00	1106	1082	1130
Amerongen-beneden	4.4	16/01/95 2:00	15/01/95 2:00	17/01/95 2:00	1106	1082	1130
Culemborg-brug	2.62	15/01/95 20:00	14/01/95 20:00	16/01/95 20:00	1100	1076	1124
Hagestein-boven	2.13	15/01/95 19:00	14/01/95 19:00	16/01/95 19:00	1099	1075	1123
Hagestein-beneden	2.11	15/01/95 19:00	14/01/95 19:00	16/01/95 19:00	1099	1075	1123
Schoonhoven	1.52	15/01/95 4:00	14/01/95 4:00	16/01/95 4:00	1084	1060	1108
IJssel							
Doesburg-brug	8.28	16/01/95 1:00	15/01/95 1:00	17/01/95 1:00	1105	1081	1129
Zutphen-noord	6.13	16/01/95 7:00	15/01/95 7:00	17/01/95 7:00	1111	1087	1135
Olst	3.57	16/01/95 15:00	15/01/95 15:00	17/01/95 15:00	1119	1095	1143
Katerveer	1.4	16/01/95 19:00	15/01/95 19:00	17/01/95 19:00	1123	1099	1147
Kampen	0.26	16/01/95 22:00	15/01/95 22:00	17/01/95 22:00	1126	1102	1150

De kalibratie is in de volgende volgorde uitgevoerd:

1. Het Splitsingspuntenmodel is als eerste afgeregeld, waarbij alle trajecten bovenstrooms van Nijmegenhaven, Driel-Boven en Doesburg-brug zijn gekalibreerd. De berekende waterstanden en afvoeren over de splitsingspunten zijn vergeleken met metingen. De alpha-waarden van de trajecten in het splitsingspuntenmodel worden hierna niet meer aangepast. Er is gekalibreerd totdat het waterstandsverschil tussen berekende en gemeten waterstanden op de MSW locaties minder dan 5 mm bedroeg en de fout in afvoerverdeling zo klein mogelijk.
2. Hierna worden de drie andere deelmodellen afgeregeld, waarbij alleen de benedenstrooms van het splitsingspuntenmodel gelegen trajecten in de kalibratie zijn meegenomen.

Bovenstaande methode wijkt iets af van de voor het 40 m model (hr2006-4) gehanteerde methode, waarbij de takken eerst zo goed mogelijk werden afgeknipt en op iedere tak hard een berekende afvoergolf werd opgelegd. Na kalibratie van de afzonderlijke takken werden dan alleen nog het Pannerdensch kanaal en de Boven-Rijn afgeregeld. In het geval van een goede knip bleef de afvoerverdeling in stand.

De hier gehanteerde huidige methode vereist ook controle van de debietsverdeling achteraf, maar vraagt ook iteratie als de verdeling onjuist is.

In bovenstaande aanpak zijn er twee vrijheidsgraden, namelijk de afvoer en de waterstand, vrijgelaten. Er is enige discussie geweest of dit een goede aanpak is, en of niet de afvoer per tak moet worden vastgezet. Aan de hand van het volgende gedachtenexperiment wordt gedemonstreerd dat bovenstaande aanpak een eenduidige set alpha-waarden zou moeten opleveren en dus kan worden toegepast.

1. We beschouwen het splitsingspunt van de Pannerdensch kop en gaan er van uit dat het debiet op het splitsingspunt juist is. Stel dat de ruwheid van het Pannerdensch kanaal te hoog is ingesteld, dan zal er teveel water de Waal opgaan. Om de juiste afvoerverdeling te krijgen zal vervolgens de ruwheid van de Waal navenant moeten stijgen. Dit levert echter een probleem op met de juiste representatie van de waterstand op de Pannerdensch kop, m.a.w. deze zal worden overschat. Derhalve zal alleen een verlaging van de ruwheid van het Pannerdensch kanaal uitkomst bieden om zowel de waterstand als de debietsverdeling goed te krijgen. Derhalve is er slechts één combinatie en verhouding van alpha-waarden mogelijk waarbij zowel de afvoerverdeling als de waterstand klopt.
2. Voor de Boven-Rijn werkt MSW-locatie Pannerdensch kop, waarop wordt gekalibreerd, als een soort benedenrandvoorwaarde.

Een ander verschil is dat de binnenbocht bij de vaste laag bij Nijmegen nu ook direct in de kalibratie wordt betrokken. Uit eerdere onderzoeken is namelijk afgeleid dat deze een factor is van de k-waarde van de omliggende alluviale bodem. Als voorafgaand aan de kalibratie (initieel) deze verhouding al wordt vastgelegd in de ruwheidsfile dan blijft deze verhouding gedurende het kalibratieproces bestaan mits beide trajecten op het zelfde waterstandspunt (Pannerdensch kop) sturen.

Tabel 4-3 Kalibratievensters MSW locaties, Hoogwater 1995

MSW-station	Top-stand	Toptijd	Toptijd – 24 uur	Toptijd + 24 uur	Topuur t.o.v. 1/12/199 4; 00:00	Topuur -24 uur t.o.v. 1/12/199 4; 00:00	Topuur +24 uur t.o.v. 1/12/199 4; 00:00
Boven-Rijn							
Lobith	16.66	31/01/95 21:00	30/01/95 21:00	01/02/95 21:00	1485	1461	1509
Pannerdense Kop	15.84	31/01/95 22:00	30/01/95 22:00	01/02/95 22:00	1486	1462	1510
Pannerdensch kanaal							
IJsselkop	13.98	31/01/95 21:00	30/01/95 21:00	01/02/95 21:00	1485	1461	1509
Waal							
Nijmegen-haven	13.53	01/02/95 00:00	31/01/95 00:00	02/02/95 00:00	1488	1464	1512
Tiel-Waal	10.27	01/02/95 06:00	31/01/95 06:00	02/02/95 06:00	1494	1470	1518
Zaltbommel	7.44	01/02/95 11:00	31/01/95 11:00	02/02/95 11:00	1499	1475	1523
Vuren	4.81	01/02/95 21:00	31/01/95 21:00	02/02/95 21:00	1509	1485	1533
Neder-Rijn / Lek							
Driel-boven	11.97	01/02/95 04:00	31/01/95 04:00	02/02/95 04:00	1492	1468	1515
Driel-beneden	11.88	01/02/95 06:00	31/01/95 06:00	02/02/95 06:00	1494	1470	1518
Amerongen-boven	8.14	01/02/95 09:00	31/01/95 09:00	02/02/95 09:00	1497	1473	1521
Amerongen-beneden	8.12	01/02/95 11:00	31/01/95 11:00	02/02/95 11:00	1499	1475	1523
Culemborg-brug	6.28	01/02/95 21:00	31/01/95 21:00	02/02/95 21:00	1509	1485	1533
Hagestein-boven	5.62	01/02/95 22:00	31/01/95 22:00	02/02/95 22:00	1510	1486	1534
Hagestein-beneden	5.55	01/02/95 22:00	31/01/95 22:00	02/02/95 22:00	1510	1486	1534

MSW-station	Top-stand	Toptijd	Toptijd – 24 uur	Toptijd + 24 uur	Topuur t.o.v. 1/12/1994; 00:00	Topuur -24 uur t.o.v. 1/12/1994; 00:00	Topuur +24 uur t.o.v. 1/12/1994; 00:00
Schoonhoven	3.44	01/02/95 19:00	31/01/95 19:00	02/02/95 19:00	1507	1483	1531
IJssel							
Doesburg-brug	10.59	01/02/95 12:00	31/01/95 12:00	02/02/95 12:00	1500	1476	1524
Zutphen-noord	8.46	01/02/95 18:00	31/01/95 18:00	02/02/95 18:00	1506	1482	1530
Olst	6.02	02/02/95 15:00	01/02/95 15:00	03/02/95 15:00	1527	1503	1551
Katerveer	3.84	02/02/95 22:00	01/02/95 22:00	03/02/95 22:00	1534	1510	1558
Kampen	2.15	02/02/95 15:00	01/02/95 15:00	03/02/95 15:00	1536	1512	1560

Ten opzichte van de uitgangspunten zoals gehanteerd bij de kalibratie van het model voor HR 2006 (Van Velzen et.al, 2007) zijn de volgende wijzigingen nodig geweest:

- MSW locatie Vuren is één cel in m-richting, richting zomerbed, opgeschoven, omdat de oorspronkelijke cel na Baselineconversie omkaad bleek te zijn en te laat ging meestromen waardoor de kalibratie onrealistische resultaten opleverde.
- Voorgaande geldt ook voor MSW locatie Schoonhoven.
- Meetpunt Pannerden valt te snel droog, c.q. ligt te hoog, als de bodemligging ter plaatste wordt vergeleken met de gemeten waterstand. Derhalve is dit meetpunt ook één cel in m-richting, richting zomerbed, opgeschoven.
- Op basis van de WAQUA bodemligging ter plaatste van meetpunt Keteldiep en de gemeten waterstand blijkt dit meetpunt te lang droog te blijven. Derhalve is dit meetpunt 2-cellen in m-richting, in de richting van het zomerbed, opgeschoven.
- Meetpunt Culemborg spoorbrug blijft gedurende de hele afvoergolf droog, terwijl dit niet uit de waterstandsmetingen blijkt. Derhalve is dit meetpunt 2-cellen in m-richting, en door de oriëntatie van het rooster ook 1 cel in n-richting, richting rivier, opgeschoven.

Bovenstaande wijzigingen zijn op WAQUA niveau doorgevoerd en niet in Baseline! Controle en aanpassing op Baselineniveau wordt aanbevolen. Ten aanzien van de meetpunten kan dan evt. worden onderzocht of deze mogelijk met een buis de rivier in steken en de x,y locaties in Baseline mogelijk gecorrigeerd moeten worden naar het eigenlijke meetpunt.

4.3 Kalibratie laagwater 1995

4.3.1 Kalibratieresultaten

De kalibratieresultaten worden onderverdeeld in 3 categorieën:

1. op waterstandsniveau;
2. op afvoerniveau;
3. op alpha-waarde-niveau (ruwheidsniveau).

Bovenstaande categorieën worden hierna beschreven.

4.3.2 Berekende waterstanden

De berekende waterstanden na kalibratie worden vergeleken met de gemeten waterstanden voor zowel de MSW stations, waarop daadwerkelijk is afgeregeld, als ook op de peilschaalmeetpunten waar niet op is afgeregeld.

Deze confrontatie wordt in figuren getoond in Bijlage C.1. Voor de bovenstreams gelegen overeenkomende MSW-stations worden de resultaten van het splitsingspunten-model gepresenteerd, met uitzondering van de MSW-stations op de benedenranden van het splitsingspunten-model. Voor deze en de overige stations worden de resultaten van de andere deelmodellen gepresenteerd.

De figuren in Bijlage C.1 tonen weliswaar het grootschalige beeld, maar geven onvoldoende inzicht in de absolute kwantitatieve verschillen rond de top van het hoogwater.

Derhalve worden voor de MSW-stations en de peilschaalmeetpunten de kwantitatieve verschillen weergegeven in Tabel 4-4.

De volgende zaken worden opgemerkt:

- Waal: na de kleine afvoergolf worden op de Waal benedenstreams van Nijmegen te hoge waterstanden berekend. Bij lagere afvoeren dan de onderzochte afvoer van 3797,5 m³/s bij Lobith is hier dus een verdere ruwheidsverlaging noodzakelijk.
- Neder-Rijn: hoewel min of meer de eigenlijke stuwstanden in het model worden opgedrukt, lijken de stuwen in het model nog te veel weerstand te geven. Aanbevolen wordt de juiste afvoercoëfficiënten van de stuwen te bepalen, aangezien deze nog op de default-waarden 1,0 staan. Meetpunt Grebbe ligt verder vermoedelijk ook niet volledig goed.
- IJssel: de handmatige verschuiving van meetpunt Keteldiep richting zomerbed leidt tot een betere weergave van de lokale waterstand.
- Alle: een redelijk groot aantal meetpunten blijft droog gedurende deze afvoer.

Gemiddeld over alle MSW locaties bedraagt de afwijking binnen het venster -0,1 cm en 1,4 cm als de verschillen absoluut worden gemiddeld. Voor alle meetpunten gezamenlijk bedraagt de afwijking 0,5 cm en de absoluut gemiddelde afwijking 3,0 cm.

Het verschil van de toppen bedraagt -0,6 cm voor de MSW-stations gezamenlijk (1,3 cm absoluut gemiddeld) en 0,4 cm voor alle stations gezamenlijk (2,6 cm absoluut gemiddeld).

Tabel 4-4 Kwantitatieve verschillen in waterstand binnen het kalibratievenster tussen berekening en metingen voor de laagwaterkalibratie

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
Boven-Rijn					
Lobith	-0,004	0,008	11,890	11,876	-0,015
Pannerdenschekop	0,000	0,008	11,490	11,475	-0,015

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
Pannerdensch kanaal					
<i>Groenrivpanboven</i>	-	-	-	-	-
<i>Groenrivpanbeneden</i>	-	-	-	-	-
<i>Pannerden</i>	-0,034	0,034	11,040	11,018	-0,022
IJsselkop	0,001	0,009	10,350	10,345	-0,005
Waal					
<i>Erlecomboven</i>	-0,045	0,045	10,990	10,944	-0,046
<i>Erlecombeneden</i>	-0,046	0,046	10,690	10,651	-0,039
Nijmegenhaven	-0,002	0,012	9,740	9,722	-0,018
TielWaal	0,000	0,024	6,570	6,557	-0,013
<i>Tielpolder</i>	-	-	-	-	-
<i>TielBellevue</i>	-	-	-	-	-
<i>Drumpt</i>	-	-	-	-	-
<i>Zennewijnen</i>	-	-	-	-	-
<i>Ophemert</i>	-	-	-	-	-
<i>SintAndriesWaal</i>	-0,018	0,058	4,870	4,877	0,007
<i>Heesselt</i>	-	-	-	-	-
<i>OpijnenKardol</i>	-	-	-	-	-
<i>OpijnenStoepstraat</i>	-	-	-	-	-
Zaltbommel	0,002	0,037	3,760	3,792	0,032
<i>Haaften</i>	-	-	-	-	-
<i>Hellouw</i>	-	-	-	-	-
Vuren	-0,001	0,022	1,810	1,820	0,010
Neder-Rijn / Lek					
<i>ArnhemJFbrug</i>	-0,062	0,062	9,720	9,700	-0,020
Drielboven	0,005	0,005	8,520	8,524	0,004
Drielbeneden	-0,001	0,012	8,430	8,422	-0,008
<i>Lexkesveerws</i>	-	-	-	-	-
<i>Rijnhaven</i>	-	-	-	-	-
<i>Grebbesluis</i>	-	-	-	-	-
<i>Grebbe</i>	0,176	0,176	6,200	6,399	0,199
Amerongenboven	0,006	0,006	4,470	4,478	0,008
Amerongenbeneden	-0,001	0,009	4,400	4,400	0,000
<i>Lekzicht</i>	-	-	-	-	-
<i>Beusichem</i>	-	-	-	-	-
<i>Kerswerf</i>	-	-	-	-	-
<i>Culemborgspoorbrug</i>	-	-	-	-	-
Culemborgbrug	-0,001	0,021	2,620	2,624	0,004
<i>FortSpoel</i>	-	-	-	-	-
<i>Everdingen</i>	-	-	-	-	-
Hagesteinboven	0,013	0,013	2,130	2,136	0,006
Hagesteinbeneden	0,000	0,028	2,110	2,076	-0,034
Schoonhoven	-0,003	0,019	1,520	1,490	-0,030
IJssel					
Doesburgbrug	-0,002	0,017	8,280	8,255	-0,025
Zutphennoord	0,003	0,012	6,130	6,118	-0,012
<i>Ankersmitws</i>	0,050	0,050	4,710	4,752	0,042
<i>Deventer</i>	-0,009	0,009	4,660	4,648	-0,013
Olst	0,003	0,007	3,570	3,569	-0,002
<i>Veessenboven</i>	0,037	0,037	3,350	3,388	0,038
<i>Veessenbeneden</i>	0,035	0,035	3,210	3,246	0,036
<i>Wijhe</i>	0,087	0,087	2,830	2,920	0,090
Katerveer	-0,001	0,008	1,400	1,387	-0,013
Kampenbovenhaven	-0,001	0,008	0,260	0,257	-0,003
<i>Keteldiep</i>	-0,033	0,033	-0,020	-0,030	-0,010

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
<i>Gemiddelde MSW- stations</i>	0,001	0,014			-0,006 (abs = 0,013)
<i>Gemiddeld allen</i>	0,005	0,030			0,004 (abs = 0,026)

4.3.3 Afvoerdeling op de splitsingspunten

Bijlage C.2 toont de berekende en gemeten afvoeren op de splitsingspunten in figuren. De metingen zijn uitgevoerd op een gering aantal tijdstippen. De verschillen in kwantitatieve zin worden gepresenteerd in Tabel 4-5 voor de periode 10 januari 1995 tot 25 januari 1995. Hierin zijn de uitbijters in de Waal van 18 januari 1995 en op de Nederrijn van 17 januari 1995 niet meegenomen, omdat deze duidelijk fout zijn.

Op de Waal bedraagt het gemiddelde verschil tussen afvoermetingen en berekeningen +40 m³/s, terwijl het gemiddelde verschil over het Pannerdensch kanaal -63 m³/s bedraagt.

Dit verschil wordt ongeveer als volgt verdeeld: over de Neder-Rijn -14 m³/s en over de IJsselkop -29 m³/s. Het mag duidelijk zijn dat de balans van de metingen niet geheel zal kloppen. In absolute zin bedraagt de gemiddelde afwijking over alle takken orde 40 m³/s.

Tabel 4-5 Kwantitatieve verschillen tussen berekende en gemeten afvoeren over de splitsingspunten voor de kleine afvoergolf voorafgaand aan het hoogwater van 1995

Debietsmeting	10/01/95 - 25/01/95			
	Gemiddeld verschil	Stand. Deviatie	Gemiddeld absoluut verschil	Stand. Deviatie absoluut
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Boven-Rijn				
Q-Lobith	49	39	49	39
Pannerdensch kanaal				
Q-Pan.kanaal zomerbed	-63	32	63	32
Waal				
Q-Waal-Millingen	40	15	40	15
Neder-Rijn / Lek				
Q-Nederrijn-IJsselkop	-14	15	16	11
IJssel				
Q-IJssel-IJsselkop	-29	29	29	29
<i>Gemiddeld verschil alle secties</i>	-4	26	39	25

Debietsmeting	10/01/95 - 25/01/95			
	Gemiddeld verschil	Stand. Deviatie	Gemiddeld absoluut verschil	Stand. Deviatie absoluut
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
<i>Gemiddeld verschil Waal/Nrijn/IJssel</i>	-1	19	28	18

4.3.4 Alpha waardes

Tabel 4-6 toont de gekalibreerde alpha-waarden. Deze worden in Bijlage C.3 in een grafiek langs de 3 trajecten c.q. deelmodellen getoond. Tevens geeft Bijlage C.4 een indruk van de k-respectievelijk C waarde behorende bij de alpha-waarden, als wordt uitgegaan van een waterdiepte van 6 m.

Uitschieters in de alpha-waarden worden, evenals in het hr2006_4 model, wederom waargenomen in het Neder-Rijn model rond de stuwen. In de Waal tot Zaltbommel en in de Neder-Rijn tot Culemborg neemt de alpa-waarde toe. Benedenstrooms van Culemborg neemt de alpha-waarde weer af, waarschijnlijk als gevolg van getijdeinvloeden. Ook in de IJssel is het effect van de benedenrand merkbaar in de laatste ruwheidstrajecten. Op de Waal en de Neder-Rijn wordt gemiddeld een k-waarde van 0,19 m gevonden, de IJssel blijkt onder deze omstandigheden gladder, orde $k = 0,11$ m. De C-waarde schommelt rond de $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

De fysische betrouwbaarheid van deze waarden zou onderzocht moeten worden. In het kader van dit project was daar geen ruimte voor. Lokaal sterke schommelingen en overgangen zijn soms nog moeilijk te verklaren.

Op basis van de lokale korrelgroottes kan in kaart worden gebracht welke ruwheid of alpha-waarde fysisch realistisch is, en in hoeverre dus gevonden alpha-waarden fouten in het model compenseren.

Tabel 4-6 Gekalibreerde alpha-waarden laagwaterkalibratie

traject	r_code	Laagwater kalibratie
rooster		20 m
eddy viscositeit (m ² /s)		0,5
tijdstap (min)		0,25
Boven-Rijn		
Emmerich - Lobith	611	0,0348
Lobith – Pan. kop	612	0,0348
Pannerdensch kanaal		
Pan. kop - IJsselkop	631	0,0498
Waal		
Pan. kop - Nijmegen	621	0,0508
Nijmegen - Dodewaard	622	0,0681
Dodewaard - Tiel	623	0,0681

traject	r_code	Laagwater kalibratie
rooster		20 m
eddy viscositeit (m ² /s)		0,5
tijdstap (min)		0,25
Tiel - Zaltbommel	624	0,1041
Zaltbommel - Vuren	625	0,0978
Vuren - Hardinxveld	626	0,0408
Neder-Rijn / Lek		
IJsselkop - Arnhem	614	0,0843
Arnhem – Driel boven	642	0,0843
Driel boven – Driel beneden	643	0,001
Driel beneden – Amerongen boven	644	0,1097
Amerongen boven – Amerongen beneden	645	0,001
Amerongen beneden - Culemborg	651	0,1045
Culemborg – Hagestein boven	652	0,0672
Hagestein boven – Hagestein beneden	653	0,001
Hagestein beneden - Schoonhoven	654	0,0435
Schoonhoven – Krimpen a/d Lek	655	0,0295
IJssel		
IJsselkop - Doesburg	661	0,0140
Doesburg - Zutphen	662	0,0433
Zutphen - Deventer	663	0,0644
Deventer – Olst	664	0,0644
Olst - Katerveer	665	0,0501
Katerveer - Kampen	666	0,0311
Kampen – Einde ijssel	667	0,0105

4.4 Kalibratie hoogwater 1995

4.4.1 Kalibratieresultaten

De kalibratieresultaten voor het feitelijke hoogwater van 1995 worden wederom onderverdeeld in 3 categorieën:

1. op waterstandsniveau;
2. op afvoerniveau;
3. op alpha-waarde-niveau (ruwheidsniveau).

Bovenstaande categorieën worden hierna beschreven.

4.4.2 Berekende waterstanden

De berekende waterstanden na kalibratie worden vergeleken met de gemeten waterstanden voor zowel de MSW stations, waarop daadwerkelijk is afgeregeld, als ook op de peilschaalmeetpunten (zie Bijlage D.1). Voor de bovenstroomse overeenkomende MSW-stations worden de resultaten van het splitsingspuntenmodel gepresenteerd, met uitzondering van de MSW-stations op de benedenranden van het splitsingspunten-model. Vanaf deze stations worden de resultaten van de andere deelmodellen gepresenteerd.

De figuren in Bijlage D.1 tonen weliswaar het grootschalige beeld, maar geven onvoldoende inzicht in de absolute kwantitatieve verschillen rond de top van het hoogwater. Derhalve

worden voor de MSW-stations en de peilschaalmeetpunten de kwantitatieve verschillen getoond in Tabel 4-7.

De volgende zaken worden opgemerkt:

- Voor de MSW-locaties bedragen de afwijkingen rond de top minder dan 5 mm, waarbij de volgende zaken opvallen:
 - Waal: Tussen Erlecom en Nijmegen lijkt sprake te zijn van te veel berging in de aanloop naar de hoogwatertop, rond 11,5 m + NAP bij Nijmegen. Het kan echter ook worden veroorzaakt door te weinig debiet in de aanloop over de Waal of te veel berging op een benedenstroomse locatie met een verhanglijneffect in bovenstroomse richting
 - Neder-Rijn: In de aanloop van de golf worden te hoge waterstanden berekend, mogelijk doordat de stuwen, met name Amerongen en Hagestein, in het model nog te veel weerstand geven. Een controle van de afmetingen of kalibratie van afvoercoëfficiënten van de stuwen wordt aanbevolen. Laatstgenoemde staan nog op 1,0. Daarnaast wordt geadviseerd om het stuurgedrag van de stuwen in de Neder-Rijn nog een keer onder de loep te nemen. In het kader van dit onderzoek was hier onvoldoende tijd voor. Tot slot wordt geadviseerd om de uitvoer van WAQVIEW ten aanzien van de berekende stuwstanden te verbeteren en te vereenvoudigen. De uitvoer lijkt nog niet te kloppen en lijn te zijn met waqpro-r uitvoer .
 - IJssel: rond MSW-station Doesburg heeft het model zichtbaar nog een iets instabiel karakter. Bij een eddyviscositeit van $1 \text{ m}^2/\text{s}$ blijkt dit gedrag beter te worden gedempt. Niettemin is in overleg met de opdrachtgever besloten een eddyviscositeit van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ te handhaven. Daarnaast vindt er tussen Doesburg en Zutphen mogelijk te veel berging plaats in de aanloop naar de top, terwijl er in de Wulpse klei rond de top te weinig wordt geborgen, getuige meetpunt Ankersmit. Dit laatste zal het gevolg zijn van een te hoge initiële waterstand in de uiterwaard.
 - Pannerdensch kanaal: meetpunt “Groene rivier boven” alsmede meetpunt groene rivier beneden wordt te snel nat. Dit blijkt met initiële situatie te maken te hebben, waarbij er aan het begin van de berekening onder andere al teveel water in de groene rivier stond.
 - Neder-Rijn: rond MSW-station Hagestein beneden heeft het model zichtbaar nog een iets instabiel karakter. In de aanloop naar het hoogwater worden bij meetpunt Everdingen veel hogere waterstanden berekend dan gemeten. Onderzocht zou moeten worden waar dit aan ligt; werking stuw Hagestein, fouten in metingen, etc? Ook de waterstanden bij Kerswerf en Beusichem zullen in dit licht moeten worden getoetst.

Bovenstaande zaken worden opgemerkt, maar in het kader van dit onderzoek niet meer opgelost.

Gemiddeld over alle MSW locaties bedraagt de afwijking binnen het venster 0 cm en 1,8 cm als de verschillen absoluut worden gemiddeld. Voor alle meetpunten gezamenlijk bedraagt de afwijking -1,4 cm en de absoluut gemiddelde afwijking 6,1 cm.

Het gemiddelde verschil op de toppen bedraagt 0 cm voor de MSW-stations gezamenlijk (1,5 cm absoluut gemiddeld) en -0,3 cm voor alle stations gezamenlijk (6,2 cm absoluut gemiddeld).

Tabel 4-7 Kwantitatieve verschillen in waterstanden binnen kalibratievenster tussen berekening en metingen rond de top van het hoogwater van 1995

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
Boven-Rijn					
Lobith	0,000	0,003	16,660	16,663	0,003
Pannerdenschekop	-0,001	0,007	15,840	15,834	-0,006
Pannerdensch kanaal					
<i>Groenrivpanboven</i>	-0,022	0,022	15,860	15,827	-0,033
<i>Groenrivpanbeneden</i>	0,042	0,042	14,820	14,862	0,041
<i>Pannerden</i>	-0,014	0,014	14,730	14,728	-0,002
IJsselkop	-0,004	0,006	13,980	13,970	-0,010
Waal					
<i>Erlecomboven</i>	0,079	0,079	15,050	15,147	0,097
<i>Erlecombeneden</i>	0,084	0,084	14,700	14,802	0,102
Nijmegenhaven	-0,001	0,017	13,530	13,533	0,003
TielWaal	0,003	0,016	10,270	10,264	-0,006
<i>Tielpolder</i>	-0,077	0,077	10,270	10,185	-0,085
<i>TielBellevue</i>	-0,198	0,198	10,230	10,037	-0,193
<i>Drumpt</i>	-0,105	0,105	9,950	9,866	-0,084
<i>Zennewijnen</i>	-0,050	0,050	9,650	9,614	-0,036
<i>Ophemert</i>	-0,106	0,106	9,400	9,302	-0,098
<i>SintAndriesWaal</i>	-0,057	0,057	8,700	8,660	-0,040
<i>Heesselt</i>	-0,074	0,074	8,560	8,531	-0,029
<i>OpijnenKardol</i>	-0,244	0,244	8,480	8,226	-0,254
<i>OpijnenStoepstraat</i>	-0,094	0,094	8,110	8,045	-0,065
Zaltbommel	-0,003	0,017	7,440	7,437	-0,003
<i>Haaften</i>	-0,118	0,118	7,100	7,033	-0,067
<i>Hellouw</i>	0,060	0,072	6,900	6,924	0,024
Vuren	-0,002	0,027	4,810	4,825	0,015
Neder-Rijn / Lek					
<i>ArnhemJFbrug</i>	-0,088	0,088	13,400	13,291	-0,109
Drielboven	0,003	0,006	11,970	11,968	-0,002
Drielbeneden	0,001	0,005	11,880	11,876	-0,004
<i>Lexkesveerws</i>	-0,057	0,057	11,030	10,950	-0,080
<i>Rijnhaven</i>	-0,093	0,093	10,890	10,796	-0,094
<i>GrebbeSluis</i>	-0,008	0,035	10,560	10,546	-0,014
<i>Grebbe</i>	-0,128	0,128	10,520	10,379	-0,141
Amerongenboven	-0,004	0,007	8,140	8,136	-0,004
Amerongenbeneden	-0,003	0,006	8,120	8,112	-0,008
<i>Lekzicht</i>	0,005	0,020	7,560	7,555	-0,005
<i>Beusichem</i>	0,058	0,058	7,100	7,159	0,059
<i>Kerswerf</i>	0,304	0,304	6,890	7,165	0,275
<i>Culemborgspoorbrug</i>	-0,057	0,057	6,320	6,277	-0,043
Culemborgbrug	-0,001	0,012	6,280	6,270	-0,010
<i>FortSpoel</i>	0,104	0,104	5,740	6,197	0,457
<i>Everdingen</i>	-0,072	0,072	6,150	6,069	-0,081
Hagesteinboven	-0,006	0,008	5,620	5,606	-0,014
Hagesteinbeneden	0,001	0,014	5,550	5,563	0,013
Schoonhoven	-0,003	0,053	3,440	3,361	-0,079

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
IJssel					
Doesburgbrug	-0,003	0,018	10,590	10,617	0,027
Zutphennoord	-0,003	0,018	8,460	8,474	0,014
<i>Ankersmitws</i>	0,085	0,085	7,280	7,405	0,125
<i>Deventer</i>	-0,035	0,093	7,100	7,057	-0,043
Olst	-0,001	0,041	6,020	6,043	0,023
<i>Veessenboven</i>	0,027	0,062	5,880	5,916	0,036
<i>Veessenbeneden</i>	0,061	0,077	5,740	5,809	0,069
<i>Wijhe</i>	0,068	0,068	5,420	5,486	0,066
Katerveer	-0,003	0,044	3,840	3,863	0,023
Kampenbovenhaven	0,029	0,045	2,150	2,177	0,027
<i>Keteldiep</i>	-0,016	0,032	0,650	0,711	0,061
<i>Gemiddelde MSW- stations</i>	0,000	0,018			0,000 (abs = 0,015)
<i>Gemiddeld allen</i>	-0,014	0,061			-0,003 (abs = 0,062)

4.4.3 Afvoerdeling op de splitsingspunten

Naast minimalisering van waterstandsverschillen dienen de afvoeren over de splitsingspunten zo goed mogelijk te worden beschreven. Bijlage D.2 toont de berekende afvoeren op de splitsingspunten in figuren. De verschillen in kwantitatieve zin worden gepresenteerd in Tabel 4-8, voor de periode 26 januari 1995 tot 4 februari 1995 en voor de periode binnen het venster van 48 uur voor en na de top van het hoogwater, te weten 30 januari 1995 tot 3 februari 1995.

Het debiet over het Pannerdensch kanaal wordt goed beschreven. De fout wordt met name aan de Waal toegekend, omdat daar meer onbetrouwbare metingen aanwezig lijken te zijn. Volgens de metingen gaat er dan ook orde 100 tot 120 m³/s te weinig over de Waal. Ook aan de Neder-Rijn wordt een grotere fout toegekend, waar de grotere afwijkingen net na de top van de hoogwatergolf plaatsvinden, maar waar wederom aan de betrouwbaarheid van deze metingen kan worden getwijfeld. In absolute zin bedraagt de gemiddelde afwijking tussen metingen en berekeningen over alle takken orde 80 m³/s. Opgemerkt wordt dat in dit verschil ook meetfouten in tot uitdrukking komen.

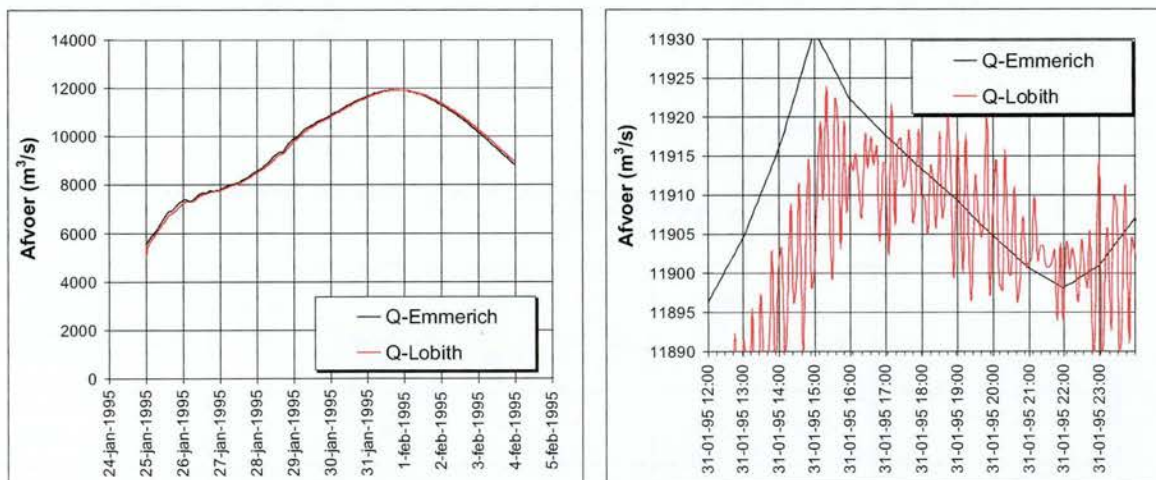
Tabel 4-8 Kwantitatieve verschillen tussen berekende en gemeten afvoeren over de splitsingspunten voor het hoogwater van 1995

Debietsmeting	26/01/95 - 04/02/95				30/01/95 - 03/02/95 (+/-48 uur top)			
	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev abs. verschil	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev abs. verschil
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Boven-Rijn								

Debietsmeting	26/01/95 - 04/02/95				30/01/95 - 03/02/95 (+/-48 uur top)			
	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Q-Lobith	32	99	81	60	44	132	117	53
Pannerdensch kanaal								
Q-Pan.kanaal zomerbed	-2	98	83	38	36	101	85	49
Q-Afgeleid Pan.kanaal	-9	104	89	37	32	104	87	48
Waal								
Q-Waal-Millingen	-126	143	164	86	-103	164	159	84
Neder-Rijn / Lek								
Q-Nederrijn-IJsselkop	-30	72	49	58	-47	89	68	65
IJssel								
Q-IJssel-IJsselkop	-10	29	20	23	14	13	14	13
<i>Gemiddeld verschil alle secties</i>	-24	91	81	50	-4	100	88	52
<i>Gemiddeld verschil Waal/Nrijn/IJssel</i>	-55	81	78	56	-45	89	81	54

In hoofdstuk 2 is voor een stationaire berekening gekeken naar de stabiliteit van de bovenrand in relatie tot de tijdstap. Mede op basis daarvan en in verband met acceptabele rekentijden is gekozen voor een tijdstap van 0,25 min.

Voor de kalibratie wordt nogmaals naar de stabiliteit van de bovenrand gekeken door de afvoer bij Lobith en Emmerich te beschouwen en in te zoomen op de dag rond het hoogwater (zie Figuur 4-3). Op basis van de afvoer bij Lobith moet worden geconcludeerd dat de stabiliteit aan de bovenrand nog beperkt is en 5 m³/s rond een gemiddelde waarde slingert. In het kader van dit onderzoek is vastgehouden aan de tijdstap van 0,25 min. Bij toenemende rekenkracht van de machines kan worden onderzocht of de tijdstapverlaging bij een dynamische som toch geen verbetering kan inhouden voor wat betreft stabiliteit.



Figuur 4-3 Stabiliteit afvoer bij Lobith

4.5 Alpha-waardes

Onderstaande Tabel 4-9 toont de gekalibreerde alpha-waarden. Ter vergelijking worden in deze tabel ook de waarden van de laagwaterkalibratie, en de alpha waarden die aan hr2006_4 ten grondslag liggen weergegeven. Deze worden in Bijlage D.3 in een grafiek langs de 3 trajecten cq. deelmodellen getoond. Tevens geeft Bijlage 0 een indruk van de k respectievelijk C waarde behorende bij de alpha-waarden, als wordt uitgegaan van een waterdiepte van 10 m. Omgerekend naar deze waterdiepte worden op de Waal, de Neder-Rijn en de IJssel gemiddeld een k-waarde van 0,27 m, 0,42 m en 0,19 m gevonden. De C-waarde schommelt rond de 50 m^{1/2}/s.

Op de Waal blijkt bij het hoogwater de ruwheid in benedenstroomse richting nu te blijven toenemen. Vermoedelijk heeft het getij bij deze afvoer minder invloed. Wederom vertoont de Neder-Rijn uitschieters die voornamelijk rond de stuwen zijn gelegen. Het model wordt hier door de aanwezige stuw en niet door de lokale ruwheid gedomineerd, waardoor de ruwheid sterk moet worden aangepast om de gewenste waterstand te realiseren. Met andere woorden, onvolkomenheden in de stuwsturing worden met de ruwheid enigszins weggefilterd, maar de stuwwerking blijft dominant. Evenals bij de laagwaterkalibratie is de ruwheid op de IJssel net benedenstrooms van de IJsselkop beduidend lager dan bovenstrooms daarvan op het Pannerdensch kanaal.

Ten opzichte van de laagwaterkalibratie liggen over het algemeen de alpha-waarden van de hoogwaterkalibratie hoger. Een uitzondering daarop vormen de trajecen Tiel-Vuren, IJsselkop – Drielboven en het benedenstroomse traject van de IJssel vanaf Deventer. Voor Tiel-Vuren houdt dit mogelijk verband met de invloed van het getij aan de benedenrand, voor traject IJsselkop – Drielboven mogelijk met stuw Driel, en voor de IJssel mogelijk wederom met de benedenrand bij het Ketelmeer.

Ten opzichte van de hoogwaterkalibratie op het 40 m rooster, die overigens is uitgevoerd met een eddyviscositeit van 1,0 m²/s, liggen de alpha-waarden ook vrijwel overal hoger.

Tabel 4-9 Gekalibreerde alpha-waarden

traject	r_code	Laagwater kalibratie	Hoogwater kalibratie	Hoogwater kalibratie
rooster		20 m	20 m	40 m
eddy viscositeit (m ² /s)		0,5	0,5	1,0
tijdstap (min)		0,25	0,25	0,25
Boven-Rijn				
Emmerich - Lobith	611	0,0348	0,0753	0,070
Lobith – Pan. kop	612	0,0348	0,0753	0,070
Pannerdensch kanaal				
Pan. kop - IJsselkop		0,0498	0,1364	0,0900

traject	r_code	Laagwater kalibratie	Hoogwater kalibratie	Hoogwater kalibratie
rooster		20 m	20 m	40 m
eddy viscositeit (m ² /s)		0,5	0,5	1,0
tijdstap (min)		0,25	0,25	0,25
Waal				
Pan. kop - Nijmegen	621	0,0508	0,0614	0,0570
Nijmegen - Dodewaard	622	0,0681	0,0566	0,0575
Dodewaard - Tiel	623	0,0681	0,0566	0,0575
Tiel - Zaltbommel	624	0,1041	0,0801	0,0773
Zaltbommel - Vuren	625	0,0978	0,0967	0,0892
Vuren - Hardinxveld	626	0,0408	0,1135	0,1115
Neder-Rijn / Lek				
IJsselkop - Arnhem	614	0,0843	0,0715	0,0667
Arnhem – Driel boven	642	0,0843	0,0715	0,0667
Driel boven – Driel beneden	643	0,001	0,3562	0,5995
Driel beneden – Amerongen boven	644	0,1097	0,1630	0,1172
Amerongen boven – Amerongen beneden	645	0,001	0,0374	0,0209
Amerongen beneden - Culemborg	651	0,1045	0,2146	0,1951
Culemborg – Hagestein boven	652	0,0672	0,0680	0,0539
Hagestein boven – Hagestein beneden	653	0,001	0,001	0,001
Hagestein beneden - Schoonhoven	654	0,0435	0,1027	0,0733
Schoonhoven – Krimpen a/d Lek	655	0,0295	0,0354	0,0272
IJssel				
IJsselkop - Doesburg	661	0,0140	0,0358	0,0301
Doesburg - Zutphen	662	0,0433	0,0950	0,0638
Zutphen - Deventer	663	0,0644	0,0321	0,0200
Deventer – Olst	664	0,0644	0,0321	0,0200
Olst - Katerveer	665	0,0501	0,0410	0,0281
Katerveer - Kampen	666	0,0311	0,0210	0,0140
Kampen – Einde ijssel	667	0,0105	0,0117	0,0096

De alpha-waarden van de hoogwaterkalibratie (grijsze kolom) worden verder gebruikt in de volgende hoofdstukken; ter verificatie op het hoogwater van 1993 (Hoofdstuk 5) en na single-multi beam correctie voor de uiteindelijke WBR modellen (zie Hoofdstuk 6)

Een testberekening voor het splitsingspuntenmodel waarbij de tijdstap van $dt=0,10$ min in plaats van $dt=0,25$ was ingesteld bleek nagenoeg geen effect te hebben op de gekalibreerde alpha-waarden van het Splitsingspuntenmodel. Een verhoging van de eddy viscositeit van $v = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ naar $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ blijkt daarentegen te resulteren in een verlaging van de gekalibreerde alpha-waarde van orde 25% (Tabel 4-10), hetgeen ook verwacht wordt omdat bij een eddy viscositeit van $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ meer energie verloren gaat in turbulente wervels.

Tabel 4-10 Factor gemiddelde verandering alpha-waarden als gevolg van een verhoging van de eddy viscositeit van $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ naar $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$

	factor
Totaal	1,25

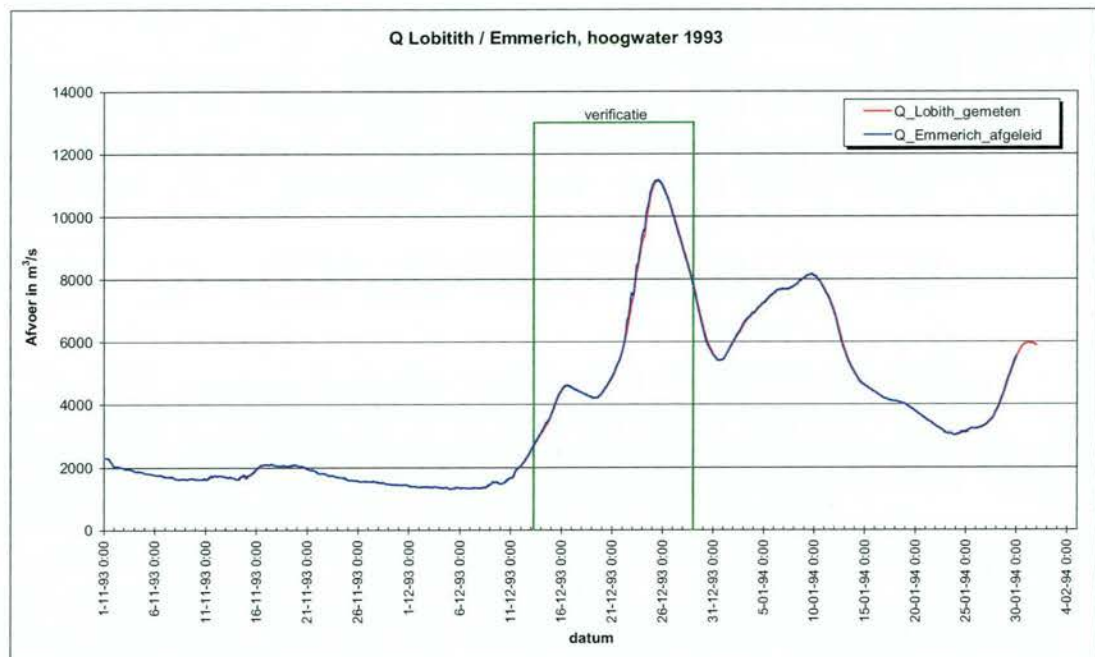
Splitsingspunten-deelmodel	1,28
Waal-deelmodel	1,12
Neder-Rijn-deelmodel	1,56
IJssel-deelmodel	1,03

5 Verificatie hoogwater 1993

Een toetsing is uitgevoerd op het hoogwater van 1993, teneinde te verifiëren wat het resultaat is met het afgeregelde model bij een ander hoogwater.

5.1 Verificatieresultaten

Voor deze verificatiesom is gekozen voor een periode van 13 tot 29 december 1993 (zie Figuur 5-1). De modelresultaten worden wederom beoordeeld op basis van waterstandsverschillen binnen het venster van 48 uur rond de topwaterstand van de beschikbare waterstandsm Meetstations. Daarnaast worden de gemeten en berekende afvoeren met elkaar vergeleken.



Figuur 5-1 Afvoer bij Lobith en Emmerich en de gesimuleerde periode van de verificatieberekening

De verificatiesom is opgestart vanaf een stationaire som van $2.400 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith, waarbij nu extra aandacht is besteed aan de wens dat de uiterwaarden droog staan.

De verificatieresultaten voor het feitelijke hoogwater van 1993 worden onderverdeeld in 2 categorieën:

1. op waterstandsniveau;
2. op afvoerniveau;

Bovenstaande categorieën worden hierna beschreven.

5.1.1 Berekende waterstanden

De berekende waterstanden van de verificatiesom worden vergeleken met de gemeten waterstanden voor zowel de MSW stations als op de peilschaalmeetpunten. De resultaten zijn zichtbaar in Bijlage E.1.

Voor de bovenstroomse overeenkomende MSW-stations worden de resultaten van het splitsingspuntenmodel gepresenteerd, met uitzondering van de MSW-stations op de benedenranden van het splitsingspuntenmodel. Vanaf deze stations worden de resultaten van de andere deelmodellen gepresenteerd. Voor zowel de MSW-stations als de peilschaalmeetpunten de kwantitatieve verschillen gepresenteerd in Tabel 5-1.

De meest opvallende zaken voor wat betreft het hoogwater 1993 komen overeen met die van het hoogwater van 1995 (zie paragraaf 4.3.1). Toch worden nog de volgende in het oog springende aspecten opgemerkt:

- Waal: De benedenrandvoorwaarde bij Hardinxveld is nog niet juist. Hier dient een verschuiving in de randvoorwaarde te worden doorgevoerd als gevolg van het verschil tussen rand op het rooster en het feitelijk meetpunt. Deze verschuiving is schijnbaar nog niet doorgevoerd in de beschikbare randvoorwaarde.
- Neder-Rijn: Voor het hoogwater van 1993 heeft het sturen van de de stuwen op gemeten waterstanden een positieve bijdrage op het verloop van de hoogwatergolf in het systeem.
- IJssel: De waterstanden in de aanloop naar de golf worden relatief sterk onderschat. Op basis van de afvoermetingen moet worden geconcludeerd dat er te weinig water de IJssel op gaat. Een deel van het verschil kan daarnaast veroorzaakt worden door te veel berging in de uiterwaarden of te lage ruwheden. Onderzoek hiernaar en naar de juiste beginvoorwaarden voor de verificatieberekening wordt aanbevolen.

Gemiddeld over alle MSW locaties bedraagt de afwijking binnen het venster -3,1 cm en 5,1 cm als de verschillen absoluut worden gemiddeld. Voor alle meetpunten gezamenlijk bedraagt de afwijking -5,5 cm en de absoluut gemiddelde afwijking 8,7 cm.

Het verschil op de toppen bedraagt -1,7 cm voor de MSW-stations gezamenlijk (3,6 cm absoluut gemiddeld) en -4,3 cm voor alle stations gezamenlijk (6,7 cm absoluut gemiddeld).

Tabel 5-1 Kwantitatieve verschillen in waterstand tussen berekening en metingen rond de top van het hoogwater van 1993.

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
Boven-Rijn					
Lobith	0,025	0,025	16,390	16,420	0,0299

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
Pannerdenschekop	0,027	0,027	15,580	15,603	0,0225
Pannerdensch kanaal					
<i>Groenrivpanboven</i>	0,014	0,016	15,610	15,629	0,0192
<i>Groenrivpanbeneden</i>	0,017	0,026	14,590	14,620	0,0304
<i>Pannerden</i>	-0,031	0,057	14,500	14,539	0,0386
IJsselkop	-0,011	0,011	13,770	13,765	-0,0054
Waal					
<i>Erlecomboven</i>					
<i>Erlecombeneden</i>					
Nijmegenhaven	-0,088	0,088	13,350	13,276	-0,0738
TielWaal	-0,054	0,054	10,060	10,006	-0,0545
<i>Tielpolder</i>	-0,143	0,143	9,820	9,905	0,0848
<i>TielBellevue</i>					
<i>Drumpt</i>	-0,191	0,191	9,800	9,589	-0,2107
<i>Zennewijnen</i>	-0,189	0,189	9,600	9,340	-0,2600
<i>Ophemert</i>	-0,232	0,232	9,250	9,032	-0,2181
<i>SintAndriesWaal</i>	-0,124	0,124	8,520	8,403	-0,1166
<i>Heesselt</i>	-0,106	0,109	8,460	8,270	-0,1897
<i>OpijnenKardol</i>	-0,144	0,178	8,300	7,985	-0,3147
<i>OpijnenStoepstraat</i>					
Zaltbommel	-0,061	0,061	7,240	7,201	-0,0390
<i>Haaften</i>	-0,165	0,165	6,940	6,816	-0,1241
<i>Hellouw</i>	0,075	0,141	6,640	6,692	0,0520
Vuren	0,016	0,035	4,570	4,584	0,0136
Neder-Rijn / Lek					
<i>ArnhemJFbrug</i>	-0,157	0,157	13,180	13,097	-0,0826
Drielboven	0,026	0,026	11,780	11,805	0,0254
Drielbeneden	0,008	0,014	11,700	11,711	0,0113
<i>Lexkesveerws</i>	-0,073	0,073	10,830	10,799	-0,0311
<i>Rijnhaven</i>					
<i>Grebbsluis</i>	0,100	0,100	10,310	10,387	0,0767
<i>Grebbe</i>	-0,090	0,090	10,310	10,229	-0,0809
Amerongenboven	0,003	0,026	7,980	7,992	0,0120
Amerongenbeneden	0,031	0,041	7,930	7,963	0,0328
<i>Lekzicht</i>					
<i>Beusichem</i>	0,134	0,134	6,700	6,947	0,2473
<i>Kerswerf</i>					
<i>Culemborgspoorbrug</i>	-0,067	0,067	6,050	6,017	-0,0335
Culemborgbrug	-0,060	0,060	6,020	6,003	-0,0173
<i>FortSpoel</i>					
<i>Everdingen</i>	0,039	0,039	5,680	5,788	0,1082
Hagesteinboven	-0,047	0,047	5,310	5,270	-0,0400
Hagesteinbeneden	-0,081	0,082	5,230	5,211	-0,0193
Schoonhoven	-0,033	0,059	2,950	2,905	-0,0455
IJssel					
Doesburgbrug	-0,042	0,043	10,430	10,427	-0,0033
Zutphennoord	-0,093	0,093	8,330	8,256	-0,0739
<i>Ankersmitws</i>					
<i>Deventer</i>	-0,256	0,256	6,930	6,764	-0,1656
Olst	-0,100	0,100	5,860	5,775	-0,0848
<i>Veessenboven</i>	-0,101	0,101	5,720	5,644	-0,0758
<i>Veessenbeneden</i>	-0,085	0,085	5,570	5,520	-0,0503
<i>Wijhe</i>					
Katerveer	-0,092	0,092	3,660	3,581	-0,0786
Kampenbovenhaven	0,007	0,041	1,910	1,951	0,0406

MSW-station <i>Peilschaal</i>	Gemiddelde afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Gemiddelde absolute afwijking binnen venster +/- 24 uur rond de top	Topstand gemeten	Topstand berekend	Afwijking maximum
	m	m	m + NAP	m + NAP	m
<i>Keteldiep</i>	0,029	0,029	0,800	0,607	-0,1926
<i>Gemiddelde MSW- stations</i>	-0,031	0,051			-0,017 (abs = 0,036)
<i>Gemiddeld allen</i>	-0,055	0,087			-0,043 (abs = 0,067)

5.1.2 Afvoerdeling op de splitsingspunten

Bijlage E.2 toont de berekende afvoeren op de splitsingspunten in figuren. De verschillen in kwantitatieve zin worden gepresenteerd in Tabel 5-2, voor de periode 15 december 1993 tot 29 december 1993 en voor de periode binnen het venster van 48 uur voor en na de top van het hoogwater, te weten 23 december 1993 tot 28 december 1993. De verificatieberekening is uitgevoerd met lagere beginwaterstanden in de uiterwaarden dan de hoogwaterkalibratieberekening. Dit effect is duidelijk te zien in de afvoer over de splitsingspunt en de discontinuïteit van het debiet over de IJssel en de Neder-Rijn als gevolg van het instromen van de Groene rivier.

De gemiddelde afwijking absoluut gezien bedraagt orde 105 m³/s.

Tabel 5-2 Kwantitatieve verschillen tussen berekende en gemeten afvoeren over de splitsingspunten voor het hoogwater van 1993

Debietsmeting	15/12/93 - 29/12/93				23/12/93 - 28/12/93 (+/-48 uur top)			
	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Boven-Rijn								
Q-Lobith	-49	233	197	115	31	336	244	159
Pannerdensch kanaal								
Q-Pan.kanaal zomerbed	-57	96	99	43	26	77	68	26
Q-Afgeleid Pan.kanaal	-90	73	96	64	-34	79	48	69
Waal								
Q-Waal-Millingen	148	114	155	104	160	160	175	139
Neder-Rijn / Lek								
Q-Nederrijn-IJsselkop	-14	78	60	44	-44	28	44	28
IJssel								
Q-IJssel-IJsselkop	-58	54	66	44	-41	50	54	29

Debietsmeting	15/12/93 - 29/12/93				23/12/93 - 28/12/93 (+/-48 uur top)			
	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil	Gem. verschil	Stand. Dev.	Gem. abs. verschil	Stand. Dev. abs. verschil
	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
<i>Gemiddeld verschil alle secties</i>	-20	108	112	69	16	122	105	75
<i>Gemiddeld verschil Waal/Nrijn/IJssel</i>	25	82	93	64	25	79	91	65

5.2 Conclusies

Op de kalibratiestations bedraagt de gemiddelde absolute afwijking 5,1 cm. De gemiddelde absolute afwijking op het debiet bedraagt 105 m³/s. De verschillen geven geen aanleiding om gekalibreerde ruwheden te wijzigen.

6 Van kalibratiemodellen naar WBR modellen

Het doel van het project is het vervaardigen van Waqua hoogwatermodellen van de drie riviertakken en het splitsingspunt op basis van het 20 m rooster van de Rijntakken. De modellen zullen gebruikt gaan worden ten behoeve van de WBR vergunningen op basis van permanente rivierafvoeren. De modellen zijn als volgt ingedeeld:

- de Boven-Rijn plus de Waal;
- de Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus Neder-Rijn plus Lek;
- de Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus IJssel plus Ketelmeer;
- het splitsingspuntengebied, te weten Boven-Rijn plus Pannerdensch kanaal plus de bovenstroomse delen van de Waal, Neder-Rijn en IJssel.

Bijlage B.4 geeft de grenzen van de verschillende deelmodellen weer. Voordat de WBR modellen volledig kunnen worden opgetuigd, dienen de gekalibreerde ruwheden eerst te worden gecorrigeerd voor verschillen in de zomerbedbodempligging die door nieuwe meettechnieken ontstaan. Dit wordt single-multibeamcorrectie genoemd.

6.1 Single-multibeamcorrectie

De WBR modellen representeren ongeveer de situatie van de Rijntakken in 2004. Hiervoor zijn er in de j95_4 Baselineschematisatie (jaar 1995) alle rivierkundige wijzigingen tussen 1995 en 2004 als maatregelen ingeweven, inclusief de meeste recente zomerbedbodem.

Voor 2004 is deze bodem vrijwel geheel bemeten met multi-beam techniek, terwijl deze techniek rond 1995 nog niet operationeel was en de zomerbedbodem toentertijd met single-beammetingen in kaart is gebracht. Gemiddeld gezien blijkt de bodem op basis van multi-beam metingen lager te liggen dan op basis van single-beam metingen (orde 20 cm). Zonder te pretenderen volledig te zijn kunnen twee redenen worden opgenoemd die dit verklaren:

1. Met multibeammetingen worden vlakken bemeten, terwijl met singlebeam punten c.q. raaien worden ingepeild. Afhankelijk van de hoek ten opzichte van de horizontaal waarop de geluidpuls vanaf een meetschip wordt uitgezonden, zullen de troggen van bodemribbels etc. in de schaduw liggen van de duintoppen. In tegenstelling tot de singlebeam zendt een multibeamapparaat in één keer meerdere geluidspulsen uit onder verschillende hoeken en zal dus beter en relatief meer bodemtroggen inpeilen, waardoor na middeling de multibeam bodem lager zal liggen.
2. In het verleden werd de bemeten waterdiepte opgehangen aan een referentiewateroppervlak dat bepaald werd door een lineaire lijn te trekken tussen MSW-stations. Hierdoor werden lokale veranderingen in waterspiegel(verhang) genegeerd. Tegenwoordig wordt met GPS gelijktijdig met de (multibeam)meting en op dezelfde positie het nulvlak ingemeten, wat tot een meer nauwkeuriger waterdieptemeting leidt.

Als de gekalibreerde ruwheid, die namelijk gebaseerd is op een single-beam bodem, direct overgezet zou worden naar een bodem op basis van multi-beam metingen, dan volgen er te lage waterstanden uit de berekeningen. Dit is niet reëel, vandaar dat er een zogenoemde single-multi-beam correctie op de gekalibreerde ruwheden wordt uitgevoerd.

Deze correctie vindt plaats voor de schematisatie c.q. bodem van 2002. In dat jaar is namelijk een zogenoemde duplo-meting uitgevoerd, waarbij alle trajecten zowel single- als multi-beam zijn bemeten.

De correctie komt hier op neer dat voor de multibeam bodem de ruwheden zodanig worden aangepast dat de berekende waterstanden gelijk zijn aan die berekend met de singlebeam bodem, voor een overeenkomende afvoersituatie. Uitgangspunt hierbij is de volgende vraag: “Als de bodem in 1995 met een multibeamapparaat zou zijn bemeten, wat zouden de ruwheden (alpha-waardes) dan geweest zijn?”. Omdat 1995 dus het uitgangspunt is worden bijvoorbeeld de bodemkribben bij Erlecom (in aanleg ten tijde van het hoogwater van 1995, maar echt geldig vanaf september 1997) en de vaste laag bij St. Andries (actueel rond 1998) niet in de single en multibeam modellen en correctie meegenomen.

De correctie is uitgevoerd voor een permanente afvoer van 12.000 m³/s bij Lobith. Deze afvoer komt ongeveer overeen met de piekafvoer van het hoogwater van 1995. Omdat de correctie tot doel heeft de gekalibreerde ruwheden van het hoogwater van 1995 te corrigeren wordt niet voor de T1250 afvoer (= 16.000 m³/s) gekozen .

Tabel 6-1 toont de alpha-waarden voor en na single-multi-beam correctie, evenals de benodigde correctiefactor. Gemiddeld bedraagt de correctiefactor 1.16. De gecorrigeerde alpha-waarden zullen in de uiteindelijke WBR-modellen worden toegepast. Opvallend zijn verder de lage correctiefactoren in het benedenstroomse deel van de Waal en de Neder-Rijn/Lek, waar in 2002 geen multibeam metingen waren uitgevoerd.

Tabel 6-1 Alpha-waarden na single-multibeam correctie

traject	r_code	voor sb-mb correctie	na sb-mb correctie	correctie factor
Boven-Rijn				
Emmerich - Lobith	611	0,0753	0,0893	1,19
Lobith – Pan. kop	612	0,0753	0,0893	1,19
Pannerdensch kanaal				
Pan. kop - IJsselkop		0,1364	0,1500	1,10
Waal				
Pan. kop - Nijmegen	621	0,0614	0,0675	1,10
Nijmegen - Dodewaard	622	0,0566	0,0696	1,23
Dodewaard - Tiel	623	0,0566	0,0696	1,23
Tiel - Zaltbommel	624	0,0801	0,1016	1,27
Zaltbommel - Vuren	625	0,0967	0,1166	1,21
Vuren - Hardinxveld	626	0,1135	0,1159	1,02
Neder-Rijn / Lek				
IJsselkop - Arnhem	614	0,0715	0,0840	1,17
Arnhem – Driel boven	642	0,0715	0,0840	1,17
Driel boven – Driel beneden	643	0,3562	0,4384	1,23

traject	r_code	voor sb-mb correctie	na sb-mb correctie	correctie factor
Driel beneden – Amerongen boven	644	0,1630	0,2116	1,30
Amerongen boven – Amerongen beneden	645	0,0374	0,0411	1,10
Amerongen beneden - Culemborg	651	0,2146	0,2361	1,10
Culemborg – Hagestein boven	652	0,0680	0,0724	1,06
Hagestein boven – Hagestein beneden	653	0,001	0,001	1,00
Hagestein beneden - Schoonhoven	654	0,1027	0,1098	1,07
Schoonhoven – Krimpen a/d Lek	655	0,0354	0,0354	1,00
IJssel				
IJsselkop - Doesburg	661	0,0358	0,0421	1,18
Doesburg - Zutphen	662	0,0950	0,1045	1,10
Zutphen - Deventer	663	0,0321	0,0353	1,10
Deventer – Olst	664	0,0321	0,0353	1,10
Olst - Katerveer	665	0,0410	0,0500	1,22
Katerveer - Kampen	666	0,0210	0,0270	1,29
Kampen – Einde ijssel	667	0,0117	0,0154	1,32

6.2 Gegevens WBR-modellen

De schematisatie van de WBR-modellen correspondeert met de hr2006_4 schematisatie, met uitzondering van de volgende veranderingen:

- De Pannerdensch overlaat is geschematiseerd als barriër met afgeregelde afvoercoëfficiënten.
- Een aantal meetpunten is handmatig (op WAQUA niveau) verlegd.

De finale ruwheidsfile heet rough.karak_wbr. Dit is het op het hoogwater van 1995 gekalibreerde en na single-multi-beam correctie gecorrigeerde ruwheidsbestand (Tabel 6-1). De binnenbochten bij de vaste laag bij St. Andries en de bodemkribben bij Erlecom zijn volgens een vaste verhouding ingesteld, zie hieronder. De vaste laag bij Nijmegen was al reeds in het kalibratiemodel van 1995 aanwezig.

vaste lagen en bodemkribben

r_code = 671 a = 0.0710 b = 2.5

binnenbocht vaste laag Nijmegen

*# alfa = 1.05 * alfa traject 621*

r_code = 672 a = 0.1392 b = 2.5

binnenbocht vaste laag St. Andries

*# alfa = 1.37 * alfa traject 624*

r_code = 673 a = 0.0857 b = 2.5

binnenbocht bodem kribben Erlecom

*# alfa = 1.27 * alfa traject 621*

Om er zeker van te zijn dat de debietsverdeling over de takken van de WBR-modellen niet na een rivierkundige ingreep verandert, zal op de zogenoemde afknipranden een debietsonttrekking opgelegd worden. Dit geldt niet voor het splitsingspuntenmodel, dat juist gebruikt zal worden om het effect van een rivierkundige ingreep op de afvoerdeling in kaart te brengen.

De bovenrand ligt voor alle deelmodellen bij Emmerich, ter plaatste van rkm 854,7. De locaties van de benedenranden staan vermeld in Tabel 6-2. De globale locaties zijn opgegeven door de opdrachtgever. De uiteindelijke locaties zijn steeds bepaald door een zo haaks mogelijk op de rivier staande roosterlijn te nemen.

Tabel 6-2 Locaties benedenranden WBR modellen

Deelmodel	Benedenrand	Afvoeronttrekkingsranden
Waalmodel	Hardinxveld	<ul style="list-style-type: none"> • Pannerdensch Kanaal: rkm 872,5 (naam: Pan_kan_872_5)
Nederrijnmodel	Krimpen a/d Lek	<ul style="list-style-type: none"> • Waal: bij Ooij, rkm 877,5 (naam: Ooij_877_5) • IJssel: bij Westervoort, rkm 880,1 (Westerv_880_1)
IJsselmodel	Ketelbrug	<ul style="list-style-type: none"> • Waal: bij Ooij, rkm 877,5 (naam: Ooij_877_5) • Neder-Rijn: bij Arnhem, rkm 882.5 (naam: Arnhem_882_5)
Splitsingspuntenmodel	<ul style="list-style-type: none"> • Waal: bij de Prins Alexanderbrug bij Beneden Leeuwen, rkm 910,5 (Naam: BenLeeuwen_910_5) • Neder-Rijn: bij Grebbe, rkm 908,5 (Naam: Rhenen_908_5) • IJssel: bij Dieren, rkm 911.7 (Naam: Dieren_911_7) 	n.v.t

De modellen zijn klaargezet voor een permanente afvoer van $Q = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith. Aan de onttrekkingsranden wordt de beleidsmatig vastgestelde afvoerdeling opgelegd (zie Tabel 6-3). Uit de berekening met het splitsingspuntenmodel is voor deze randen de verdeling van de totale afvoer over de breedte afgeleid. Een spreadsheet (*wbr_onttrekkingen_modelranden.xls*) is beschikbaar om voor een ander debiet bij Lobith op basis van dezelfde debietsverhoudingen nieuwe randvoorwaardenbestanden voor deze onttrekkingsranden aan te maken.

Tabel 6-3 Onttrekkingsdebieten modelbenedenranden bij $Q_{\text{Lobith}} = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$

Onttrekkingsrand	Debiet (m^3/s)	
Pannerdensch kanaal: rkm 872,5	5.470	(36.47%)
Waal: bij Ooij, rkm 877,5	9.530	(63.53%)
IJssel: bij Westervoort, rkm 880,1	2.305	(21.1%)
Neder-Rijn: bij Arnhem, rkm 882.5	3.165	(15.37%)
Q_{Lobith}	15.000	(100%)

De zijdelingse toestroming naar de IJssel bedraagt voor de Oude IJssel $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ en voor het Twenthe kanaal $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$. Voor een afvoer van $10.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith gelden deze laterale afvoeren nog steeds.

De opdrachtgever wenst aan de benedenranden bij Hardinxveld en het Ketelmeer de QH-relaties van hr2001 te laten gelden.

Bij Krimpen a/d Lek wordt echter een waterstand opgedrukt van 1,54 m + NAP, corresponderend met de waterstand uit de Q-H relatie voor een afvoer van 16.000 m³/s bij Lobith. Voor $Q_{\text{Lobith}} = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ zal bij de Ketelbrug ongeveer gelden: $H = 0,28 \text{ m} + \text{NAP}$ en bij Hardinxveld / Werkendam $H = 4,03 \text{ m} + \text{NAP}$.

Voor de benedenranden van het splitsingspuntenmodel zijn de volgende waterstanden door de opdrachtgever verstrekt:

- Waal: bij de Prins Alexanderbrug bij Beneden Leeuwen, rkm 910,5: 11,53 m + NAP
- Neder-Rijn: bij Grebbe, rkm 908,5: 10,76 m + NAP
- IJssel: bij Dieren, rkm 911,7 10,73 m + NAP

Deze resultaten zijn afkomstig van een som met het hr2006_4 model op het 40m rooster. Deze som is gemaakt met WAQUA versie 2006-01. Op twee benedenranden, Werkendam en Ketelmeer, van dit model zijn de QH-relaties van hr2001 gelegd, bij Krimpen a/d Lek is een waterstandsrand van 1,54 m+ NAP gebruikt. De 2 eerder genoemde stationaire lateralen zijn gebruikt, te weten Oude IJssel 30 m³/s en Twentekanaal 35 m³/s. Op de bovenrand is een permanentie van 15.000 m³/s opgegeven. De waterstanden zijn vervolgens afgelezen uit het waterstandsveld aan het eind van de berekening in de as van de rivier op de locaties waar in het 20 m de randen liggen.

6.3 Toepassingsmogelijkheden

De WBR modellen van de afzonderlijke takken kunnen worden gebruikt om het effect van rivierkundige ingrepen te bepalen. Om te weten of de ingrepen ook effect hebben op de afvoerverdeling over de splitsingspunten, kan het splitsingspuntenmodel worden toegepast. Alleen van maatregelen bovenstrooms van de Prins Alexanderbrug bij Beneden Leeuwen (Waal, rkm 910,5), Grebbe (Neder-Rijn, rkm 908,5) en Dieren (IJssel, rkm 911,7) kan de invloed op de afvoerverdeling worden bepaald.

Gebruik van het WBR model in relatieve zin, in de vorm van vergelijkende berekeningen, heeft de voorkeur boven het gebruik van het model in absolute zin.

De WBR modellen zijn in principe alleen afgeregeld voor een afvoer van orde $Q_{\text{Lobith}} = 12.000 \text{ m}^3/\text{s}$. Door gebruik van de alluviale ruwheidsvoorspeller wordt aangenomen dat het model geldig is voor een bereik van circa $10.000 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{\text{Lobith}} < 16.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

Uit de laagwaterkalibratie blijkt dat de WBR ruwheidsset in rough.karak_wbr niet geldig is voor nog lagere afvoeren. De getallen uit de laagwaterkalibratie kunnen hier echter nog niet voor worden gebruikt omdat deze niet zijn gecorrigeerd voor single-multibeam verschillen.

Indien effecten van maatregelen bij een andere afvoer dan 15.000 m³/s bij Lobith moeten worden bepaald, dan dienen respectievelijk bovenranden, benedenranden en onttrekkingsranden te worden aangepast. Hiervoor kan de spreadsheet *wbr_onttrekkingen_modelranden.xls* worden gebruikt. De laterale instroming van de Oude IJssel en het Twenthekanaal wijzigt echter niet.

7 Aanvullende vraag over de afvoerbeschrijving

De opdrachtgever heeft gevraagd om wat dieper in te gaan op mogelijkheden om de afvoerbeschrijving van het model te verbeteren vanuit het oogpunt van berging c.q. inloopgedrag van uiterwaarden en gebrek aan voldoende betrouwbare afvoermetingen.

7.1 Demping

Daar waar het gaat om een juiste beschrijving van de waterstanden kunnen zowel afvoer als ruwheid aangepast worden, ze zijn in dit licht dus uitwisselbaar. Een juiste beschrijving van de ontwikkeling van de afvoergolf door het systeem en het debiet is dus een zeer belangrijk onderdeel in een kalibratieberekening. Ze blijken echter maar heel indirect te sturen te zijn. Gemeten of afgeleide randvoorwaarden worden hard opgelegd maar hoe het debiet zich daarna gedraagt wordt bepaald door o.a. ruwheid, berging, verhang, grootte van de afvoer en steilheid van de golf.

Op basis van afvoermetingen kan worden gecontroleerd of de berekende debietsontwikkeling klopt. Door gebrek aan voldoende en betrouwbare afvoermetingen in de Rijntakken kan, naast het afregelen op waterstanden, ook moeilijk (actief) op het debiet worden gestuurd. In de huidige kalibratieprocedure blijft het dus nog een controle achteraf.

Een bijkomend probleem wordt gevormd door de interne terugkoppelingen tussen o.a. de ruwheid of overige schematisatie en de debietsontwikkeling. Er wordt namelijk afgeregeld door de ruwheid van het zomerbed aan te passen waardoor deze naast de feitelijke beschrijving van de ruwheid van het zomerbed dus ook als “vuilnisbak” fungeert. Met andere woorden, een fout ergens in de schematisatie wordt opgelost door de ruwheid van het zomerbed aan te passen. Hiermee wordt echter ook de ontwikkeling van de afvoergolf en het lokale debiet weer beïnvloedt. De vraag is nu of de ruwheidsaanpassing ook een positieve bijdrage levert aan de ontwikkeling van de afvoergolf.

Aan de wiskundige beschrijving van de ontwikkeling van een afvoergolf kan worden ontleend dat de demping van een afvoergolf sterker wordt naarmate (Ogink, 2000):

1. de berging toeneemt;
2. de ruwheid toeneemt (k groter of C lager);
3. het bodemverhang kleiner is/wordt;
4. de grootte (piekwaarde) van de afvoer groter is;
5. de steilheid van de golf groot is (of de duur van de golf klein).

In de wiskundige uitdrukking komen met uitzondering van de piekafvoer alle opgesomde beschrijvingen kwadratisch voor, wat een indruk geeft van hun invloed. Als bijvoorbeeld ergens in het systeem berging ontbreekt of wordt gemist dan zal de demping worden onderschat en zal de ruwheid verder moeten worden verlaagd om tot de juiste waterstanden te komen. Zoals uit de opsomming hierboven blijkt leidt dit echter ook weer tot verminderde demping en is er als het ware sprake van een onderlinge versterking.

Voor de ontwikkeling van het debiet, c.q. afvoergolf, zijn ruwheid en berging dus belangrijke onderdelen in de kalibratie omdat deze nog in meer of mindere mate kunnen worden beïnvloed.

In de vorige hoofdstukken over de kalibratie is reeds stilgestaan bij hydraulische ruwheid. Ten behoeve van verbetering van de kalibratie wordt in dit hoofdstuk daarom alleen stilgestaan bij berging. Daarnaast komen afvoermetingen nog aan de orde, die nodig zijn voor een controle van de berekeningsresultaten.

7.2 Berging

Berging in uiterwaarden zorgt ervoor dat de afvoer benedenstrooms van het bergingsgebied gedurende een periode niet toeneemt. De waterstanden in het invloedsgebied (zowel bovenstrooms als benedenstrooms van het bergingsgebied) blijven hierbij enige tijd op een constant niveau hangen, of vlakken even af. Passief vindt berging plaats doordat uiterwaarden gaan instromen, al dan niet na overstroming van omliggende kades. Actief wordt berging soms in gang gezet door het niveau van regelbare sluisjes in de bekading rond uiterwaarden aan te passen. Vaak heeft dit tot doel om schade aan het binnentalud van de uiterwaardbekading, als gevolg van overstroming van de kruin, te voorkomen.

Omdat berging een belangrijk aandeel heeft in de debietsontwikkeling, zou meer inzicht gewenst zijn in de locaties en tijdstippen waar instroming van uiterwaarden optreedt of in het verleden is opgetreden. Om het inzicht te vergroten kunnen nu reeds maatregelen getroffen worden. Voor situaties uit het verleden zullen andere wijzen moeten worden bedacht.

Voor de toekomst kan worden gedacht aan één of een combinatie van de volgende maatregelen:

1. Geregeld uitvoeren van luchtfoto's (meerdere per hoogwater) om de ontwikkeling van inloopgedrag van uiterwaarden en berging in kaart te brengen, zodat deze naast kalibratieberekeningen gelegd kunnen worden.
2. Hiervoor kan evt. ook gebruik gemaakt worden van satellietbeelden, eventueel in combinatie met luchtfoto's. De frequentie van satellietbeelden moet dan wel toereikend zijn.
3. Interviewen van sluisjesbeheerders om helder te krijgen hoe en wanneer sluisjes worden ingezet.
4. Meetapparatuur op belangrijke sluisjes plaatsen om de hoogte of het stuurgedrag mee vast te leggen.
5. Beleid uitzetten op hoe en wanneer sluisjesniveaus mogen worden aangepast.

Voor afvoeren uit het verleden hebben bovenstaande maatregelen mogelijk geen baat meer en zal het inzicht op andere manieren verbeterd moeten worden:

1. Het goed beschrijven waar berging (vermoedelijk) in de berekeningen wordt gemist en dit herleiden naar een specifieke ontbrekend sluisje of ander laag punt in de bekading. Op basis van het berekende waterstandsverloop op verschillende punten langs de riviertakken (zie bijvoorbeeld kalibratieresultaten in Bijlage D) zijn verschillende locaties aan te wijzen waar dit aan de orde kan zijn.

2. Het in kaart brengen van alle sluisjes in het systeem, zowel de wel als niet in het WAQUA model geschematiseerde. Hier kan bijv. Google Earth een hulpmiddel bij zijn. Voor ieder sluisje de afmetingen verzamelen (breedte, kruinvorm, uiterste + gemiddelde standen). Trachten te achterhalen of het sluisje tijdens het betreffende hoogwater is aangepast. Eventueel hiervoor een inschatting maken of er vanuitgaan dat bij een aanpassing altijd de laagste of hoogste stand wordt ingesteld. Met deze gegevens in combinatie met een overlaatformule kan het debiet door c.q. over het sluisje worden geschat op basis waarvan een classificering van de belangrijkste sluisjes in het systeem kan worden bepaald.
3. het in kaart brengen van de (relatief) laagste aan de hoofdgeul grenzende punten in een uiterwaardbekading, en in benedenstroomse richting in kaart brengen rond welke tijdstippen van een hoogwater deze punten zijn gaan instromen.

De sluisjes zitten nu niet of nauwelijks in het WAQUA model verwerkt; ten hoogste zijn ze in het overlatenbestand verwerkt. Indien bepaalde sluisjes op basis van de analyse werkelijk een significante invloed blijken te hebben op het onderloopgedrag van de uiterwaarden en de ontwikkeling van de afvoergolf, dan zal meer aandacht aan deze sluisjes moeten worden besteed door *i)* ze in ieder geval te modelleren, *ii)* zo goed mogelijk het meest representatieve niveau er aan toe te kennen (laagste of gemiddeld niveau, *iii)* ze evt. als barrières te schematiseren met een stuurmechanisme (waterstands – kruinniveau relatie, open/dicht relatie, etc). Een barriërschematisatie lijkt het meest voor de hand liggend omdat naast stuurregels ook goed kan worden gecompenseerd voor een afwijkende breedte t.o.v. de roostercel door middel van een afvoercoëfficiënt en / of de “barrier-width” key-word.

Indien wordt uitgegaan van orde 100 aparte uiterwaarden langs verschillende takken, en iedere uiterwaard 1 sluisje heeft waarvan 50% een significante invloed hebben op het onderloopgedrag van de uiterwaard dan gaat het om circa 50 sluisjes.

Het goed beschrijven waar berging vermoedelijk wordt gemist en dit te herleiden naar een specifieke ontbrekend sluisje of ander laag punt is geen eenvoudige taak. Dit omdat het niet goed beschrijven van het waterstandsverloop kan worden veroorzaakt door het ontbreken van berging bovenstrooms van het punt (minder debiet) of benedenstrooms van het punt via verhanglijnwerking, of toch door een geheel andere oorzaak. Voorgesteld wordt eerst de IJssel onder de loop te nemen, omdat in deze tak het bergingsprobleem het meeste speelt en het beeld niet wordt verstoord door de grote stuwen op de Neder-Rijn.

7.3 Afvoermetingen

Op een aantal momenten gedurende het hoogwater van 1993 en 1995 is het debiet over een dwarsraai gemeten. Deze metingen hebben zich toen met name gericht op de debieten over de takken rond de splitsingspunten en bij Lobith t.b.v. de bovenrandvoorwaarde. Deze afvoeren zijn toentertijd gecontroleerd en geanalyseerd, waarna om verschillende redenen een groot aantal metingen is afgekeurd; onder andere vanwege “trendbreuken” en de grote fouten in de totale massabalans.

Pothof en Van der Klis (2004) melden dat er bij Rijkswaterstaat sinds 1998 een omschakeling heeft plaatsgevonden van Ott-molen propeller meting naar ADCP instrument.

Voor nieuwe hoogwaters kunnen daarom mogelijk meer betrouwbare afvoermetingen worden verwacht dan die van het hoogwater van 1993 en 1995. Echter, een aantal mogelijke aspecten worden opgesomd om voor een volgend hoogwater meer betrouwbare afvoermetingen ter beschikking te hebben.

- Per meting gebruik maken van een dubbele set meetinstrumenten, zodat de resultaten onderling kunnen worden gecontroleerd en/of worden uitgewisseld, zodat meetfouten beter kunnen worden uitgesloten.
- Meer raaien langs de riviertakken bemeten.
- Meer frequent meten.
- Onderscheid maken tussen debietsmeting in het zomerbed en in de uiterwaarden. In Pothof en Van der Klis (2004) wordt aangegeven dat de grootste foutenbron in afvoermetingen de afvoer in uiterwaarden betreft. Door dit onderscheid te maken kan meer aandacht worden besteed aan dit onzekere deel in de metingen. Daarenboven kan met deze informatie het model beter worden afgeregeld en modelinstellingen beter worden gevalideerd (onder andere de eddyviscositeit). Anderzijds geeft de onzekerheid van uiterwaardmetingen aan dat afvoermetingen in uiterwaardloze trajecten onderdeel zouden moeten vormen van de meetlocaties.

Voor kwantitatieve analyse van de foutenbronnen bij varend debiet meten wordt o.a. verwezen naar Pothof en Van der Klis (2004). Dit document zou een basis kunnen zijn om metingen uit het verleden te analyseren op meetfouten teneinde hier lering uit te trekken voor toekomstige metingen.

In relatie tot de kalibratie zou het verder wenselijk om vast te leggen hoe bij kalibraties moet worden omgegaan met afwijkingen in berekende afvoeren ten opzichte van tevens onzekere afvoermetingen. Hierbij moet worden afgevraagd wat de acceptabele fout per modeltak is, en hoe de fout over de Rijntakken moet worden verdeeld. Aanbevolen wordt een kalibratieprotocol als levend document op te stellen waarin dit een onderdeel vormt.

8 Conclusies en aanbevelingen

Voor de drie riviertakken Waal, Neder-Rijn en IJssel en het splitsingspunt van de Rijntakken zijn afzonderlijke WAQUA hoogwatermodellen vervaardigd op basis van het 20 m rooster. Deze modellen zullen worden gebruikt ten behoeve van vergunningaanvragen in het kader van WBR. De WBR modellen van de afzonderlijke takken kunnen worden gebruikt om het effect van rivierkundige ingrepen te bepalen. Van deze modellen ligt de afvoerverdeling vast doordat op de afknipranden een debietsonttrekking wordt opgelegd. Om te weten of de ingrepen ook effect hebben op de afvoerverdeling over de splitsingspunten, kan het splitsingspuntenmodel worden toegepast..

De modellen zijn gekalibreerd op het hoogwater van 1995 en gevalideerd op het hoogwater van 1993. Tevens is een kalibratie uitgevoerd op de kleine afvoergolf dat aan het feitelijke hoogwater van 1995 voorafgaat.

8.1 Conclusies

Schematisatiekeuzes

- Uit oogpunt van rekentijden en het feit dat uit testberekeningen met een stationaire afvoer bleek dat het model een mindere stabiel instroomgedrag vertoonde als de tijdstap werd verkleind, is gekozen voor een rekentijdstap van $t=0,25$ min.
- Gezien het instabiele karakter van het stroombeeld bij een automatische debietsverdeling op de onttrekkingsranden zullen de geplande WBR modellen worden uitgerust met een open rand met manuele debietsverdeling.
- Naast het feit dat rustig vanuit een initiële situatie moet worden opgestart blijkt voor Q-H relaties een reflectiecoëfficiënt van 100 vereist te zijn.

Kalibratie Pannerdensche overlaat

- In het 20m WAQUA model van de Rijntakken wordt de Pannerdensche overlaat niet meer als overlaat maar als barriër geschematiseerd. Deze aanpak blijkt een verbetering te geven ten opzichte van de oorspronkelijke aanpak, waarbij de Pannerdensche overlaat als kade (overlaat) werd geschematiseerd.
- Voor hoogwaterberekeningen wordt een barriërcoëfficiënt van 1,09 geadviseerd.
- Voor afwijkende afvoeren tussen $150 \text{ m}^3/\text{s}$ en $800 \text{ m}^3/\text{s}$ over de overlaat kan voor het bepalen van de meest geschikte barriërcoëfficiënt bijlage A.8 worden gebruikt.

Kalibratie op het “laagwater” van 1995

- Een “laagwaterkalibratie” is uitgevoerd op de kleine afvoergolf dat aan het feitelijke hoogwater voorafgaat, binnen een venster van 48 uur rond de top.
- Een aantal meetpunten blijkt niet op de juiste locatie in het model terecht te komen en is handmatig verschoven.
- Het rekenrooster is hier een daar slecht te noemen. Op delen is het rooster meer rechthoekig dan curvilineair en het zomerbed (normaallijnen) wordt op verschillende trajecten niet of slecht gevolgd. Cross-secties bij de splitsingspunten zijn overgenomen van het 40 m model. Dit bleek echter door de aard van het rooster soms niet mogelijk.
- De binnen het kalibratievenster gemiddelde afwijkingen tussen berekende en gemeten waterstanden worden weergegeven in Tabel 8-1.

- Omgerekend naar een waterdiepte van $h=6$ m worden op de Waal en de Neder-Rijn gemiddeld een k -waarde van 0,19 m gevonden, de IJssel blijkt onder deze omstandigheden gladder, orde $k = 0,11$ m. De C -waarde schommelt rond de $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.
- Ten opzichte van de afvoermetingen bedraagt de gemiddelde debietsafwijking over alle takken in absolute zin orde $40 \text{ m}^3/\text{s}$.
- De gevonden ruwheden zijn niet gecorrigeerd voor single-multibeam verschillen, dus kunnen niet direct worden toegepast in de uiteindelijke WBR-modellen.

Kalibratie op het hoogwater van 1995

- Kalibratie van het 20 m model is uitgevoerd op het hoogwater van 1995, binnen een venster van 48 uur rond de top.
- De binnen het kalibratievenster gemiddelde afwijkingen tussen berekende en gemeten waterstanden worden weergegeven in Tabel 8-1.
- Een verhoging van de eddy viscositeit van $\nu = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ naar $1,0 \text{ m}^2/\text{s}$ resulteert in een verlaging van de α -waarde van orde 25%.
- In absolute zin bedraagt de over alle takken gemiddelde afwijking in afvoer orde $80 \text{ m}^3/\text{s}$ ten opzichte van de metingen.
- Omgerekend naar een waterdiepte van $h=10$ m worden op de Waal, de Neder-Rijn en de IJssel gemiddeld een k -waarde van 0,27 m, 0,42 m en 0,19 m gevonden. De C -waarde schommelt rond de $50 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.
- Bij Doesburg en bij Hagestein heeft het model nog een iets instabiel karakter, en ook moet worden geconcludeerd dat het debiet bij Lobith nog $5 \text{ m}^3/\text{s}$ rond een gemiddelde waarde slingert.

Verificatie op het hoogwater van 1993

- De meest opvallende zaken voor wat betreft de verificatie op het hoogwater van 1993 komen overeen met die van het hoogwater van 1995.
- De binnen het kalibratievenster gemiddelde afwijkingen tussen berekende en gemeten waterstanden worden weergegeven in Tabel 8-1.

Tabel 8-1 Gemiddelde waterstandsverschillen(berekening min metingen) binnen het kalibratievenster voor de kalibratie en verificatiesommen

	kalibratie laagwater 1995	kalibratie hoogwater 1995	verificatie hoogwater 1993
Gemiddeld over alle MSW-stations	0,1 cm	0 cm	-3,1 cm
Absoluut gemiddelde over alle MSW-stations	1,4 cm	1,8 cm	5,1 cm
Gemiddeld over alle meetstations	0,5 cm	-1,4 cm	-5,5 cm
Absoluut gemiddelde over alle meetstations	3,0 cm	6,1 cm	8,7 cm

Single-multibeam correctie

- Een correctie van de gekalibreerde ruwheden is nodig omdat na 2000 vrijwel alle bodems met een multibeam instrument worden bemeten en in 1995 nog gebruik werd gemaakt van singlebeam-technieken. Een met multi-beam bemeten bodem blijkt significant lager te liggen.
- Gemiddeld bedraagt de correctiefactor op de α -waarden 1,16.

WBR-modellen

- De WBR-modellen worden opgeleverd voor een debiet bij Lobith van $Q=15.000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- De WBR modellen worden geldig geacht voor een afvoerbereik van $10.000 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{\text{Lobith}} < 16.000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Indien effecten van maatregelen bij een andere afvoer dan $15.000 \text{ m}^3/\text{s}$ bij Lobith moeten worden bepaald, dan dienen respectievelijk bovenranden, benedenranden en onttrekkingsranden te worden aangepast, waarbij gebruik kan worden gemaakt van de spreadsheet *wbr_onttrekkingen_modelranden.xls*.
- De WBR modellen van de afzonderlijke takken kunnen worden gebruikt om het effect van rivierkundige ingrepen te bepalen.
- Om te weten of de ingrepen ook effect hebben op de afvoerverdeling over de splitsingspunten, kan het splitsingspuntenmodel worden toegepast. Alleen van maatregelen bovenstrooms van de Prins Alexanderbrug bij Beneden Leeuwen (Waal, rkm 910,5), Grebbe (Neder-Rijn, rkm 908,5) en Dieren (IJssel, rkm 911,7) kan de invloed op de afvoerverdeling worden bepaald

Afvoerbeschrijving

- De opdrachtgever heeft gevraagd om wat dieper in te gaan op mogelijkheden om de afvoerbeschrijving van het model te verbeteren vanuit het oogpunt van berging c.q. inloopgedrag van uiterwaarden en gebrek aan voldoende betrouwbare afvoermetingen.
- Berging is een belangrijk onderdeel bij het dempen van een hoogwaterafvoergolf en de afname van de waterstanden.
- Het missen van berging in kalibratieberekeningen kan leiden een extra verlaging van de te kalibreren ruwheid waarmee de afvoergolf nog minder zal worden gedempt.
- Een beter inzicht in de locaties en tijdstippen waar instroming van uiterwaarden in het gebied optreedt is gewenst om het model beter hierop te kunnen controleren.

8.2 Aanbevelingen

Schematisatiekeuzes

- Aanbevolen wordt om in WAQVIEW een extra uitvoeroptie in te bouwen, namelijk $\text{Max}(\text{Laatste}25) - \text{Min}(\text{Laatste} 25)$ en/of $\text{Max}(\text{Laatste}13) - \text{Min}(\text{Laatste}13)$. Naarmate dit verschil groter wordt is het model (nog) niet stabiel.

Kalibratie van het model

- Aanbevolen wordt in altijd eerst een kalibratie uit te voeren op een periode voor de feitelijke hoogwatergolf. Hierop kan dan voor de hoogwaterkalibratie worden doorgestart.
- Voor de laagwaterkalibratie blijken de initiële waterstand in verschillende uiterwaarden te hoog te hebben gestaan, wat ook zijn weerslag kan hebben gehad op de hoogwaterkalibratie in verband met bergingseffecten. Aanbevolen wordt voor de laagwaterkalibratie steeds met een vrijwel “droge” uiterwaard op te starten.
- In kaart zou moeten worden gebracht wat de fysisch gebaseerde range in zomerbedruwheid is die men verwacht op basis van korrelgrootte en beddingvormen. Het verschil van deze ruwheid met de gekalibreerde waarde geeft een indruk van de omvang van de “vuilnisbak”-functie van de zomerbedruwheid en de mogelijke invloed die dat heeft op andere aspecten in de berekening (bijv. demping van de afvoergolf).

- Aanbevolen wordt verder onderzoek te verrichten naar een alluviale ruwheidsvoorspeller die toepasbaar is voor de totale reeks aan afvoeren, zodat een aparte laagwaterkalibratie overbodig wordt.
- Aanbevolen wordt meer aandacht te gaan besteden aan de werking van de stuwen in de Neder-Rijn. Aanbevolen wordt de juiste afvoercoëfficiënten van de stuwen in de Nederrijn te bepalen, aangezien deze nog op de default-waarden 1.0 staan.
- Daarnaast wordt geadviseerd om het gewenste stuurgedrag van de stuwen in de Neder-Rijn voor de hoogwaters van 1993 en 1995 nog een keer onder de loep te nemen. In het kader van dit onderzoek was hier onvoldoende tijd voor.
- Geadviseerd wordt om de uitvoer van WAQVIEW ten aanzien van de berekende stuwstanden te verbeteren en te vereenvoudigen. De uitvoer lijkt nog niet te kloppen en lijn te zijn met waqpro-r uitvoer.
- Voor conclusies en aanbevelingen voor wat betreft berekende waterstanden bij de meetpunten wordt verder verwezen naar de paragrafen 4.4.2 en 5.1.2.
- Aanbevolen wordt een kalibratieprotocol als levend document op te stellen waarin wordt aangegeven hoe kalibratie van de Rijntakken (en de Maas) moet worden uitgevoerd, wat de aandachtspunten zijn, hoe bij kalibraties moet worden omgegaan met afwijkingen in berekende afvoeren ten opzichte van tevens onzekere afvoermetingen, etc.

WBR-modellen

- Aanbevolen wordt de op het laagwater gekalibreerde ruwheden alsnog te corrigeren voor single-multibeam verschillen.

Additionele aanbevelingen

- In een apart project zou aandacht besteed moeten worden aan de problematiek van het missen van lokale berging in de uiterwaarden in de berekeningen.
- Een inventarisatie van alle sluisjes in het systeem en de (relatief) laagste punten in de uiterwaardbekading zou hier onderdeel van kunnen zijn. Op basis van het geschatte debiet over deze punten kan een classificering van de belangrijkste sluisjes in het systeem worden opgesteld. De meest invloedrijke sluisjes zouden als barriër aan het model kunnen worden toegevoegd. Aanbevolen wordt met de IJssel te beginnen.

9 Literatuur

Ogink, H.J.M. (2000). Plan van aanpak Hydraulische en Morfologische kennis, 2^{de} concept, WL | Delft Hydraulics, februari 2000.

Pothof, I en H. van der Klis (2004). Foutbronnen varend debiet meten, WL | Delft Hydraulics, H4489, december 2004.

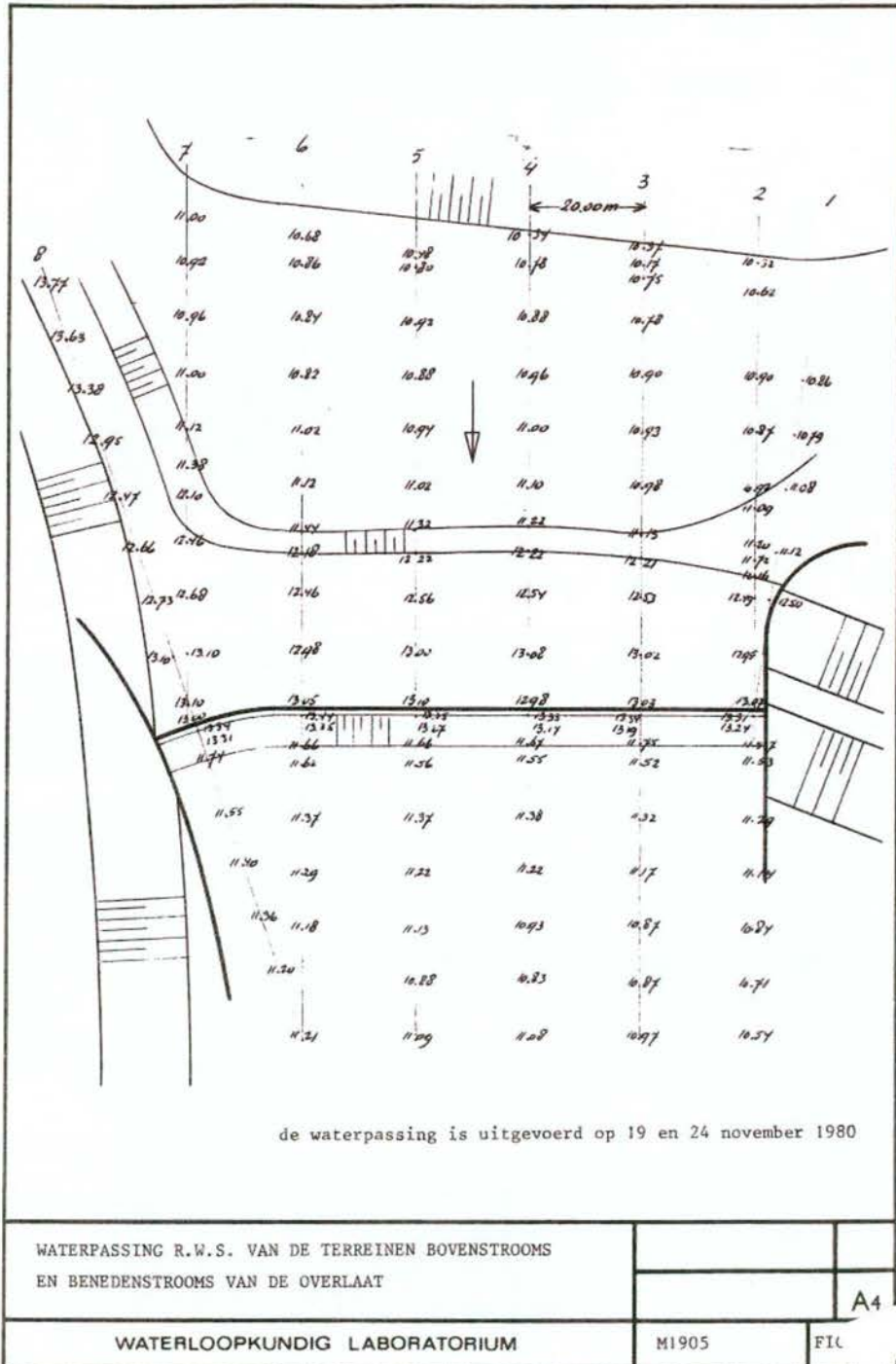
Van Velzen et. al. (2007). Achtergronden hr2006 (nog niet gepubliceerd).

Vollebregt, E.A.H. en C. van Velzen (2004). Automatisering van de kalibratie van WAQUA riviermodellen, Vortech Computing

Waterloopkundig Laboratorium (1983). Overlaat in de Groene rivier te Panmerden; vaststelling van de afvoerbetrekking; verslag modelonderzoek, M1905, maart 1983.

A Bijlagen Pannerdensche overlaat

A.1 Bovenaanzicht Pannerdensche overlaat en waterpassing d.d. november 1980 (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983)

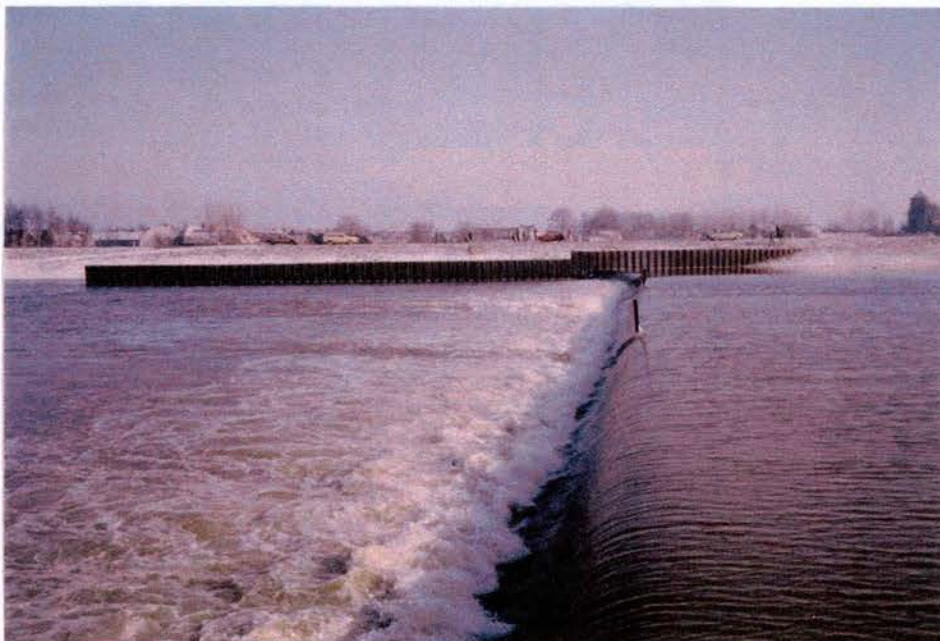


A.2 Een overstroomde Pannerdensche overlaat in 1982

(Duidelijk te zien zijn de twee straalbrekers bovenop de overlaat)

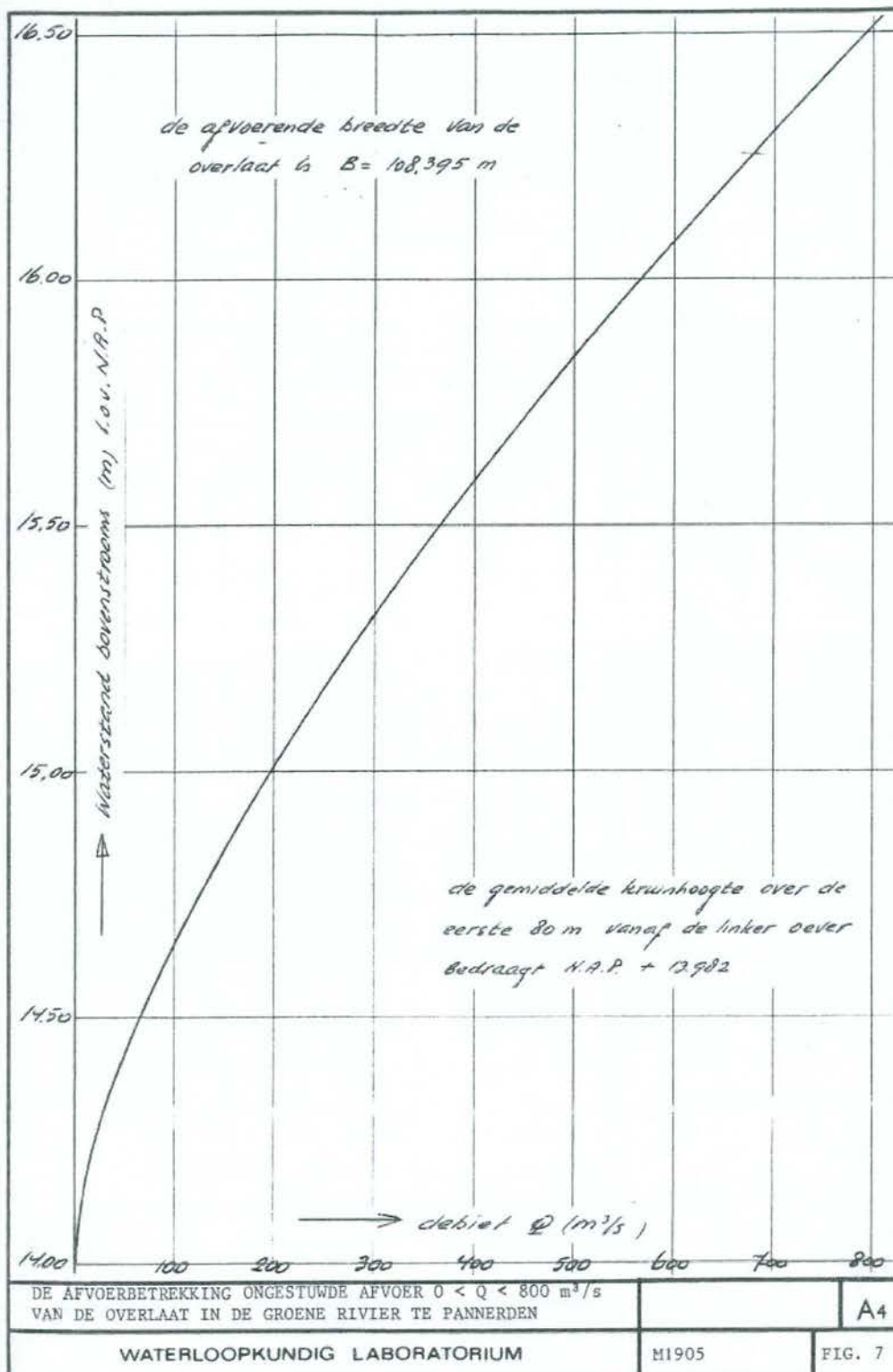


Gezien vanaf de bandijk bij Pannerden

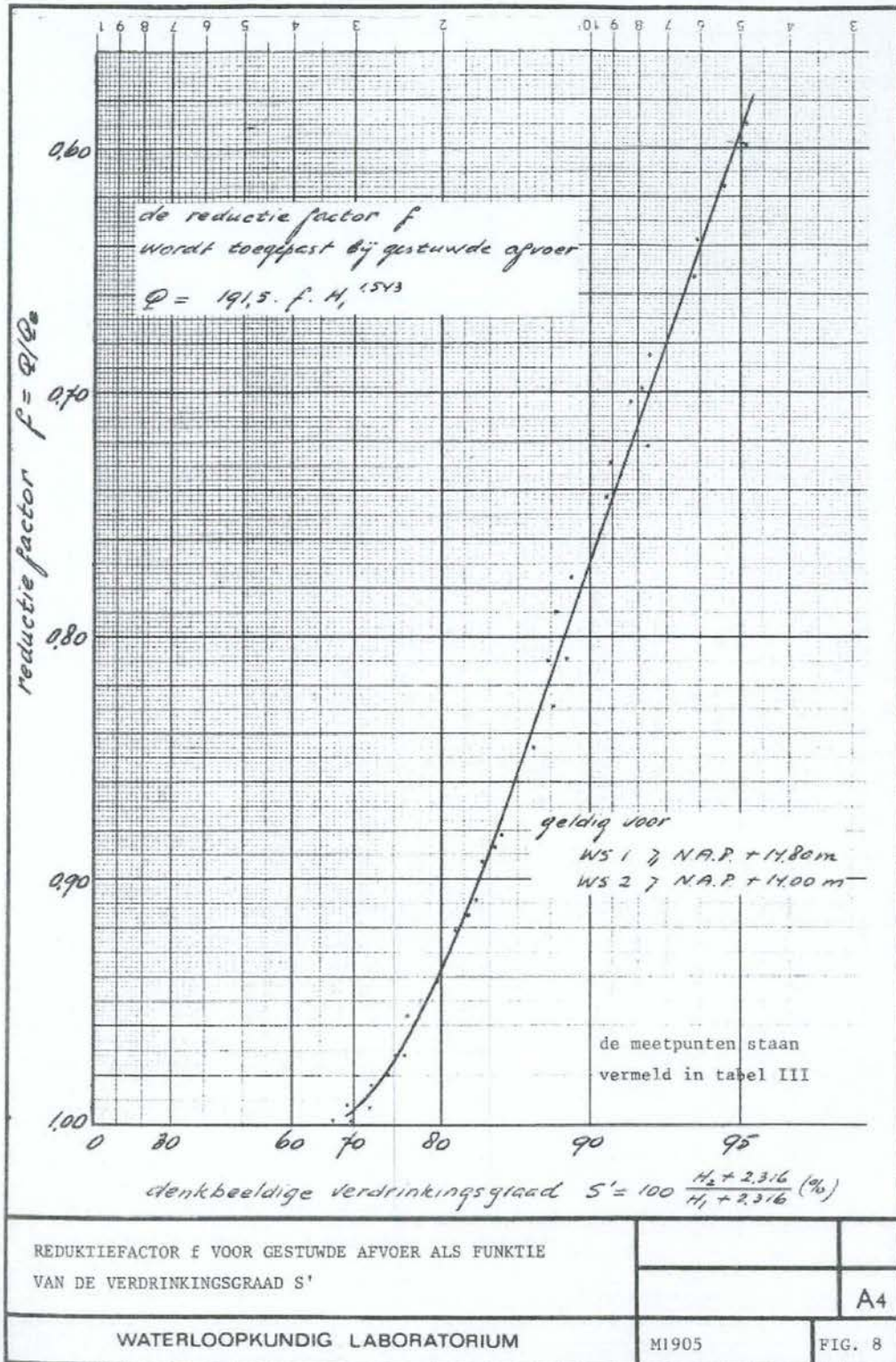


Gezien in de richting van Pannerden, zondag 10 januari 1982

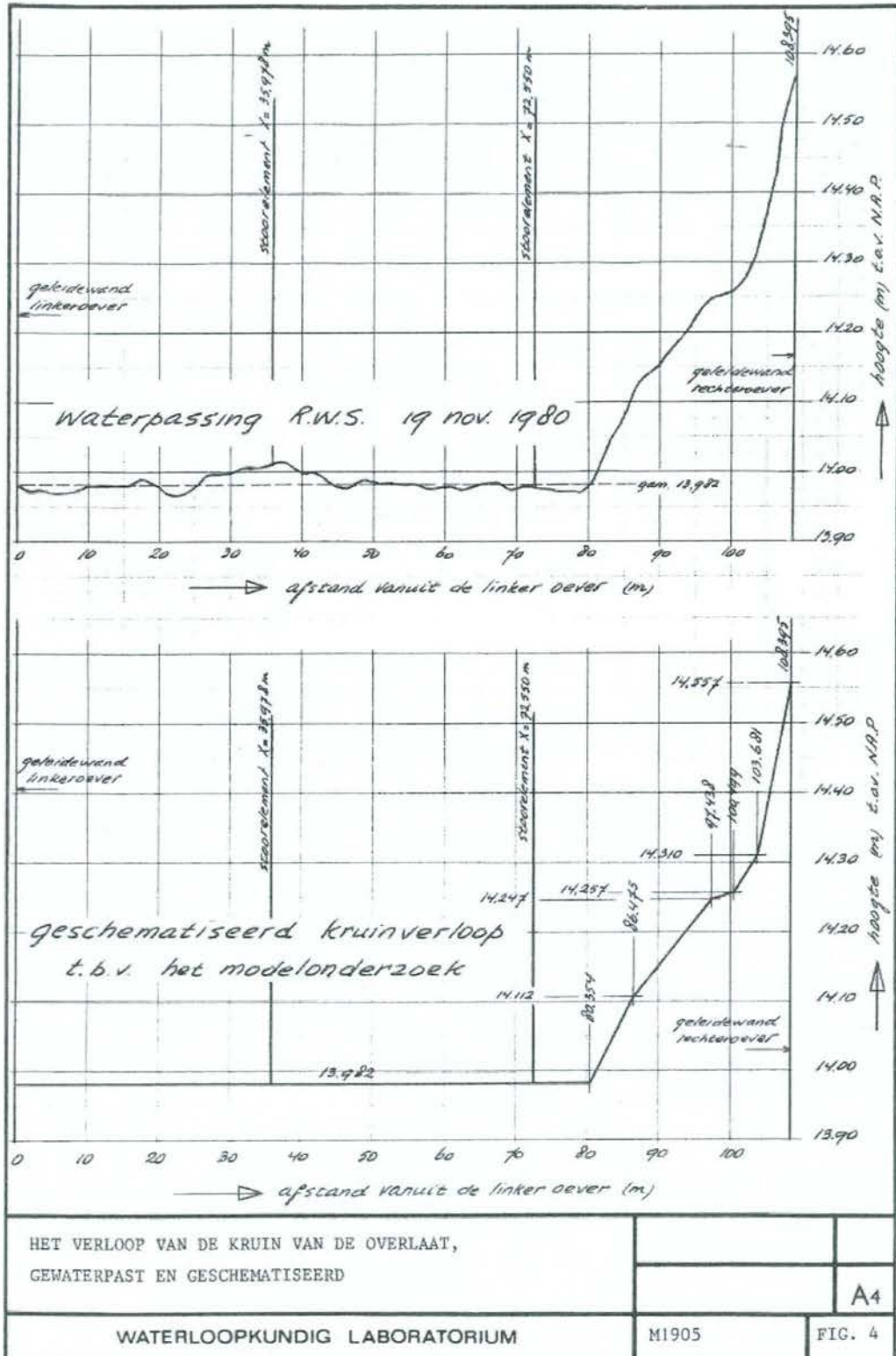
A.3 De afvoerbetrekking voor ongestuwde afvoer $0 < Q < 800$ m^3/s (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983)



A.4 Reductiefactor f voor gestuwde afvoer als functie van de verdrinkingsgraad S' (bron: Waterloopkundig Laboratorium, 1983)

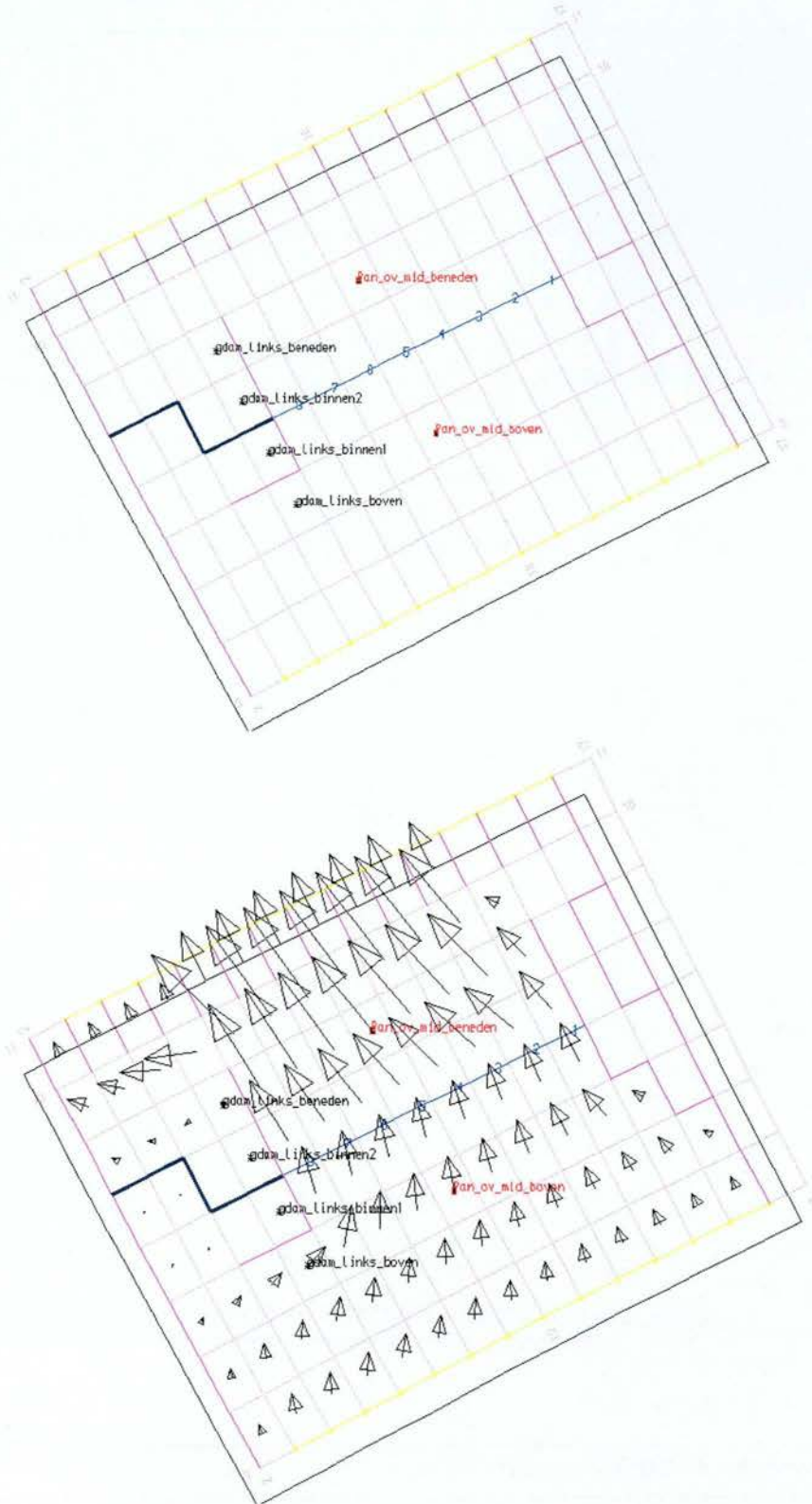


A.5 Het verloop van de kruin van de pannerdenschse overlaat (waterpassing 19 nov. 1980).

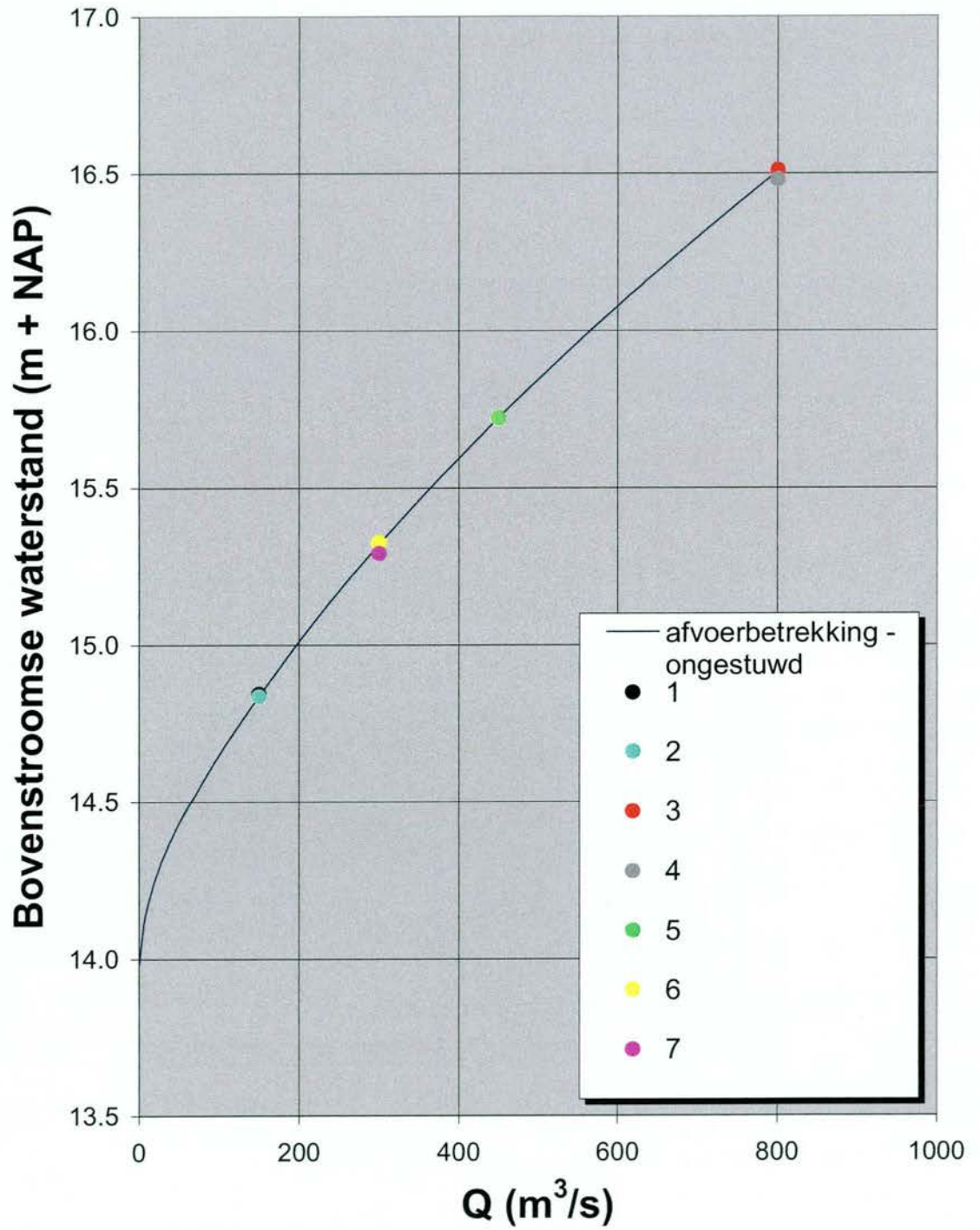


A.6 Beeld van het WAQUA model

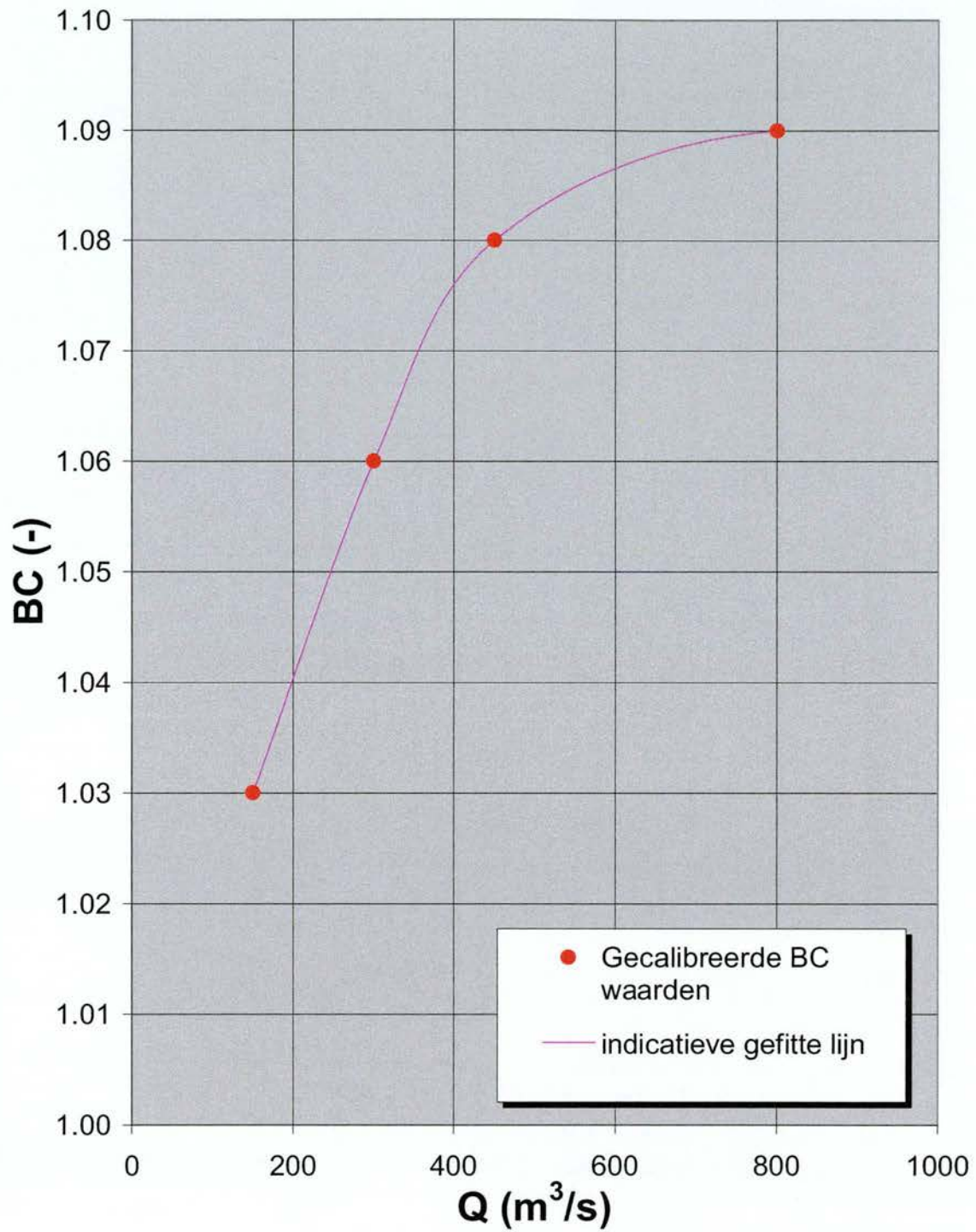
(Snelheidsvectoren komen overeen met een afvoer van $800 \text{ m}^3/\text{s}$)



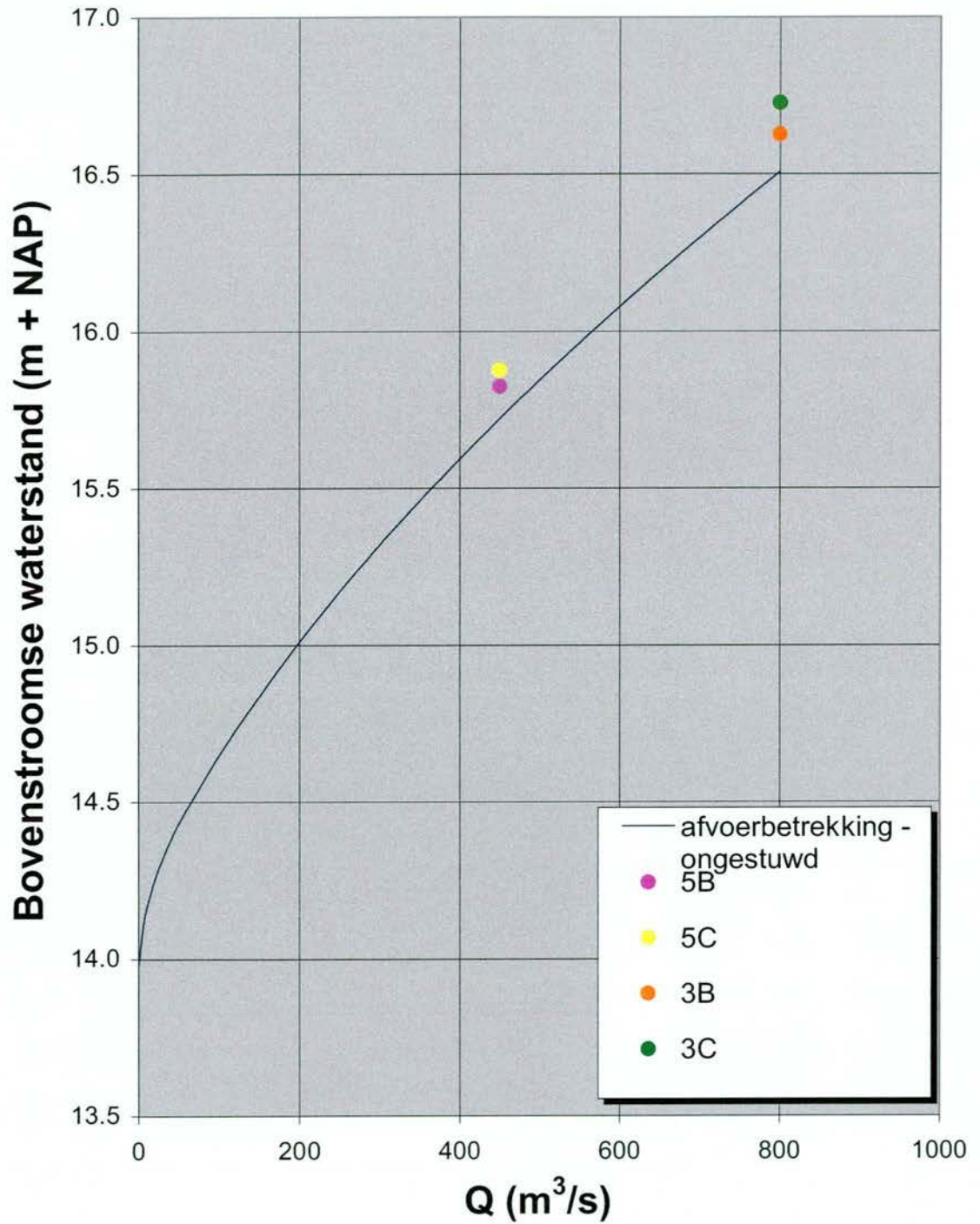
A.7 Berekende bovenwaterstanden versus theoretische Afvoerbetrekking



A.8 Gekalibreerde barriercoëfficiënt als functie van de afvoer

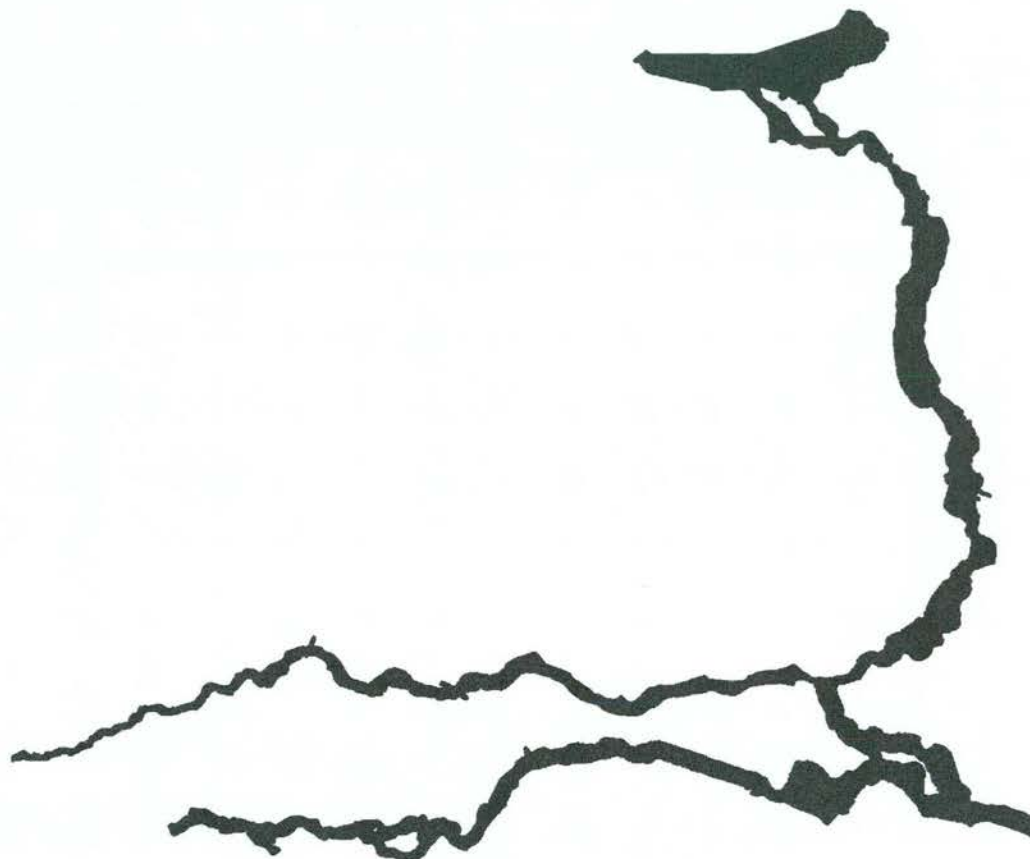


A.9 Berekende bovenwaterstanden versus theoretische afvoerbetrekking; Pannerdensche overlaat geschematiseerd op de oorspronkelijke wijze

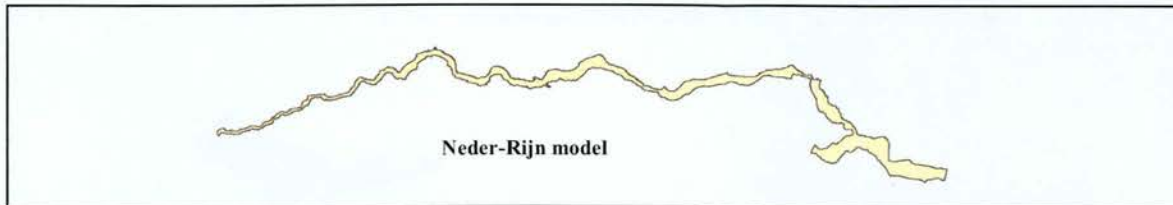


B Contouren Rijntakkenmodel

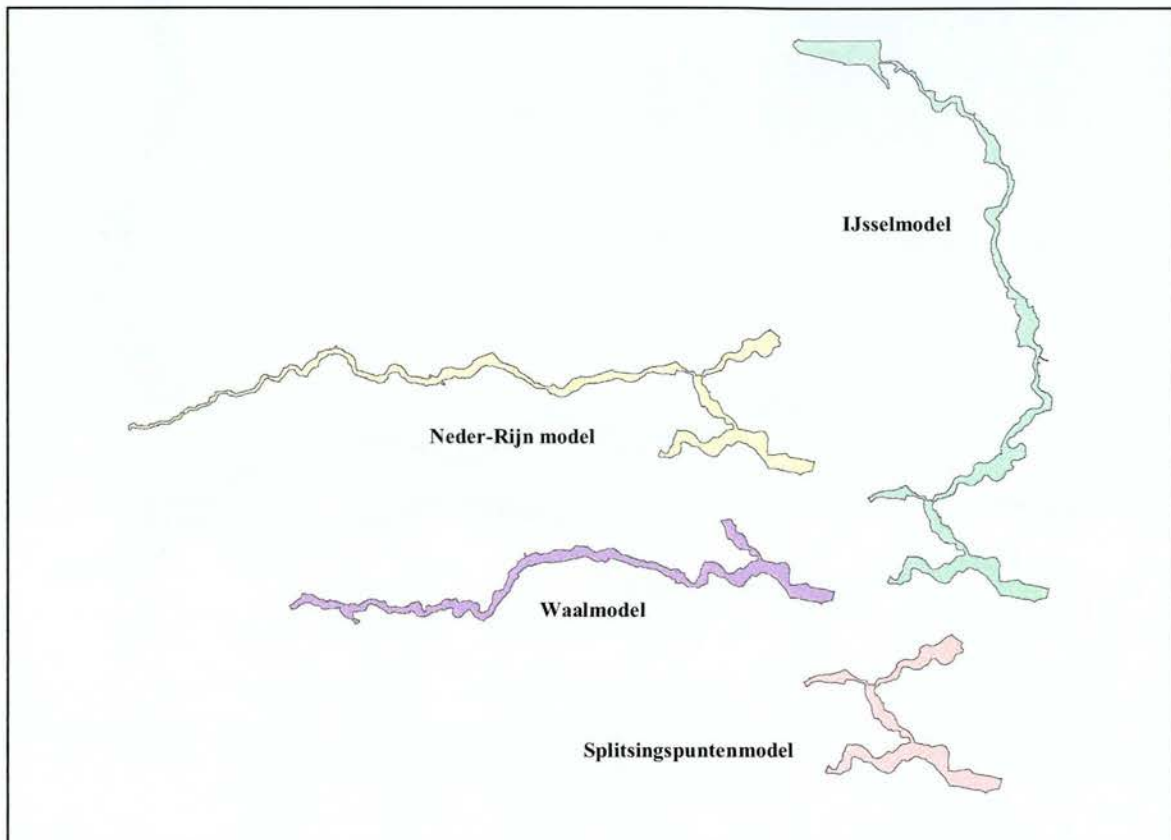
B.1 20 m rooster van het Rijntakkenmodel



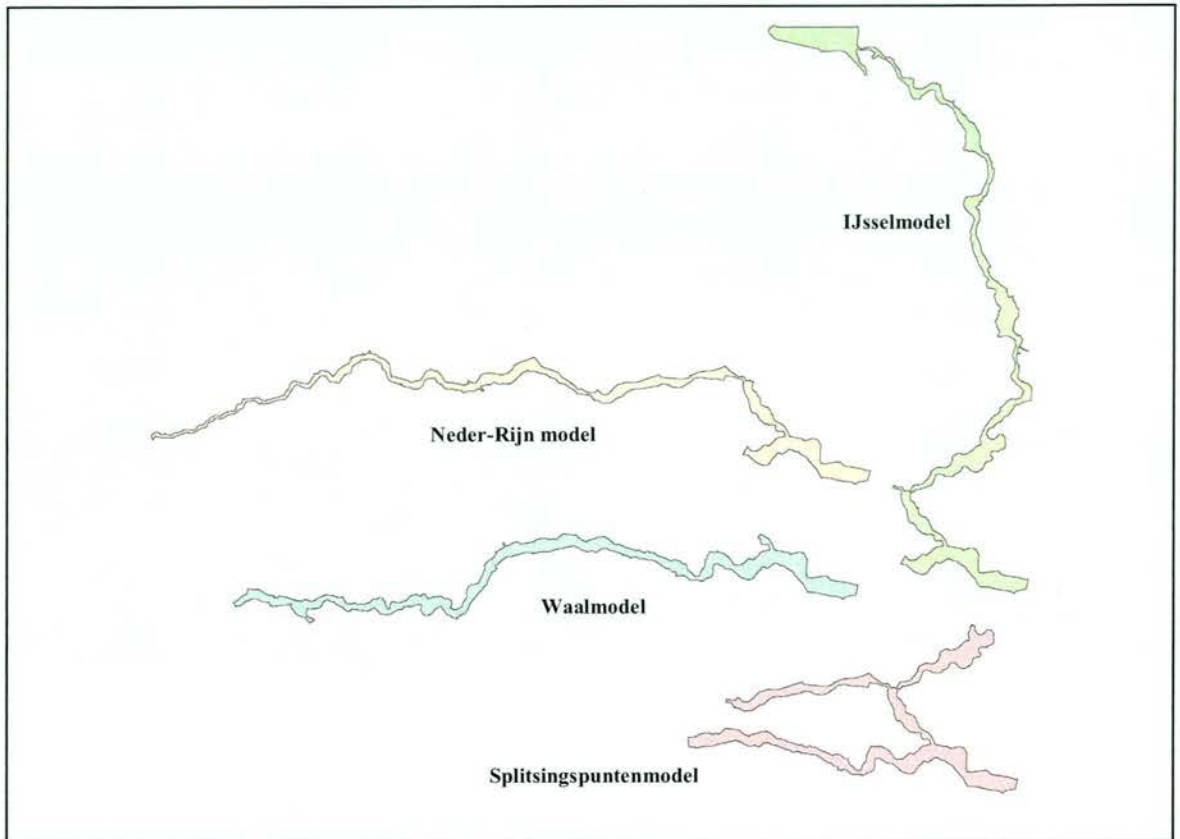
B.2 Contouren testmodel



B.3 Contouren kalibratiemodellen



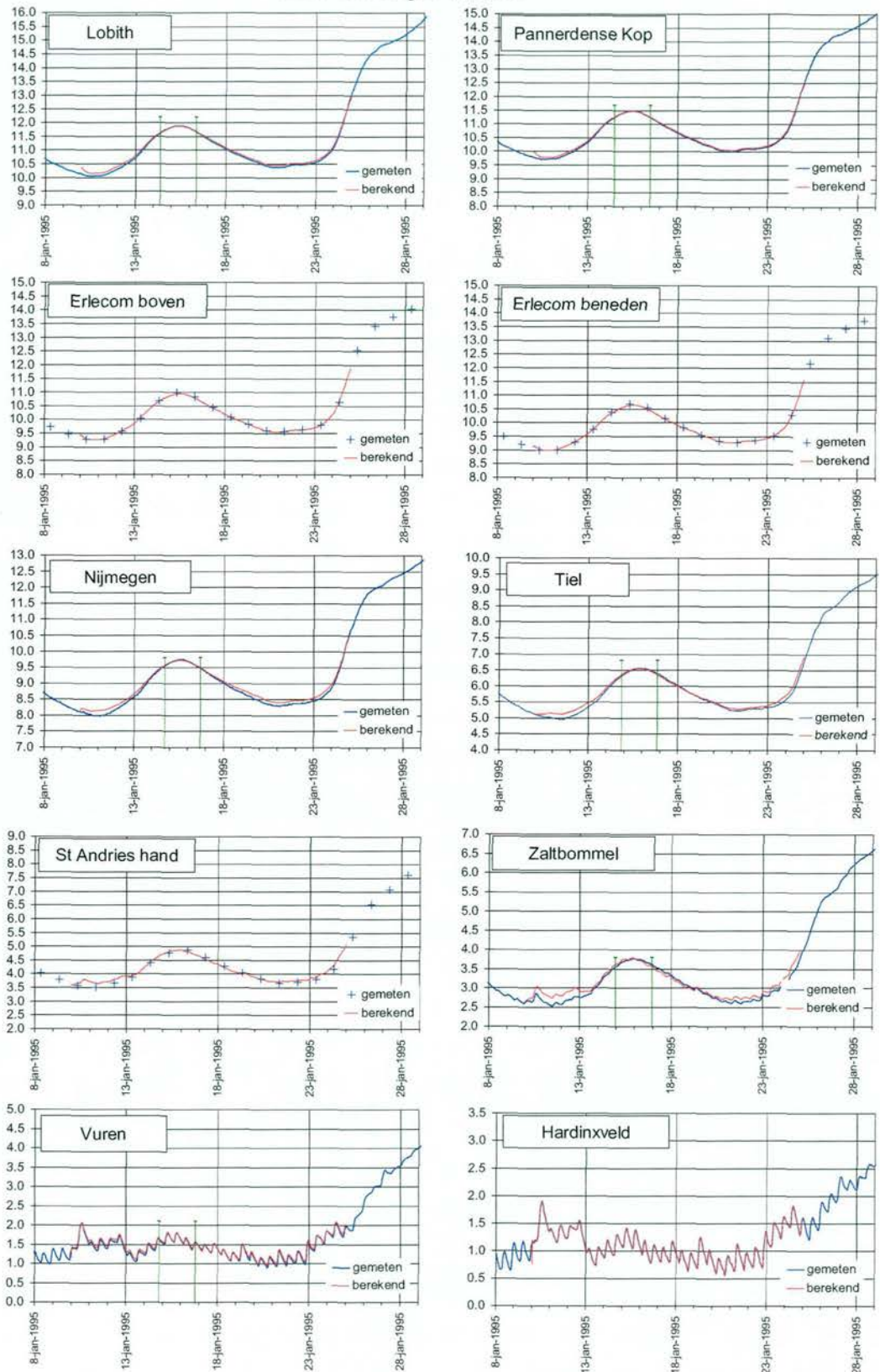
B.4 Contouren WBR modellen



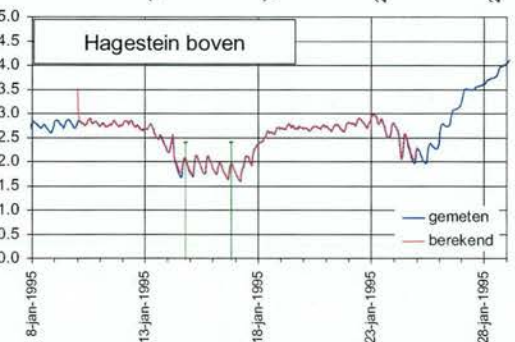
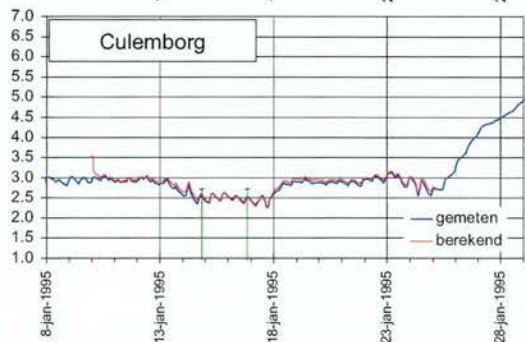
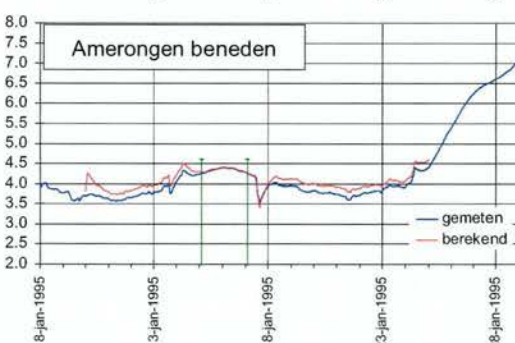
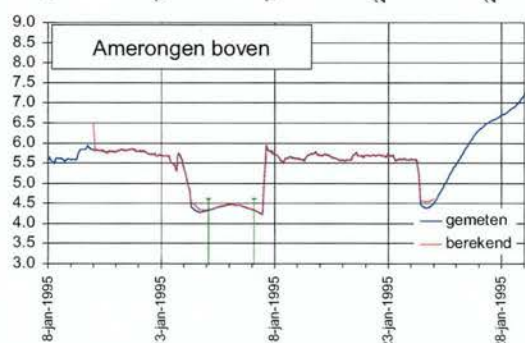
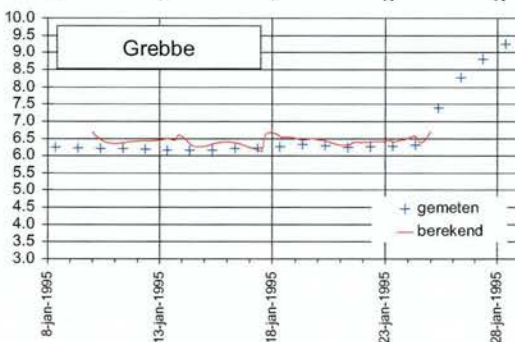
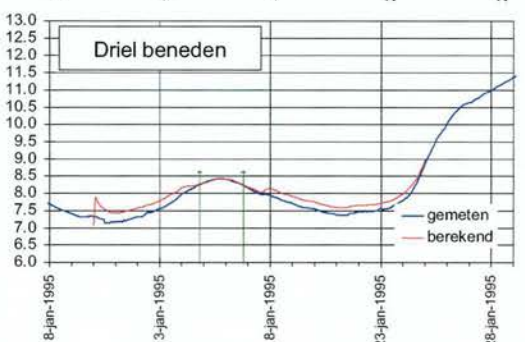
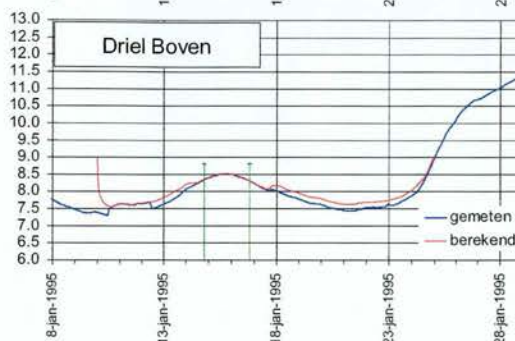
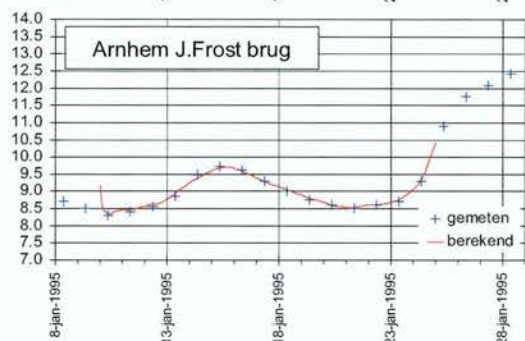
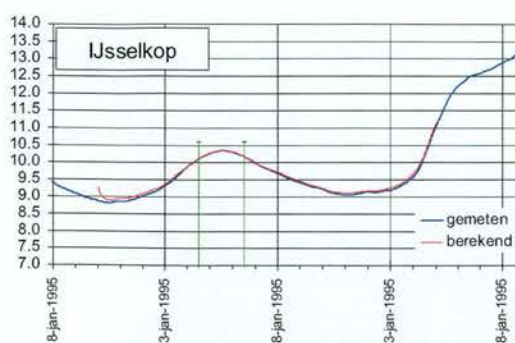
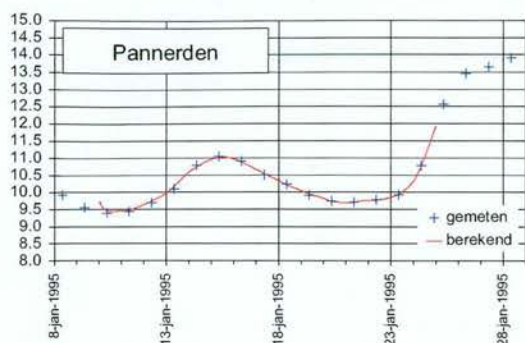
C Resultaten laagwaterkalibratie

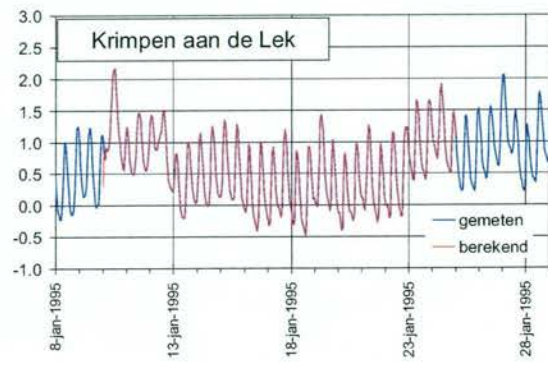
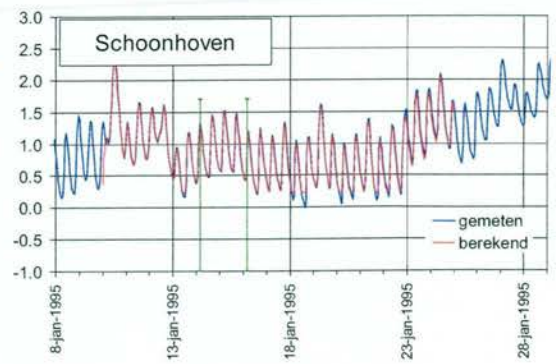
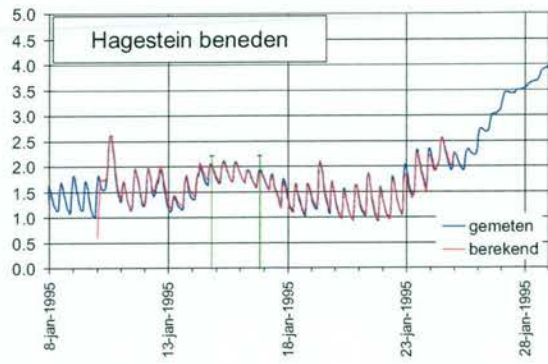
C.1 Berekende versus gemeten waterstanden

Boven-Rijn-Waal

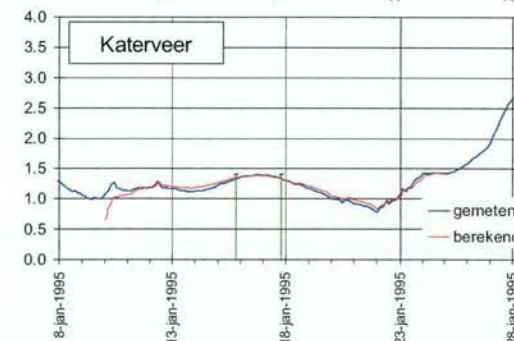
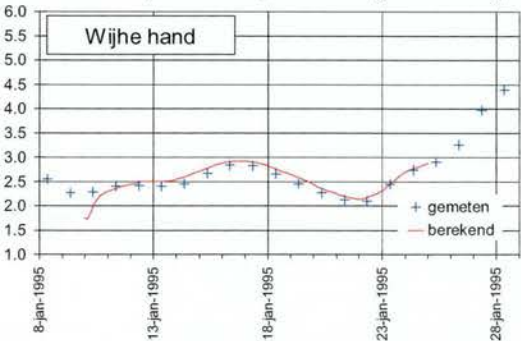
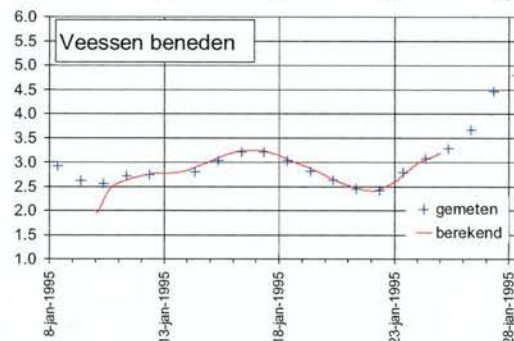
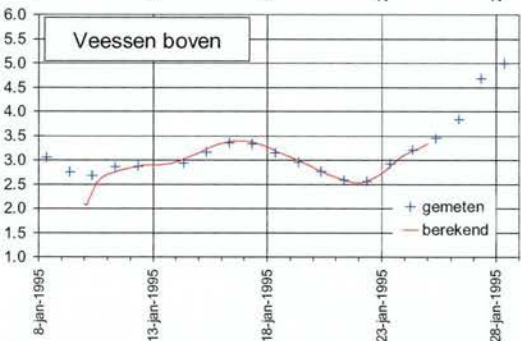
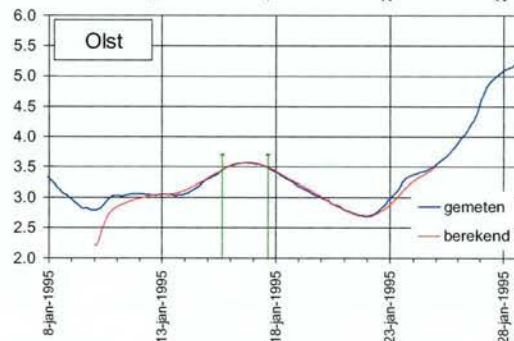
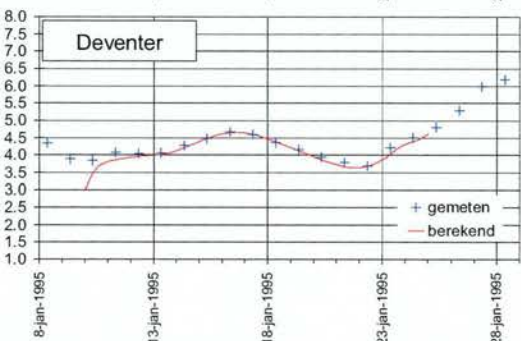
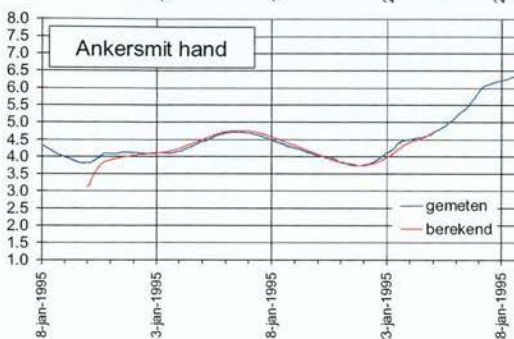
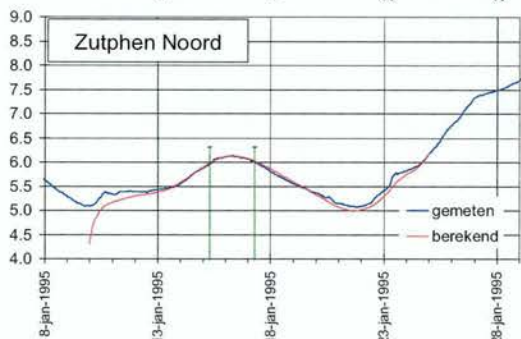
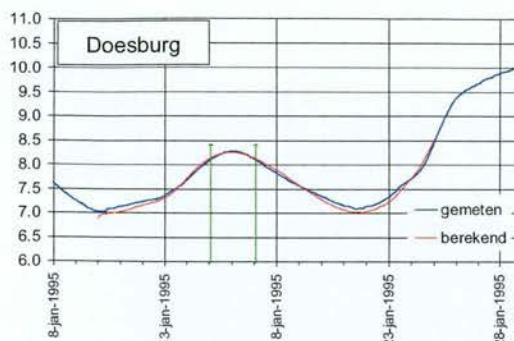
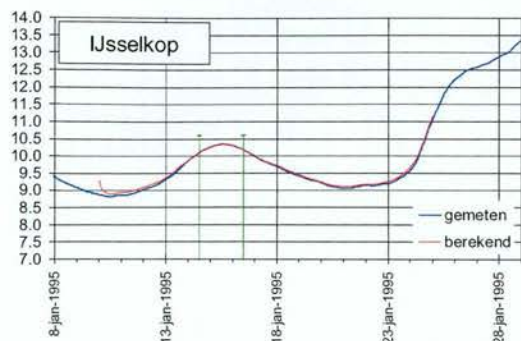


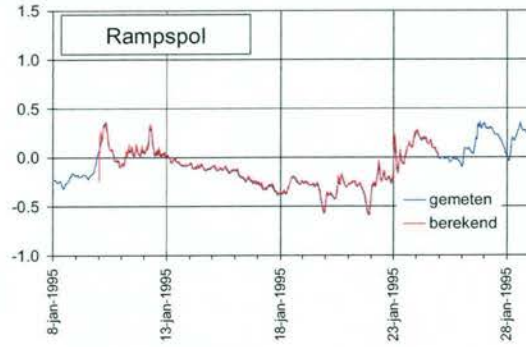
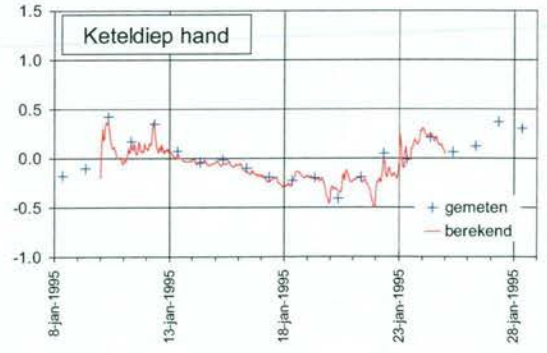
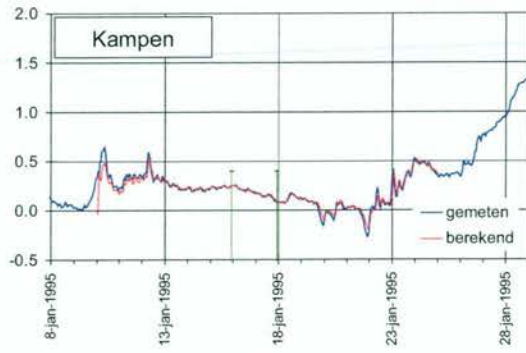
Pannerdensch kanaal – Neder-Rijn - Lek



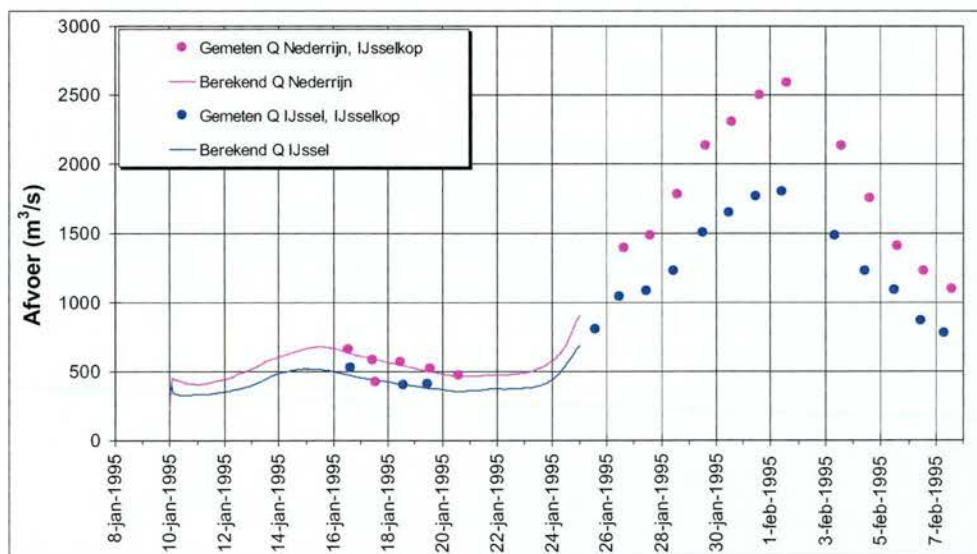
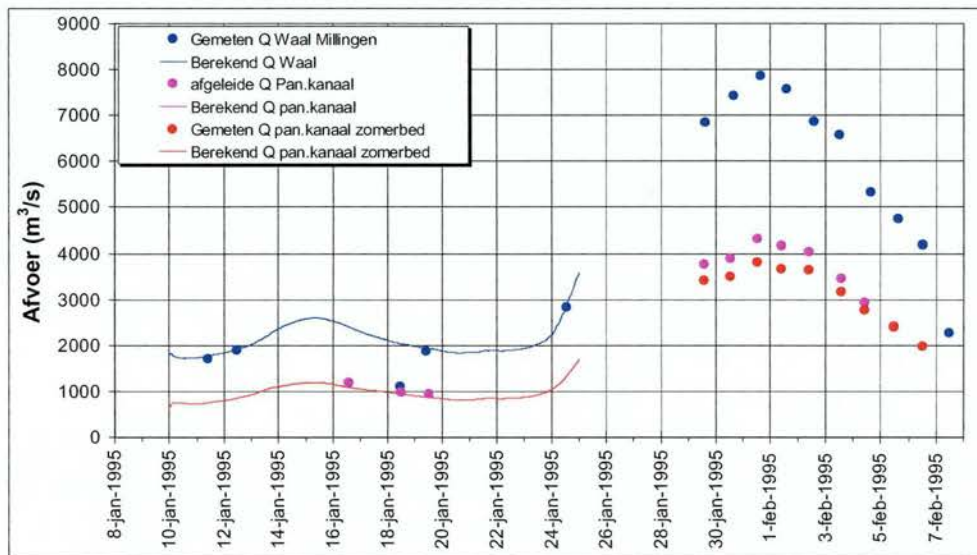
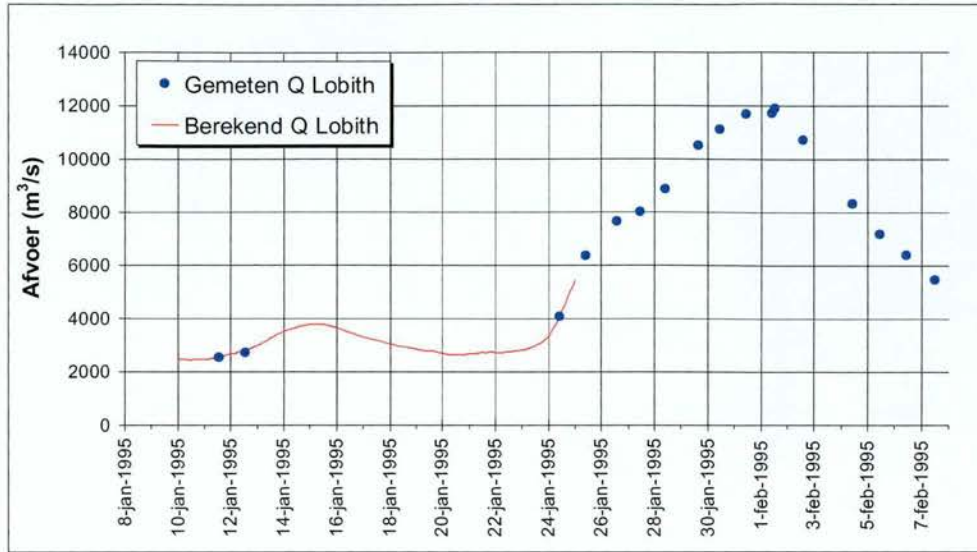


IJssel

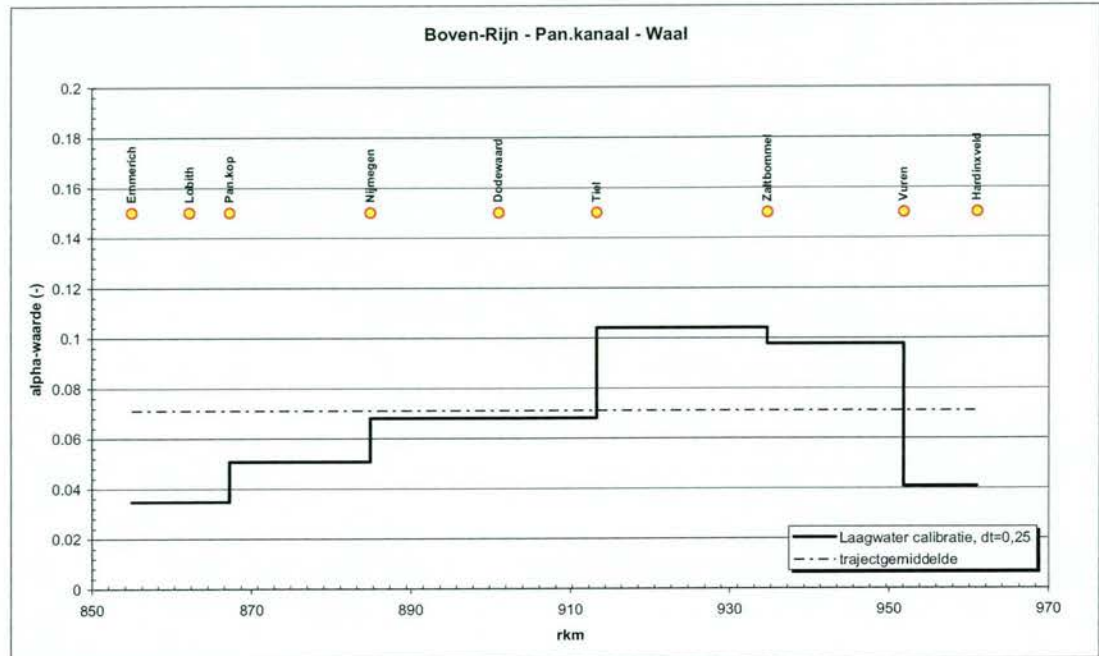




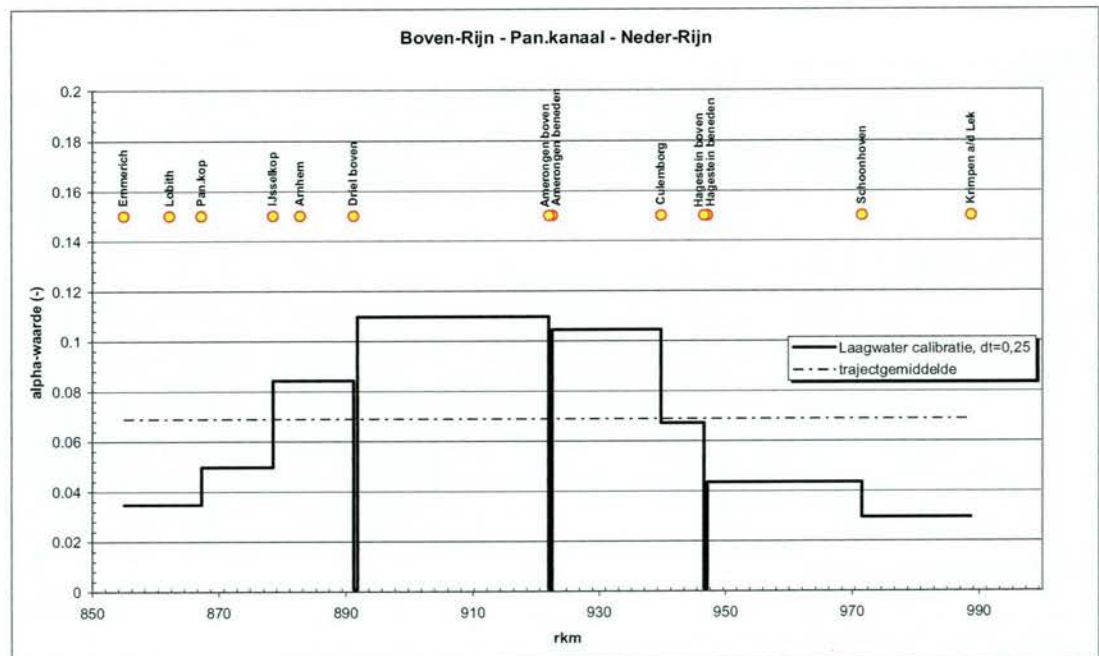
C.2 Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten



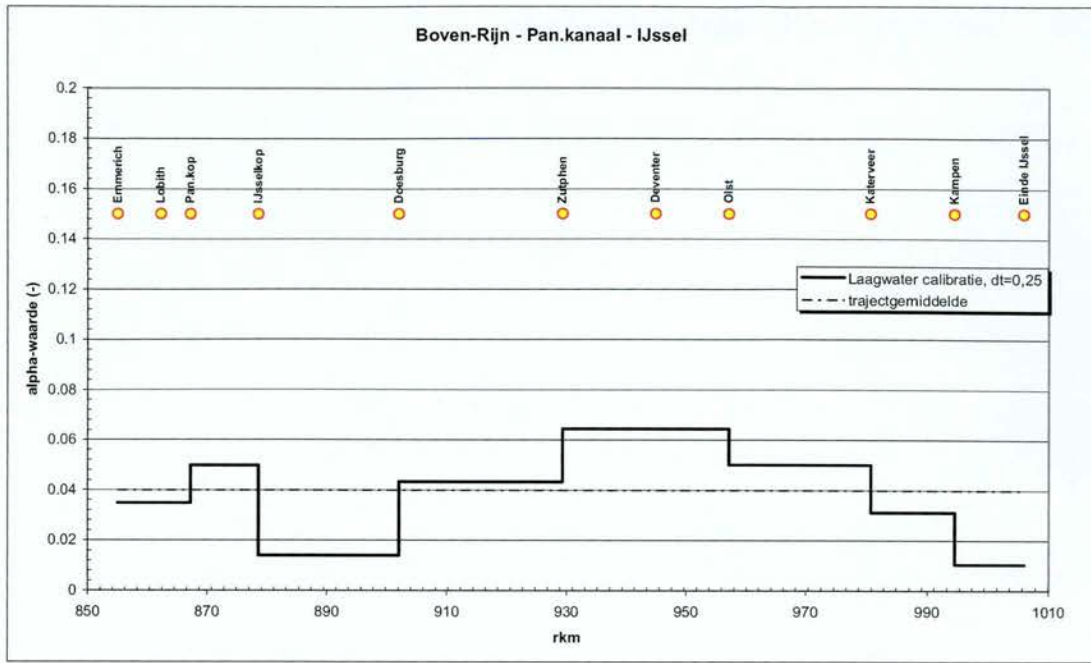
C.3 Gekalibreerde alpha-waarden



Figuur C3-1 Alpha-waarden laagwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Waal

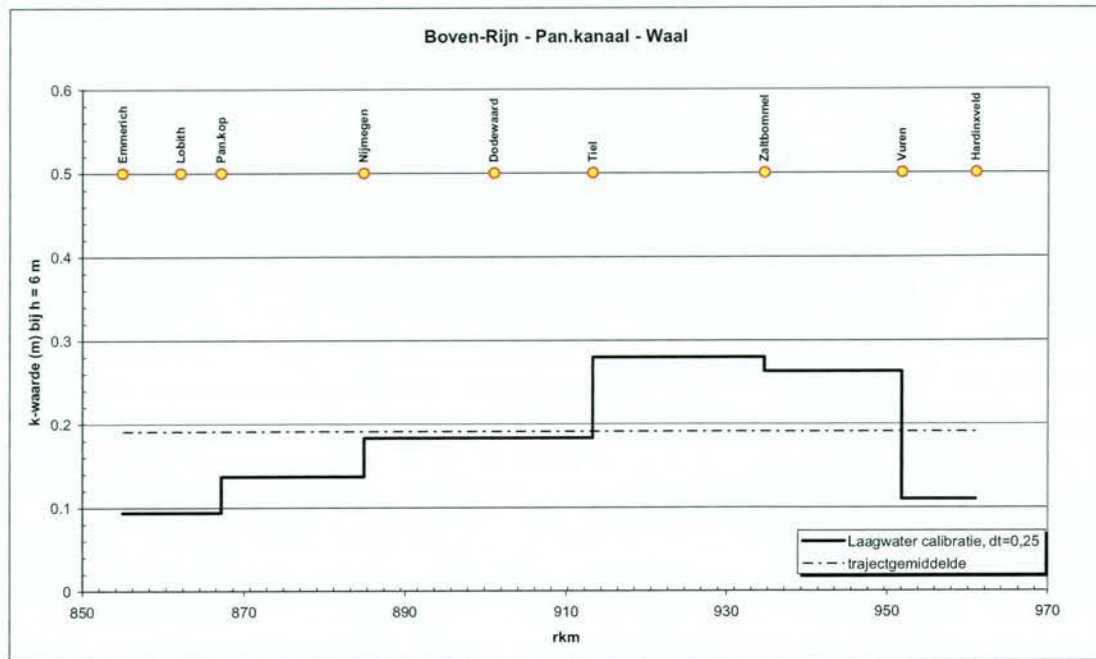


Figuur C3-2 Alpha-waarden laagwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn

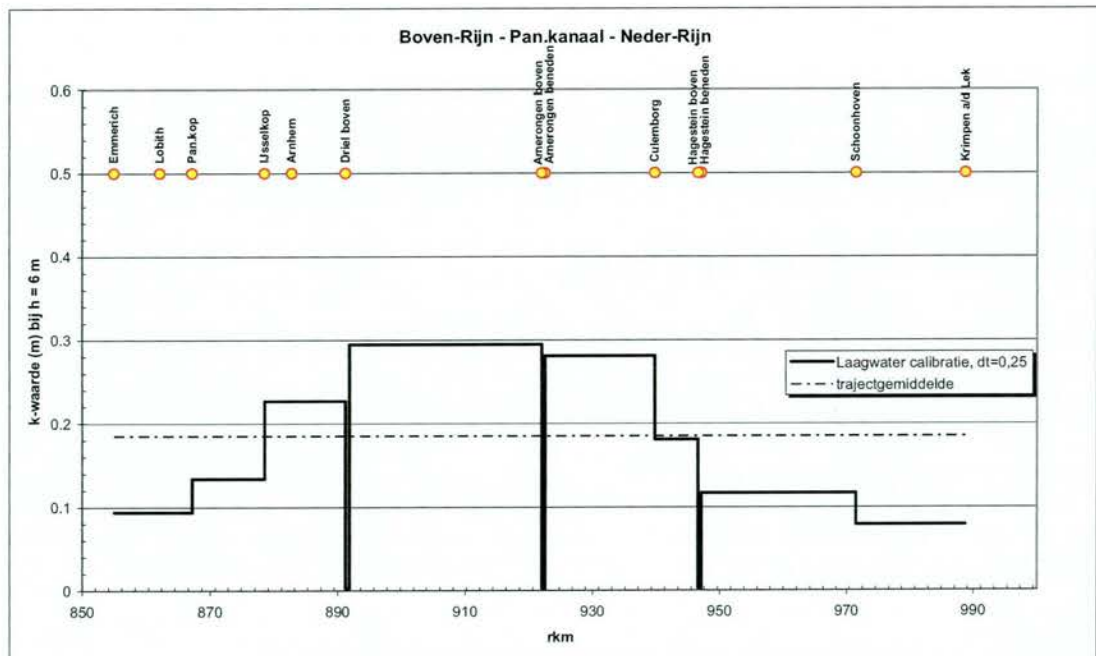


Figuur C3-3 Alpha-waarden laagwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – IJssel

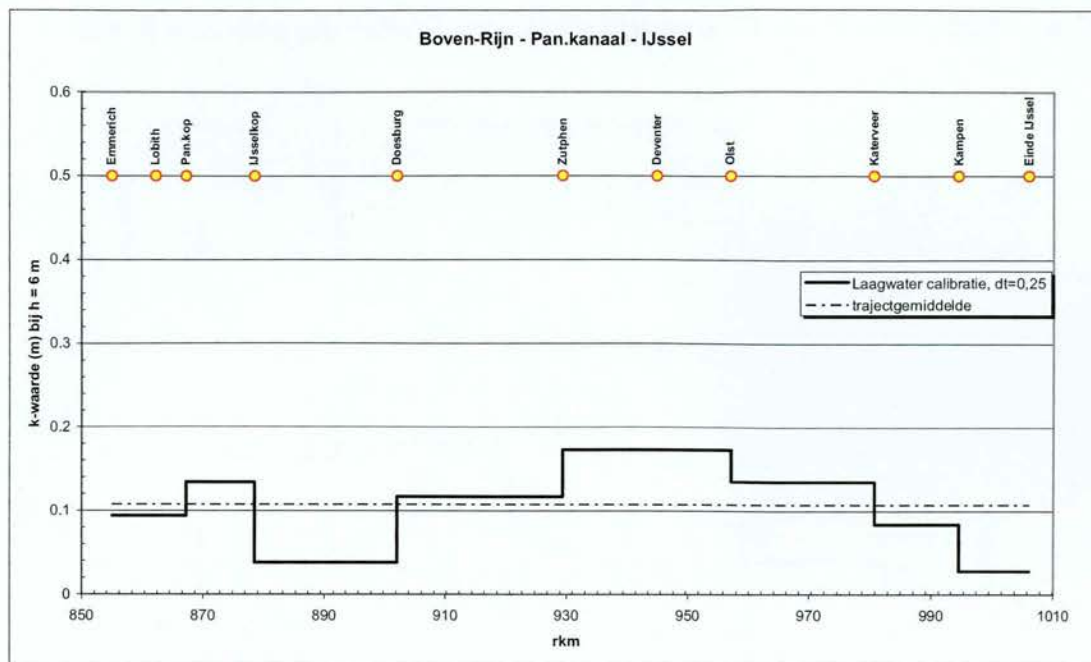
C.4 Indicatie k en C waarden bij een waterdiepte van h=6 m



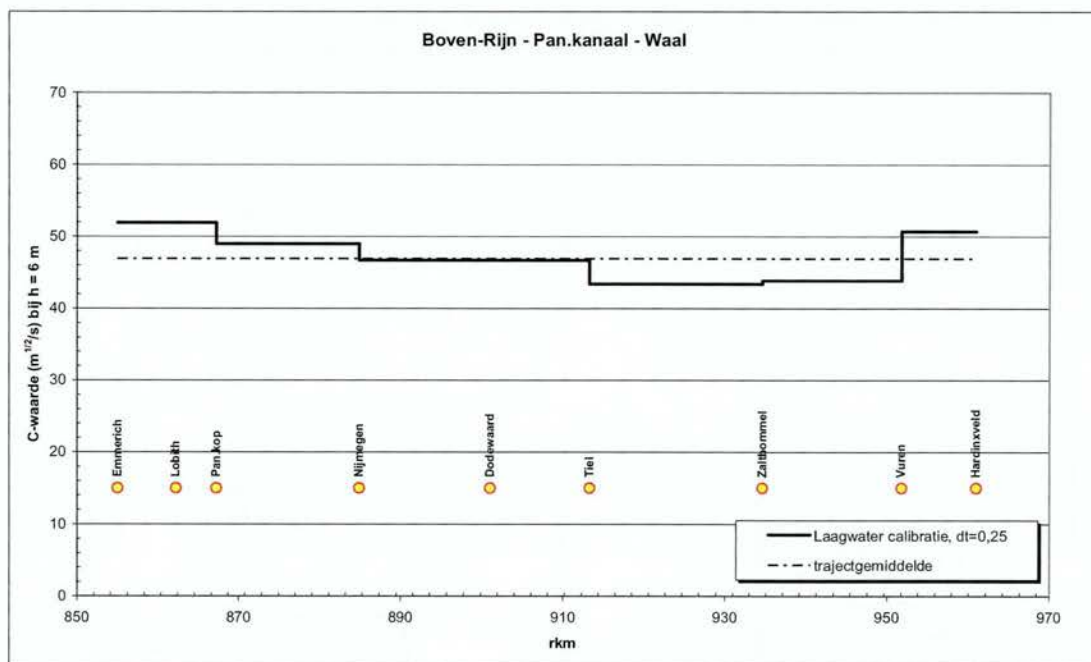
Figuur C4-1 k-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - Waal



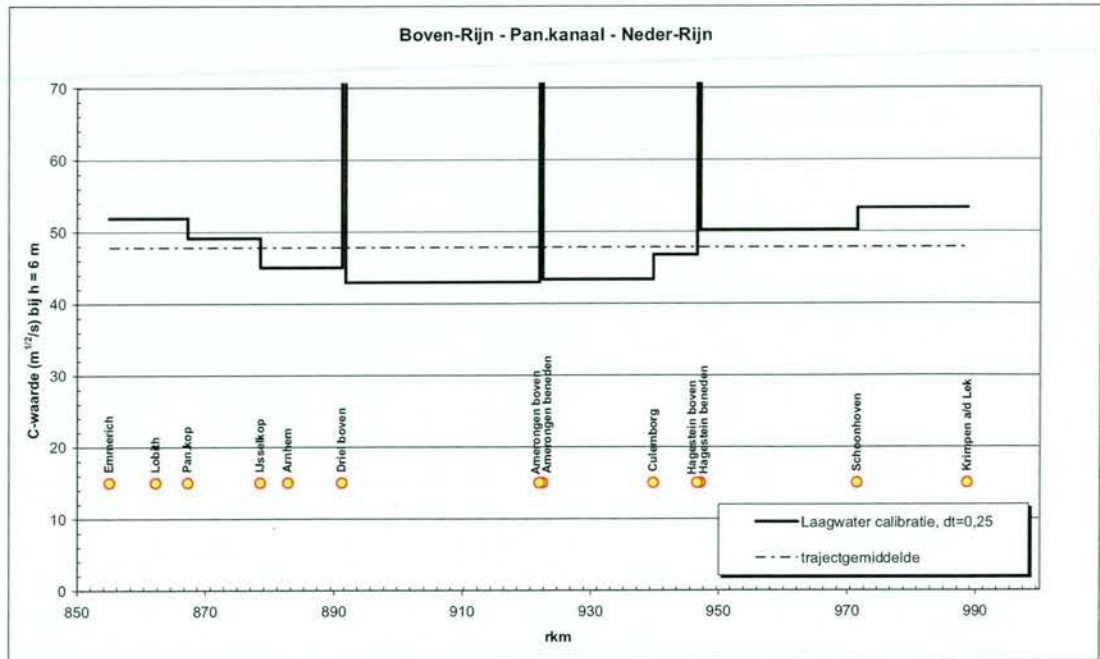
Figuur C4-2 k-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn



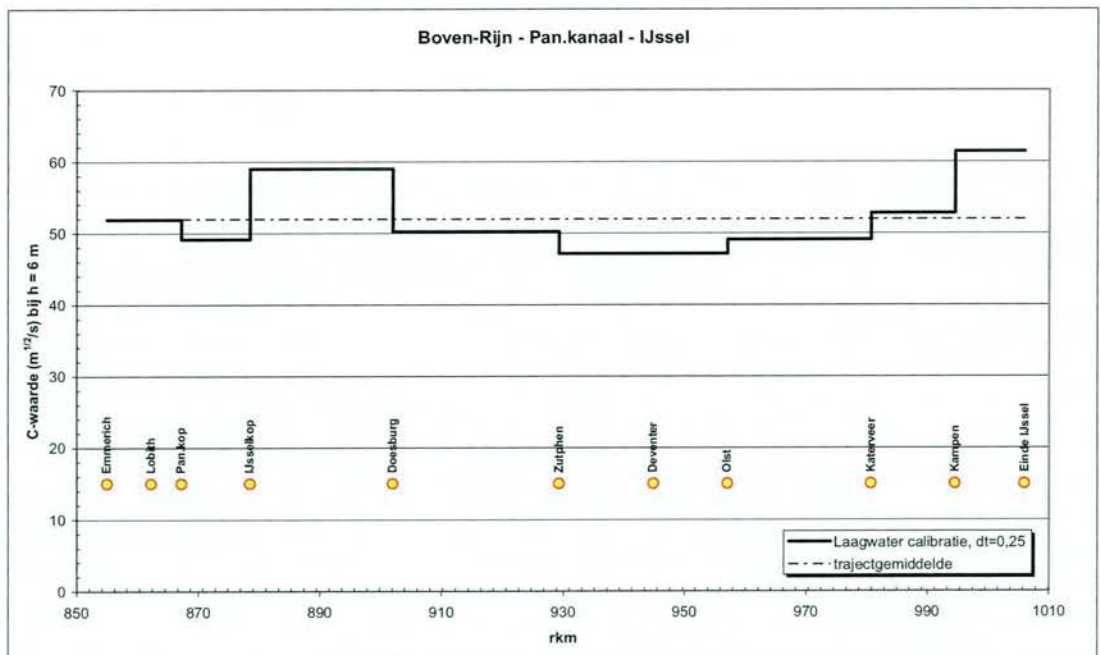
Figuur C4-3 k-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - IJssel



Figuur C4-4 C-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - Waal



Figuur C4-5 C-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn

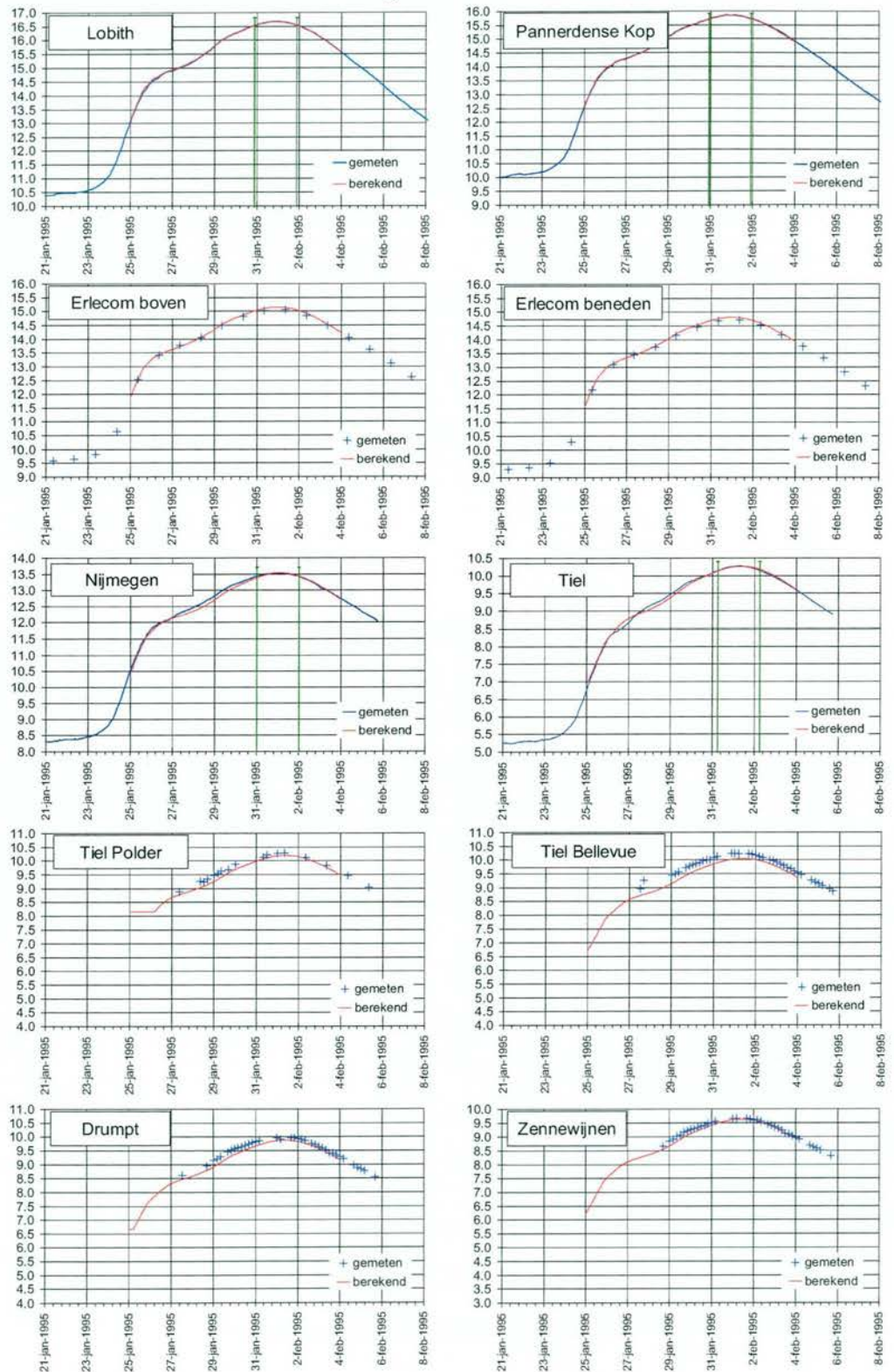


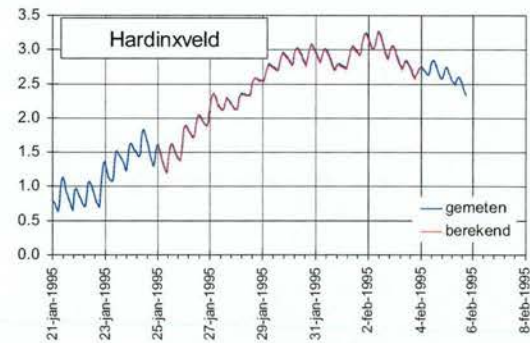
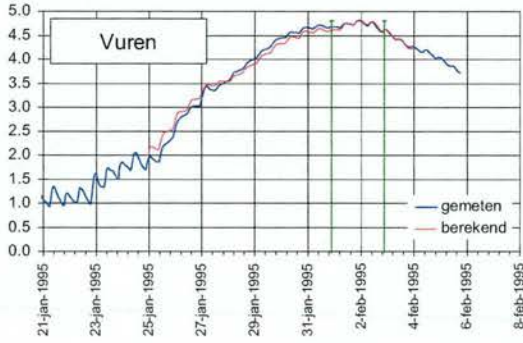
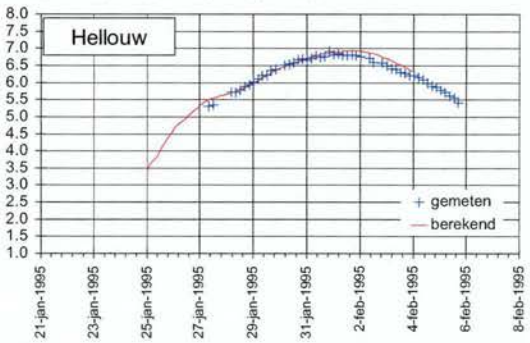
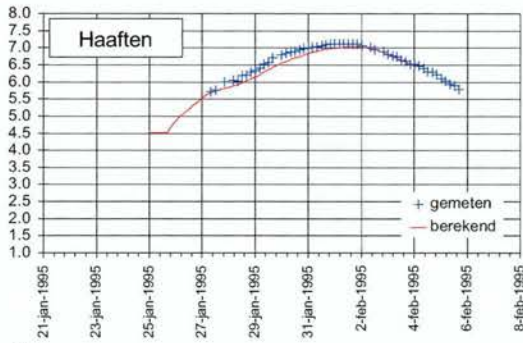
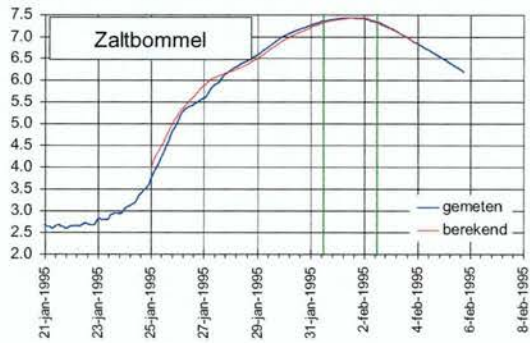
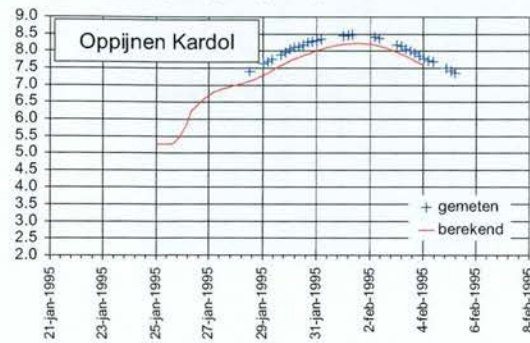
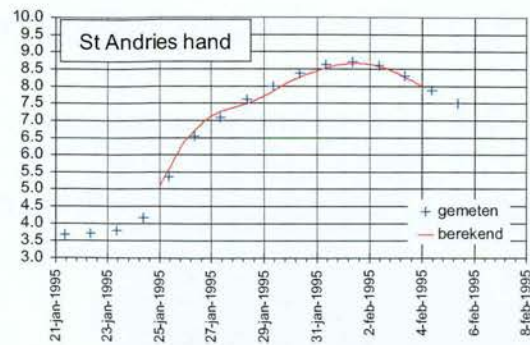
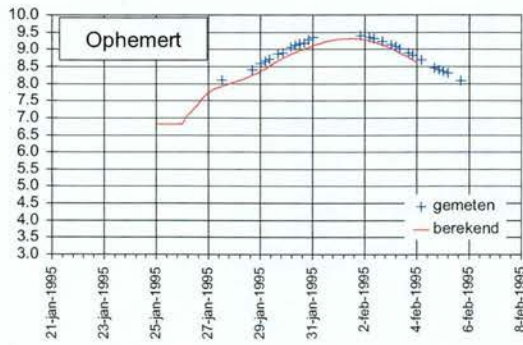
Figuur C4-6 C-waarden laagwaterkalibratie bij h=6 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - IJssel

D Resultaten kalibratie hoogwater 1995

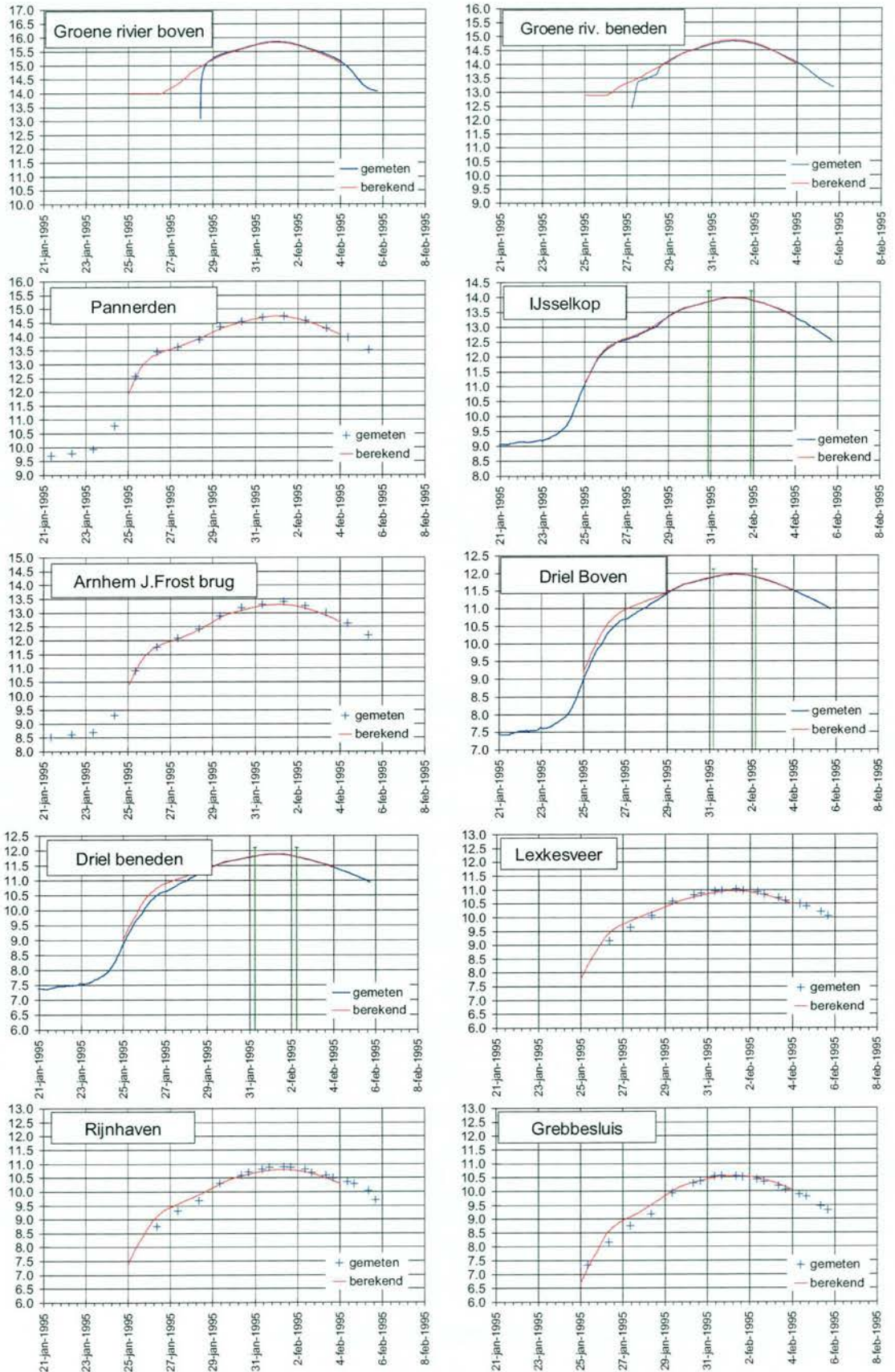
D.1 Berekende versus gemeten waterstanden

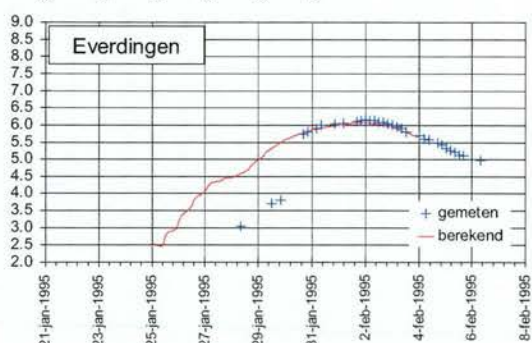
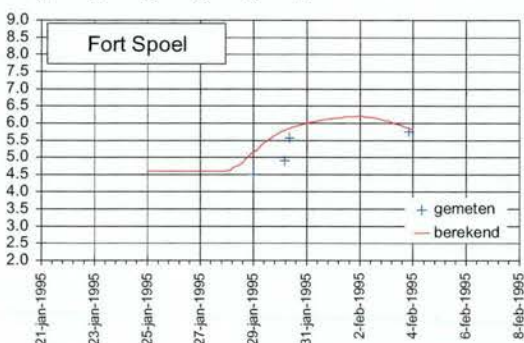
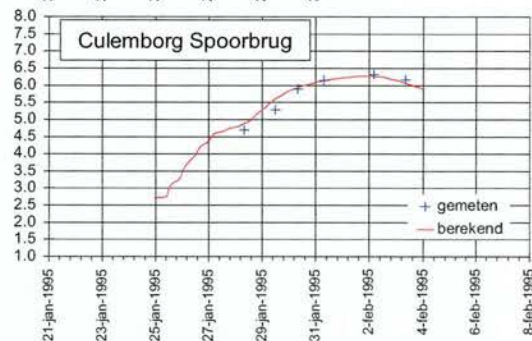
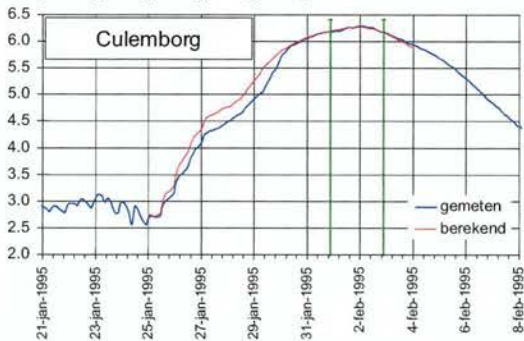
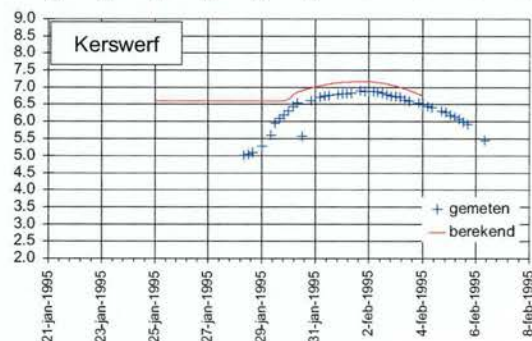
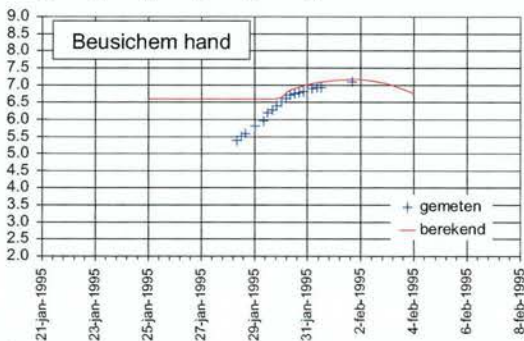
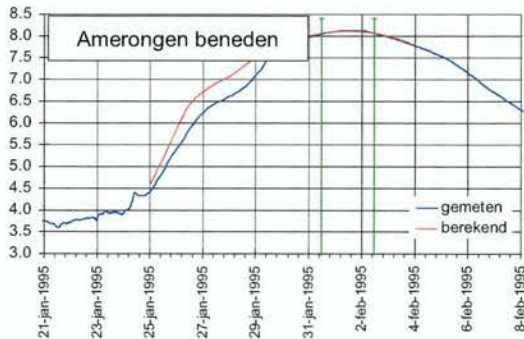
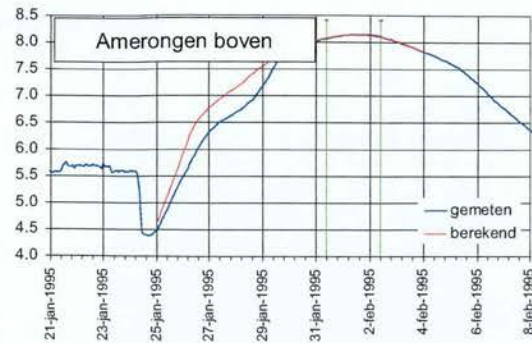
Boven-Rijn-Waal

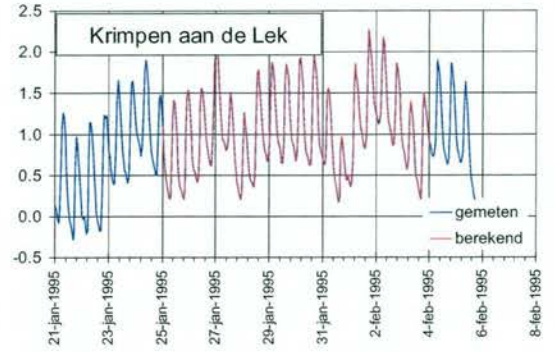
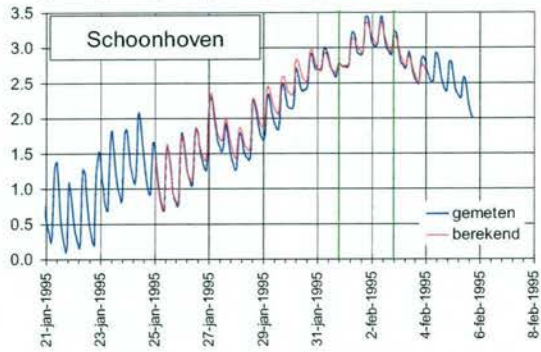
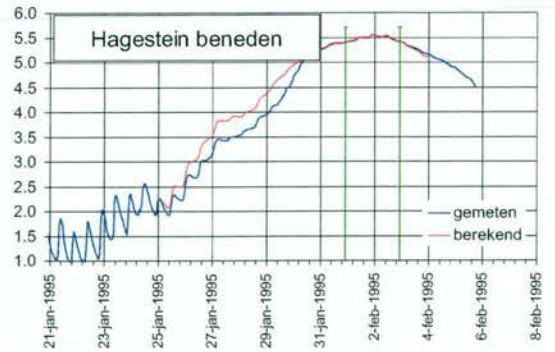
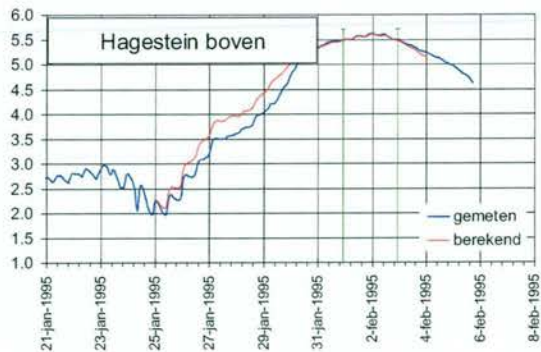




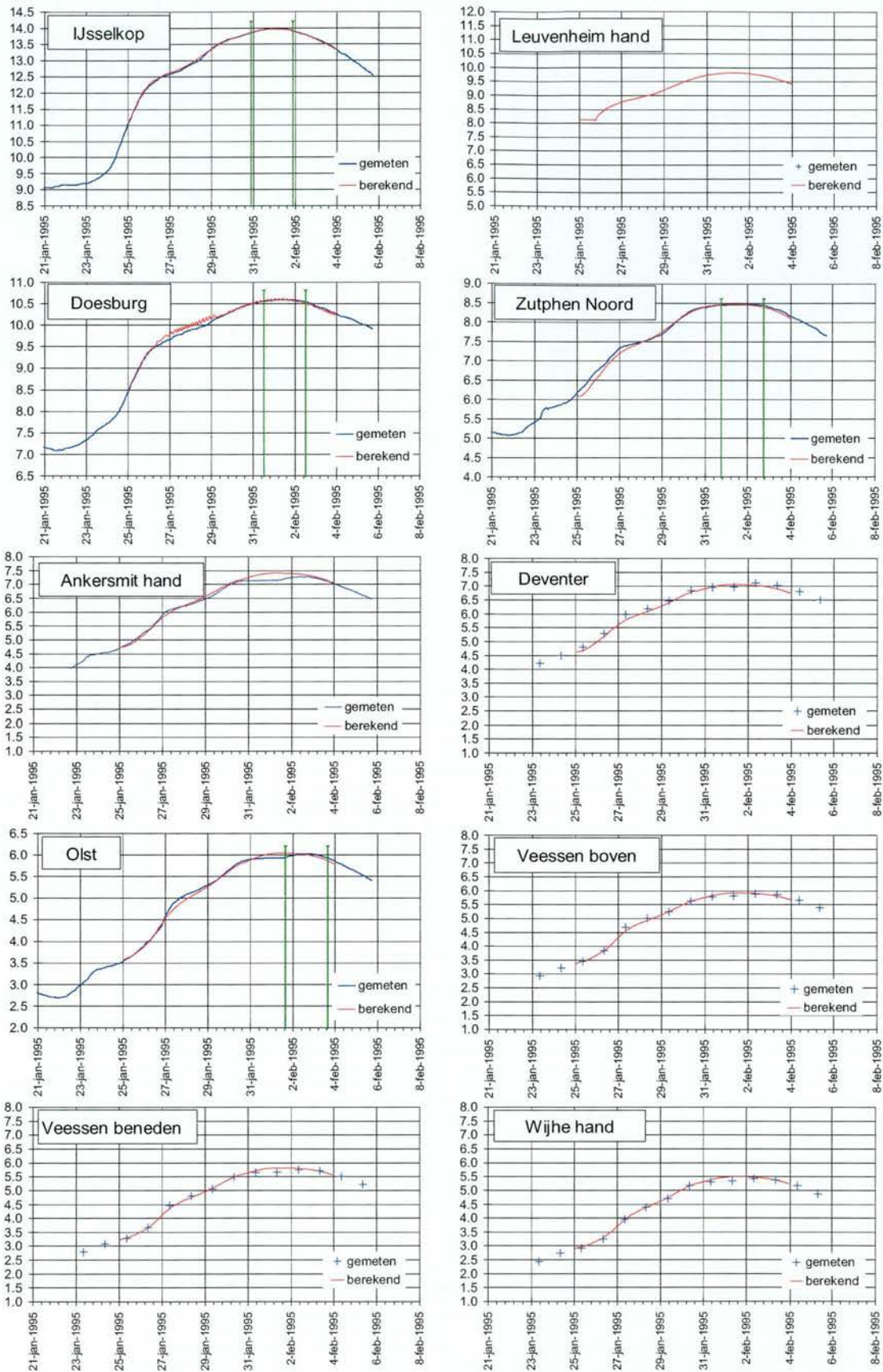
Pannerdensch kanaal – Neder-Rijn - Lek

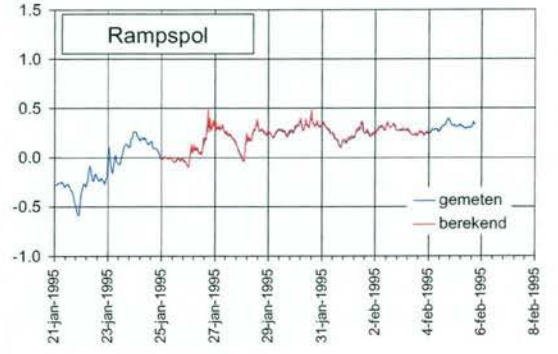
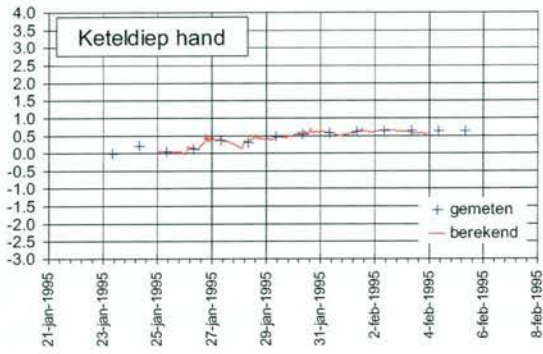
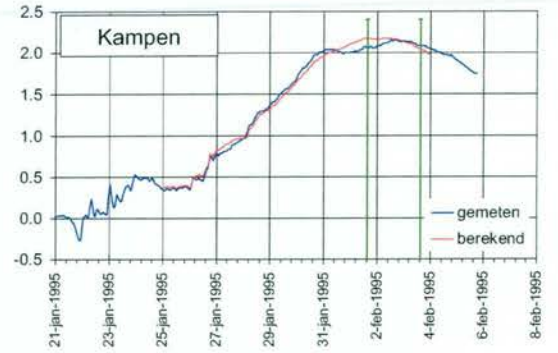
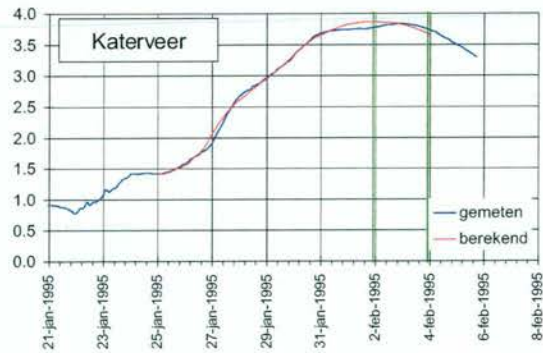




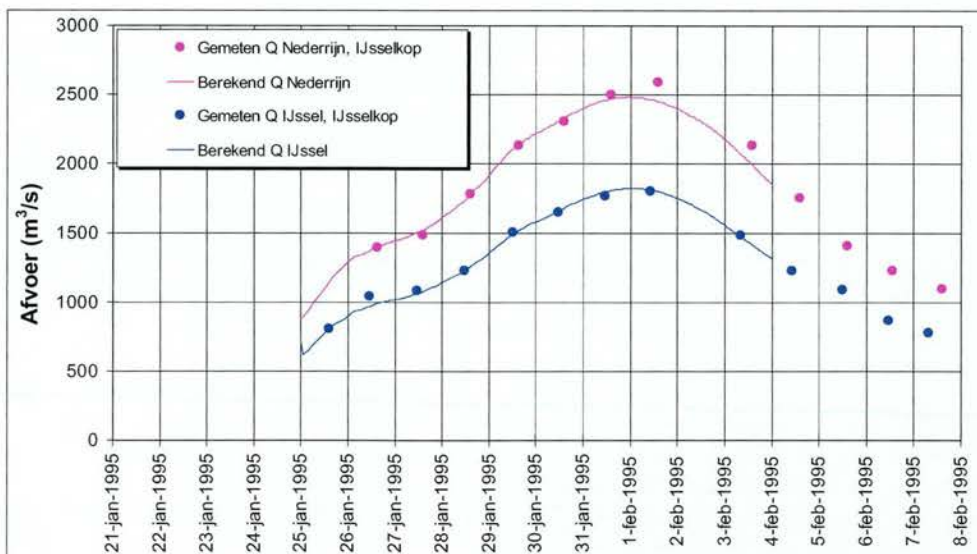
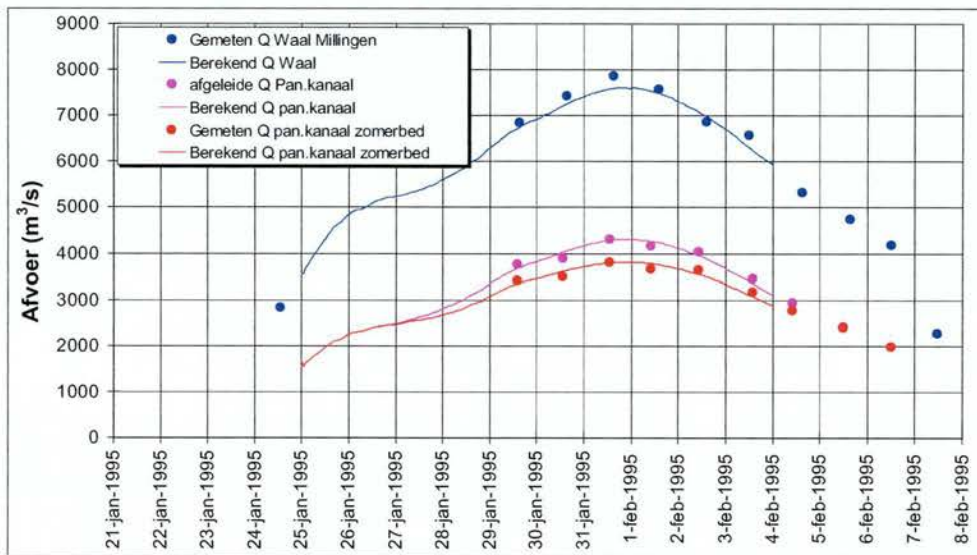
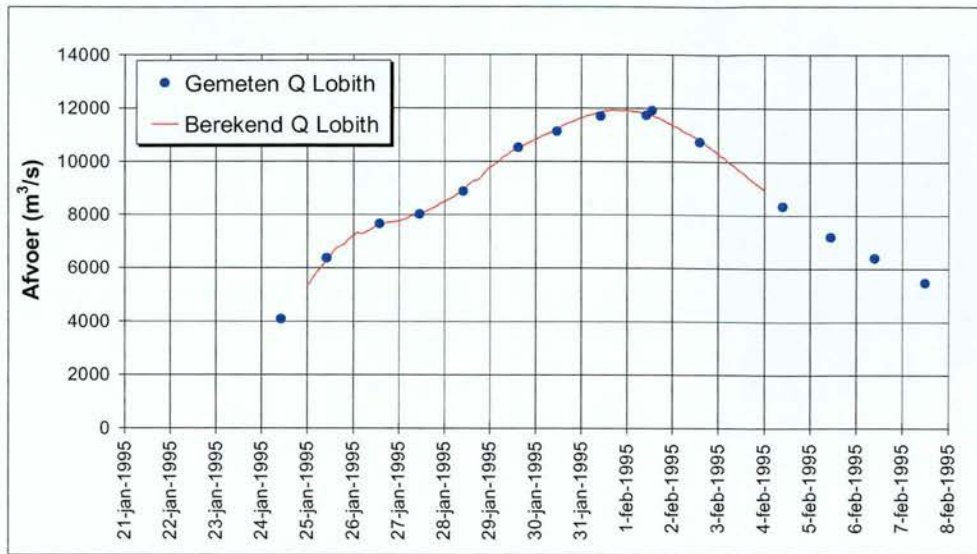


IJssel

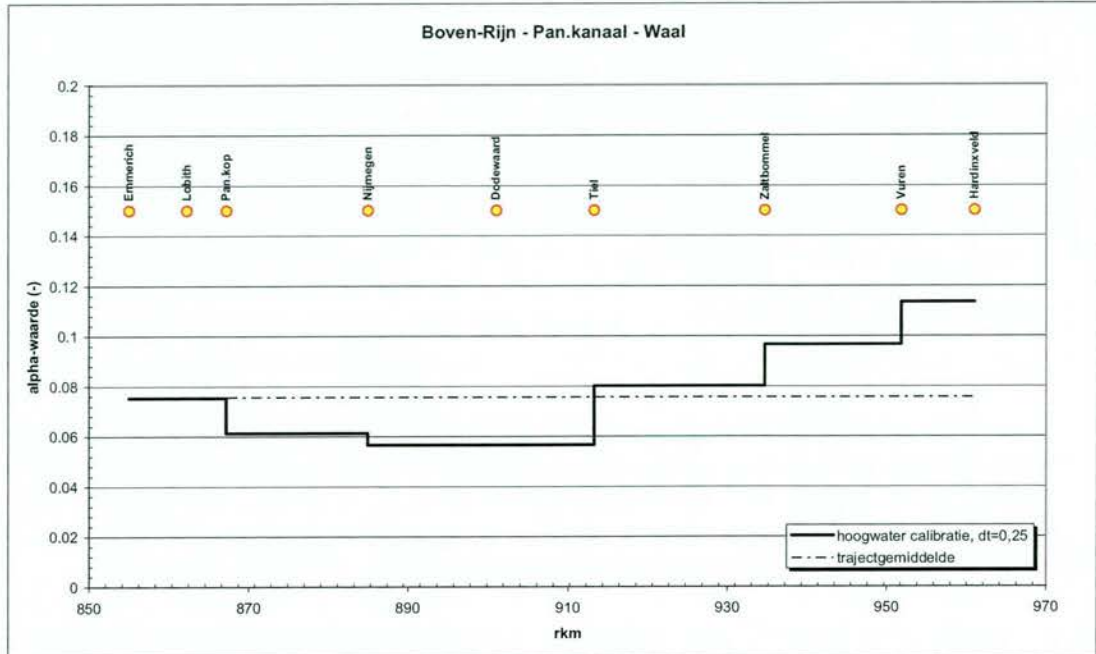




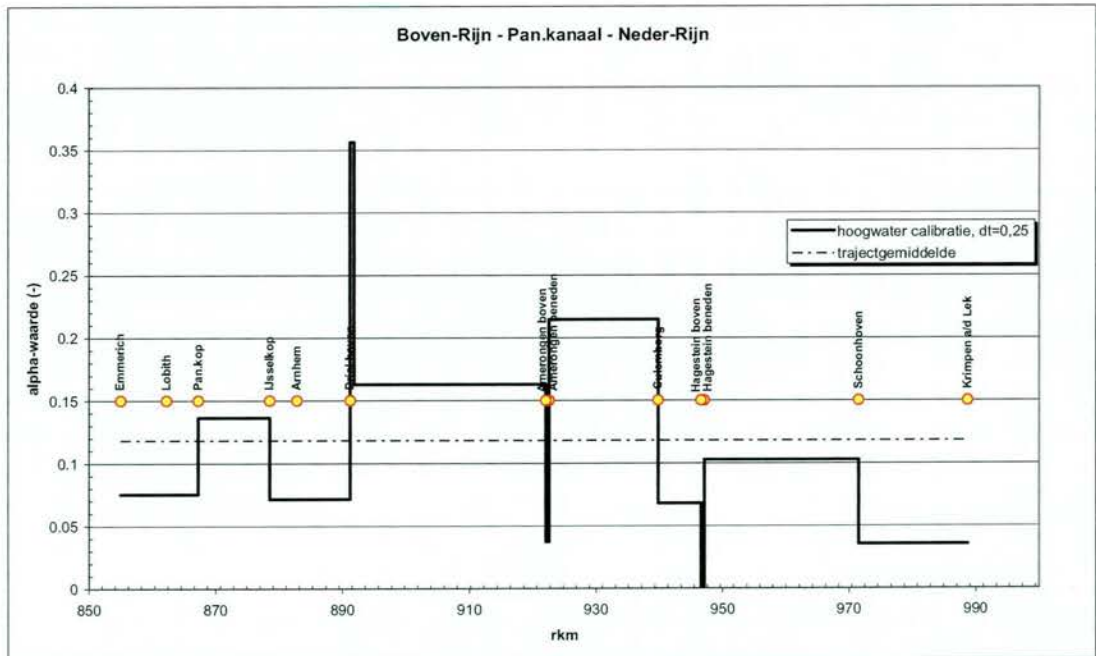
D.2 Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten



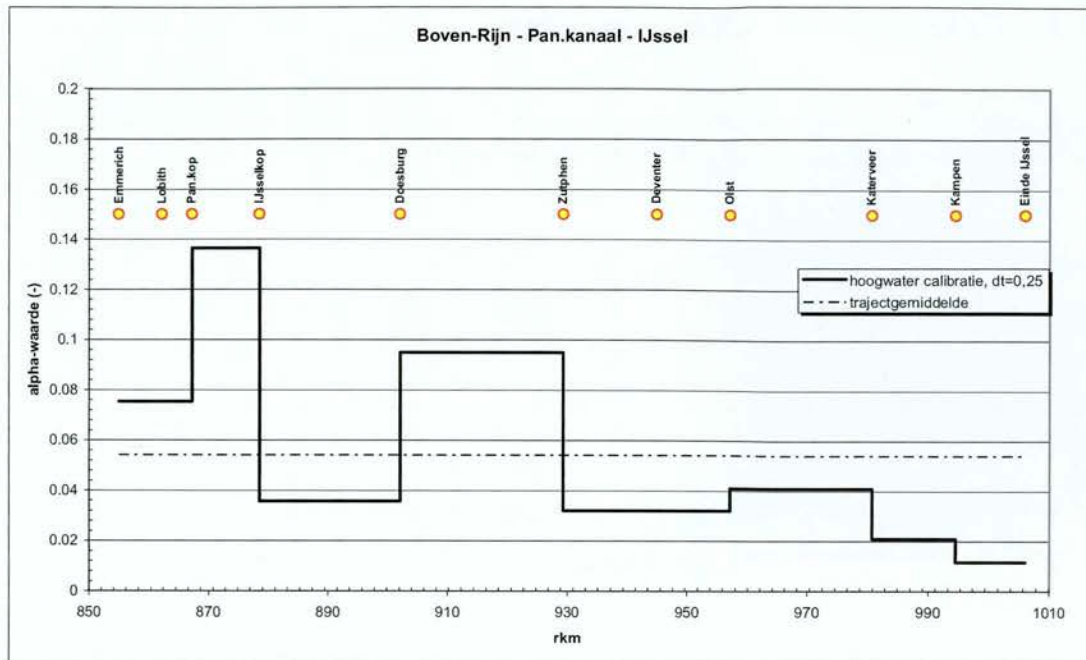
D.3 Gekalibreerde alpha-waarden



Figuur D3-1 Alpha-waarden hoogwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Waal

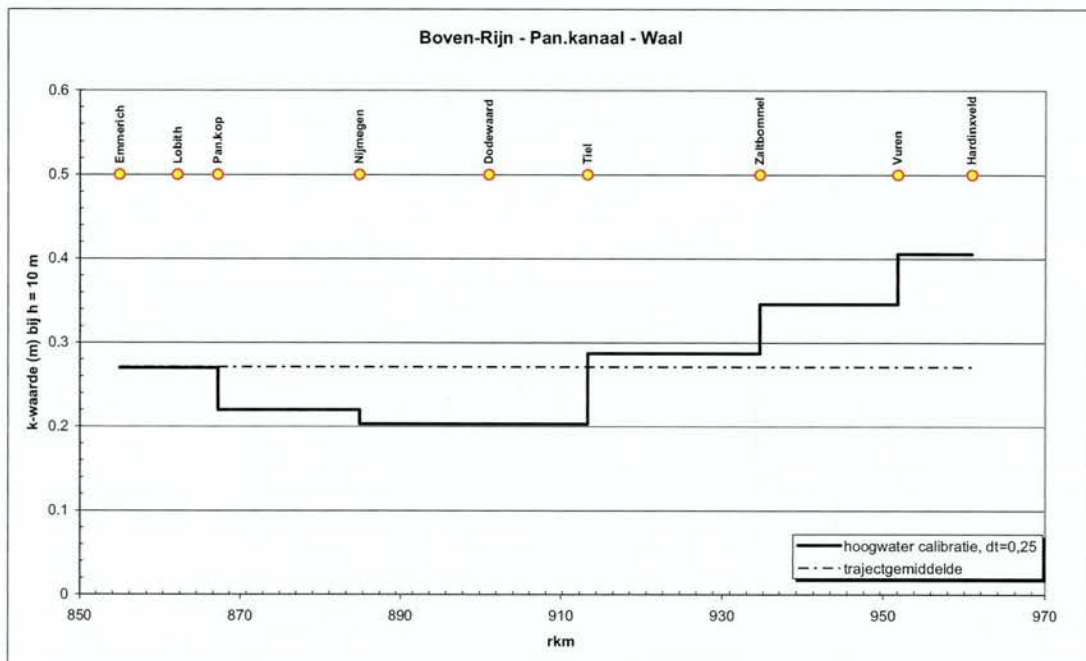


Figuur D3-2 Alpha-waarden hoogwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn

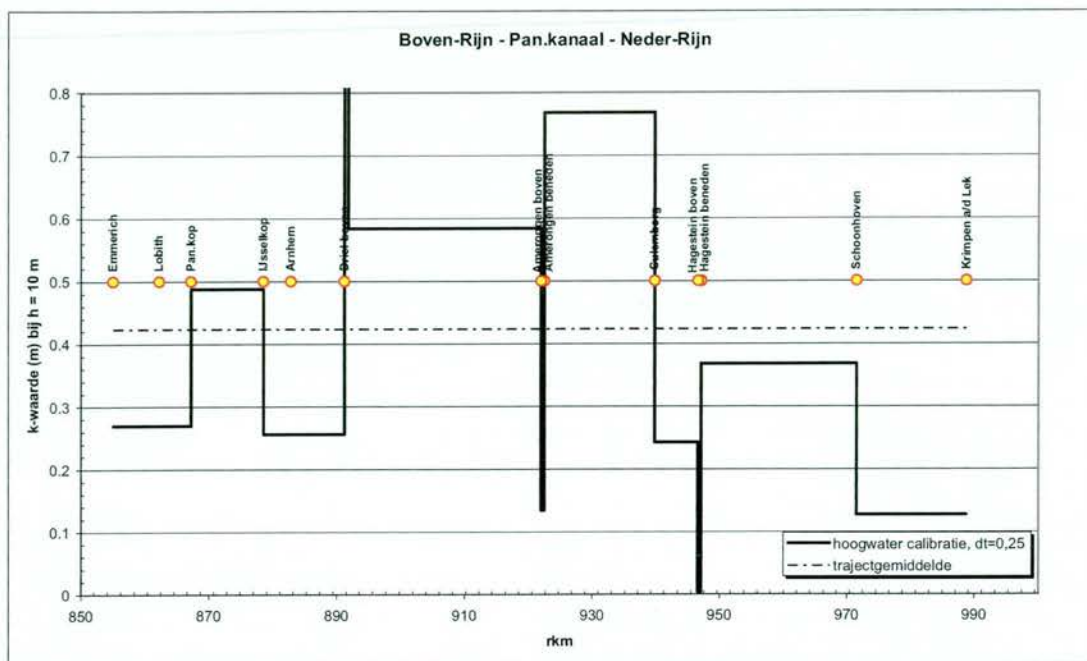


Figuur D3-3 Alpha-waarden hoogwaterkalibratie traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – IJssel

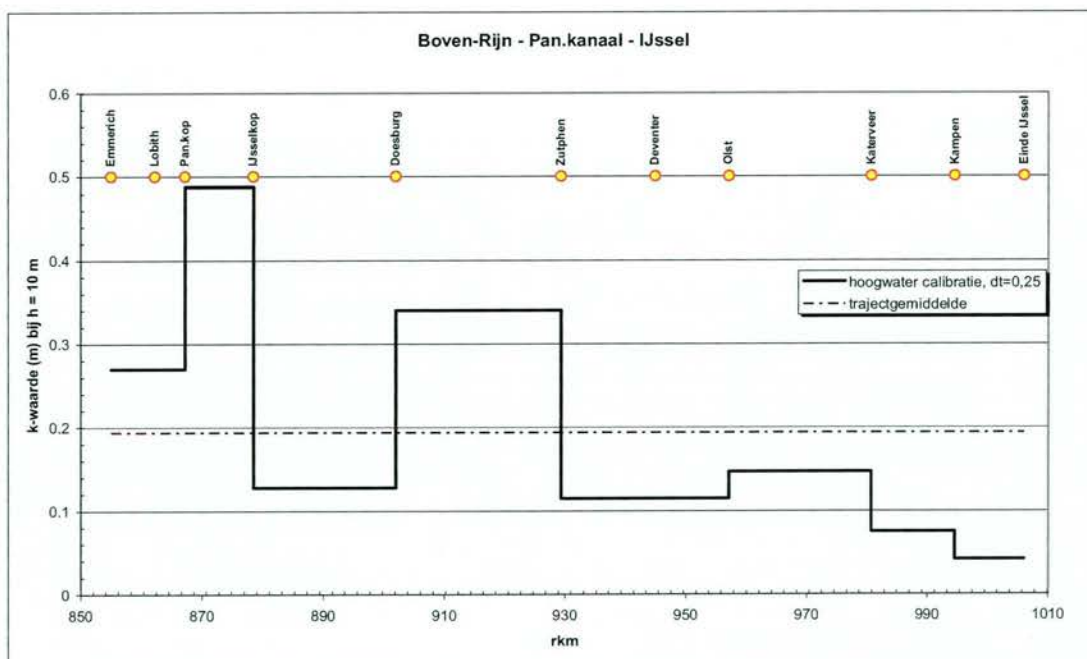
D.4 Indicatie k en C waarden bij een waterdiepte van h=10 m



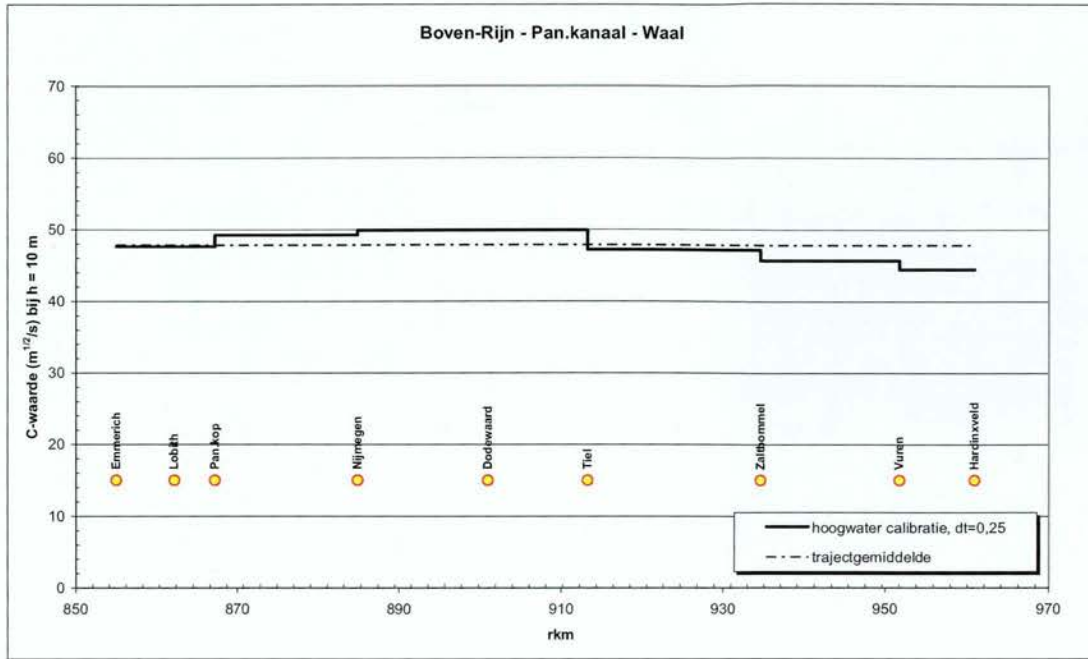
Figuur D4-1 k-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - Waal



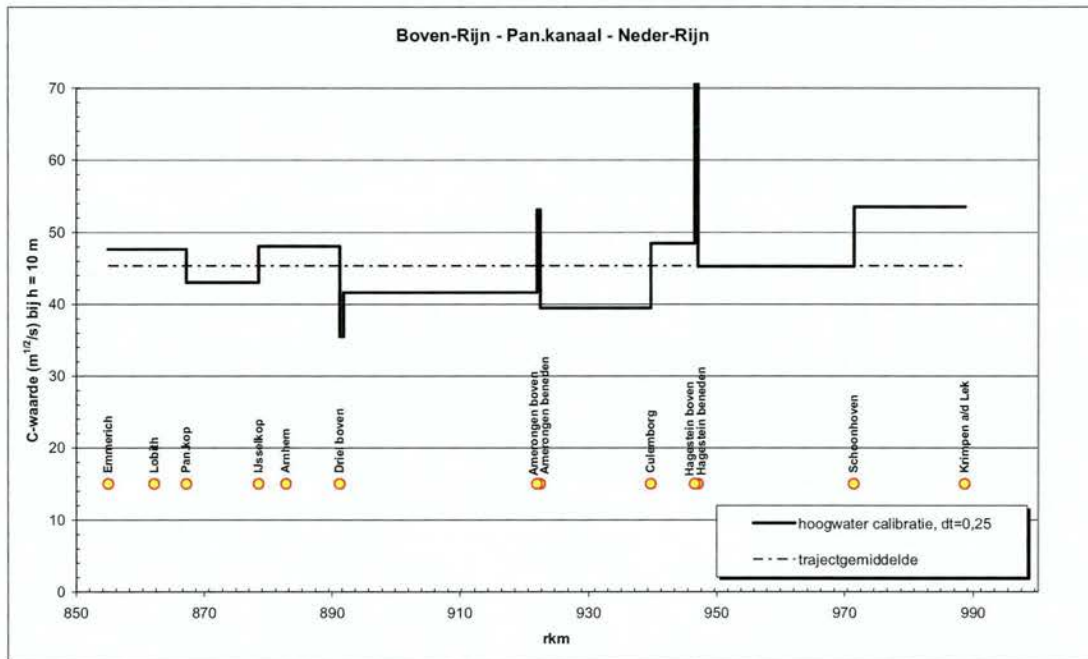
Figuur D4-2 k-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn



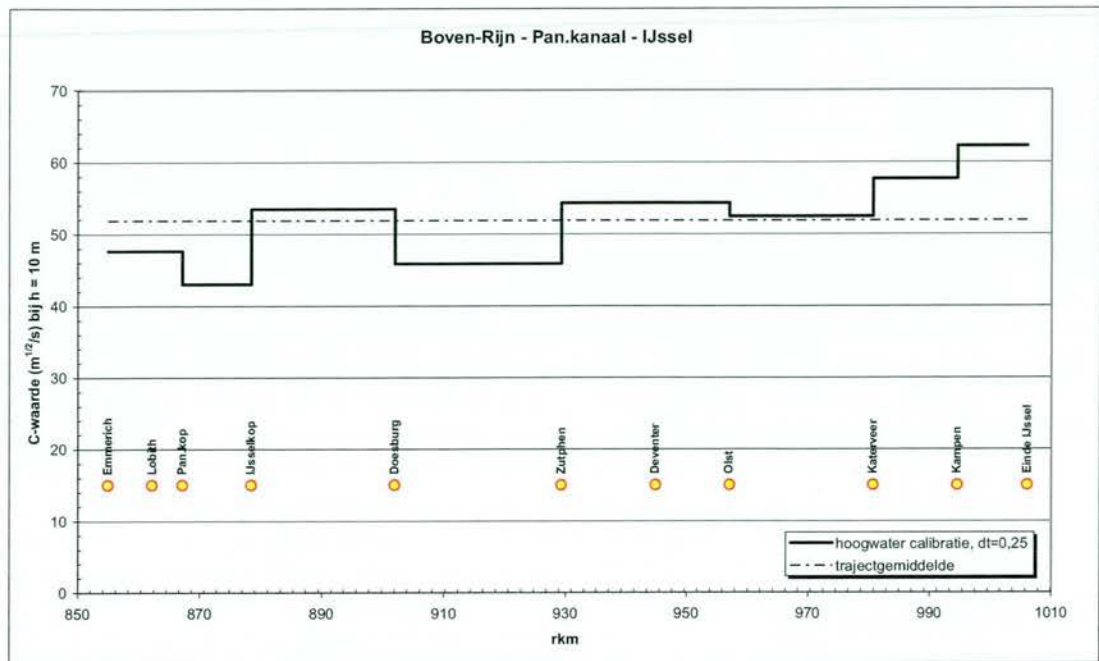
Figuur D4-3 k-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - IJssel



Figuur D4-4 C-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - Waal



Figuur D4-5 C-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal – Neder-Rijn

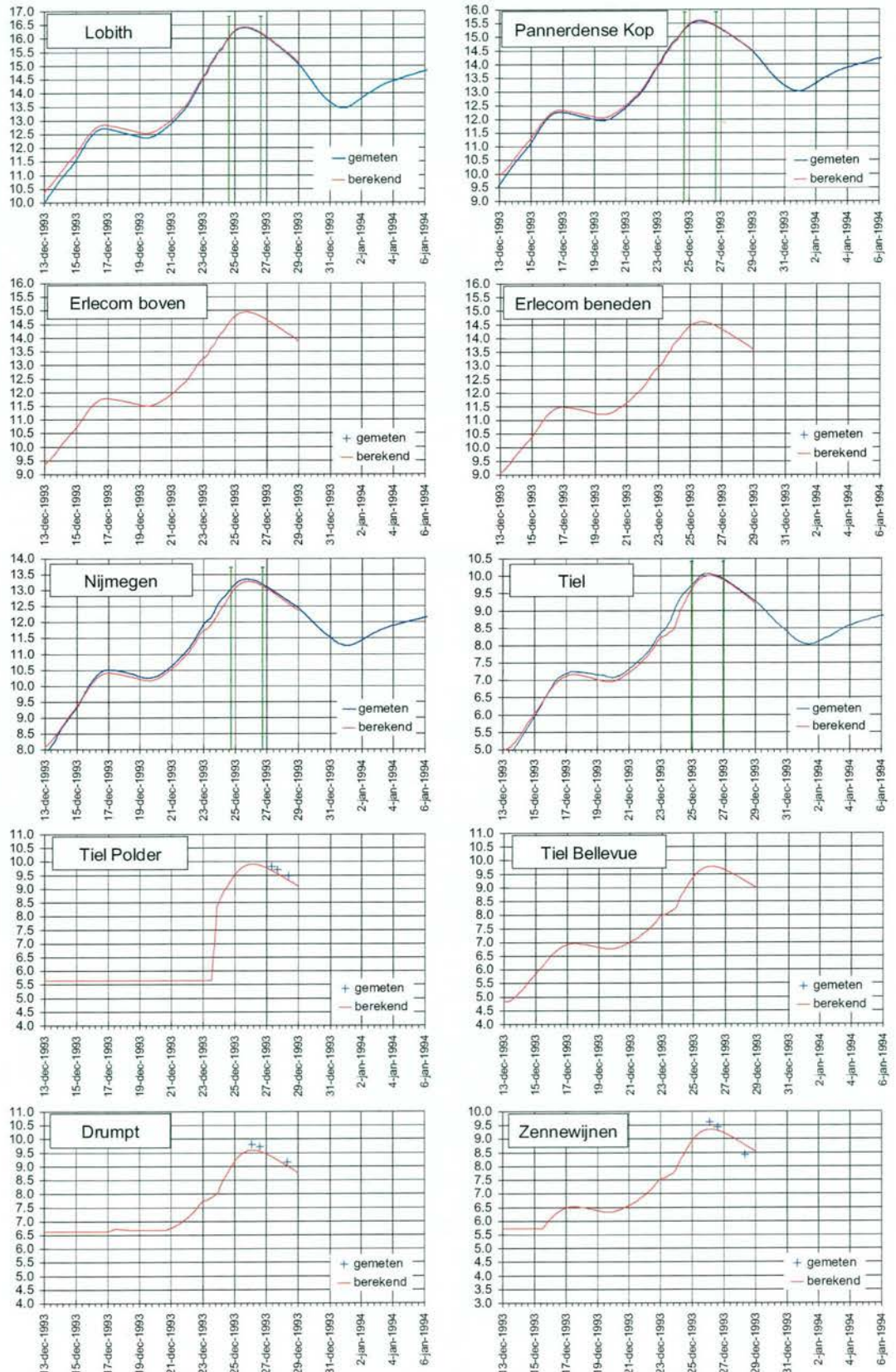


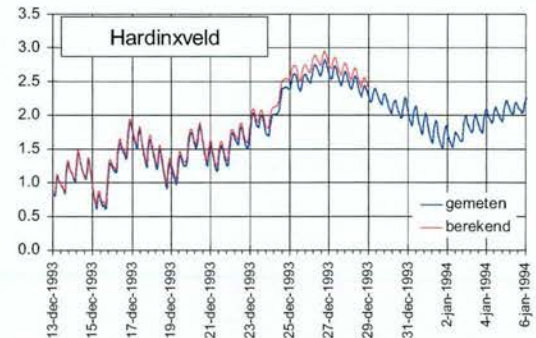
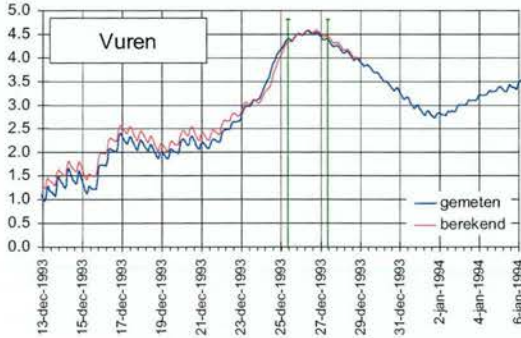
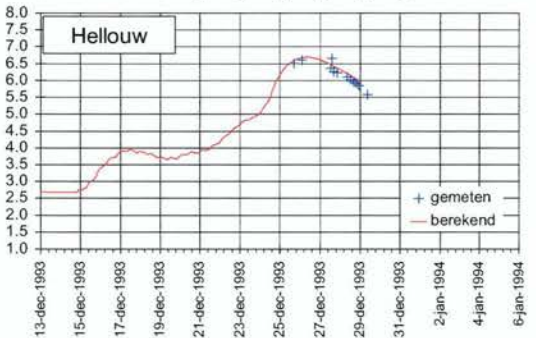
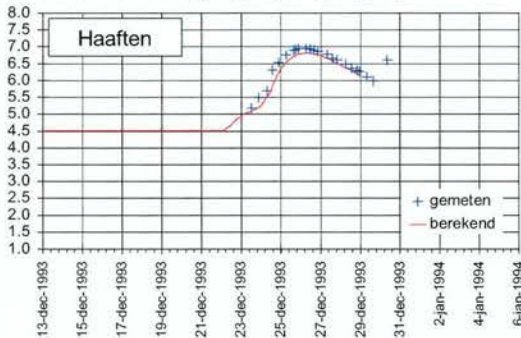
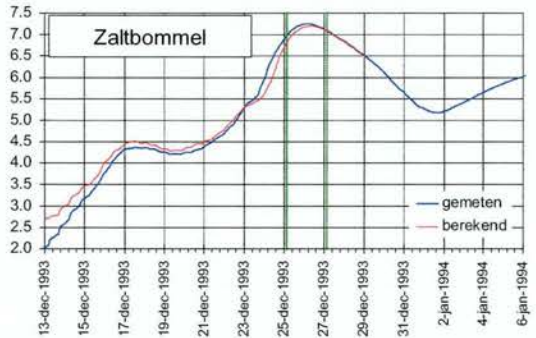
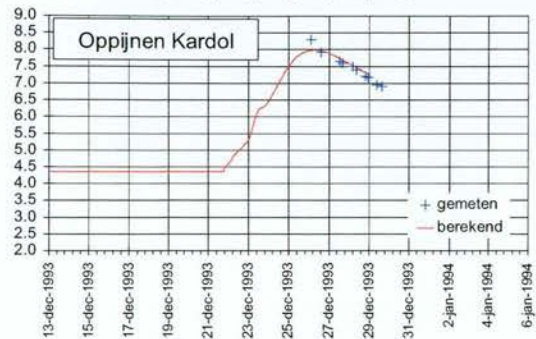
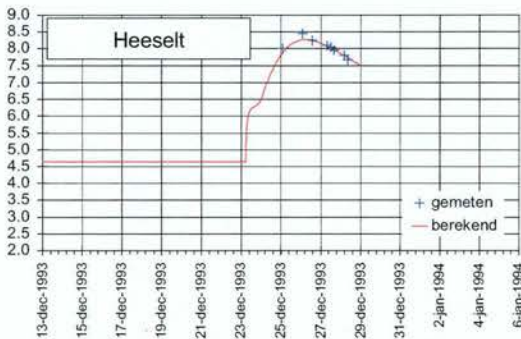
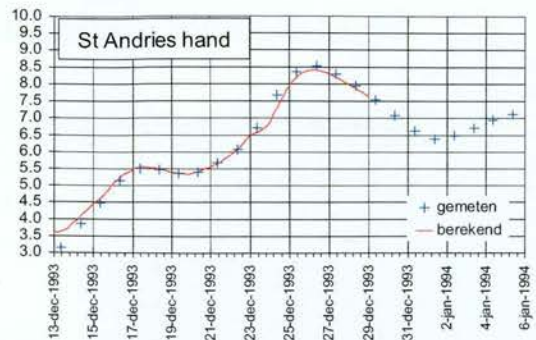
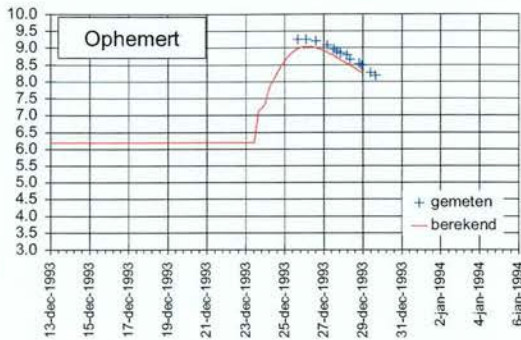
Figuur D4-6 C-waarden hoogwaterkalibratie bij h=10 m traject Boven-Rijn – Pan. kanaal - IJssel

E Resultaten verificatie 1993

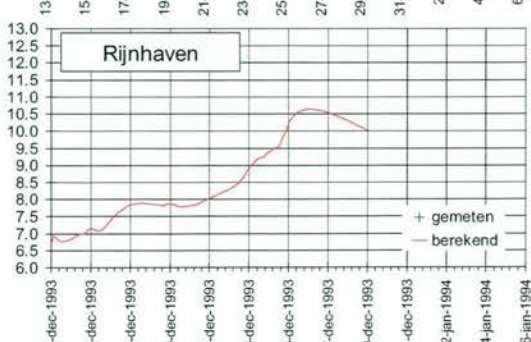
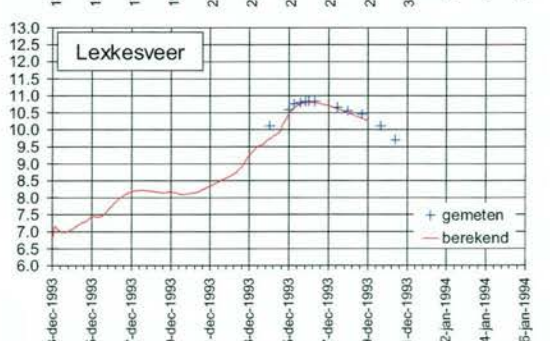
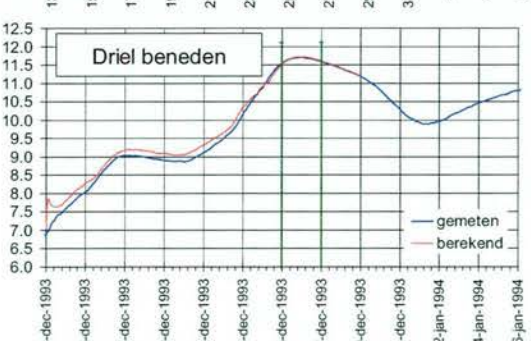
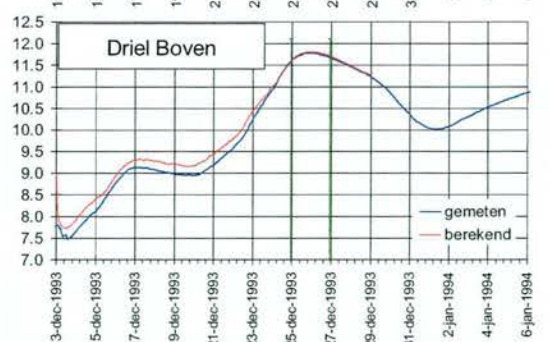
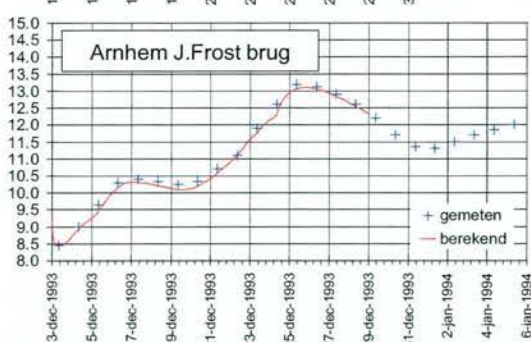
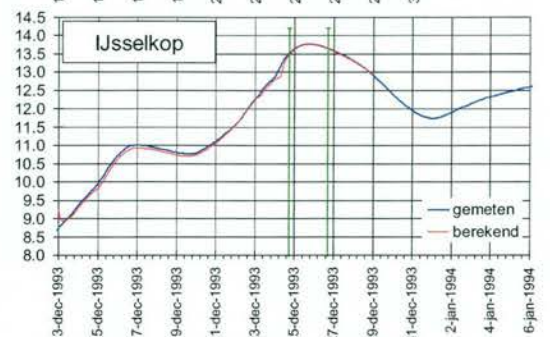
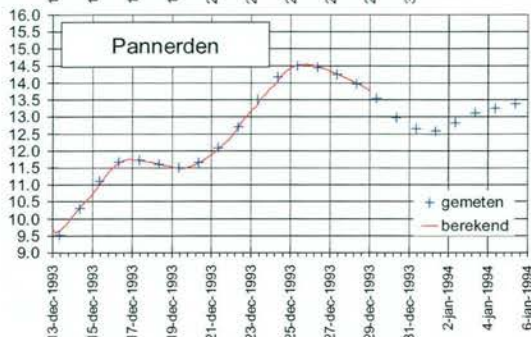
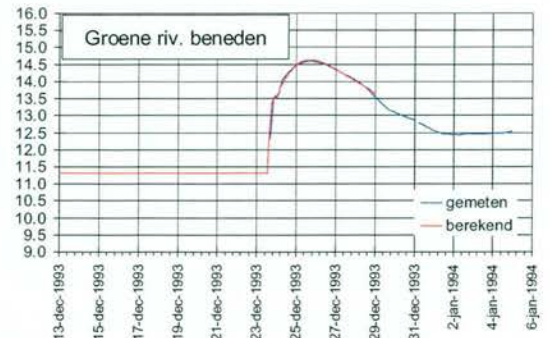
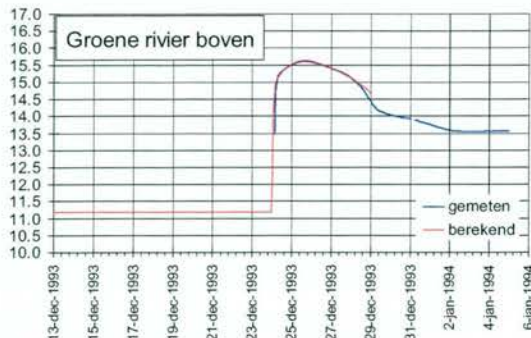
E.1 Berekende versus gemeten waterstanden

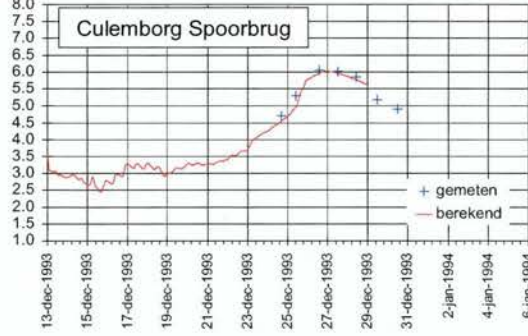
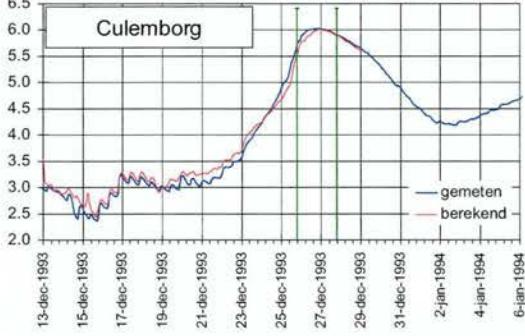
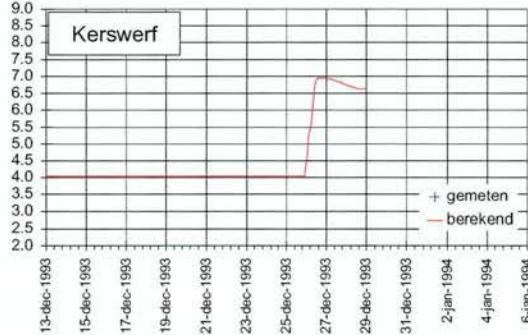
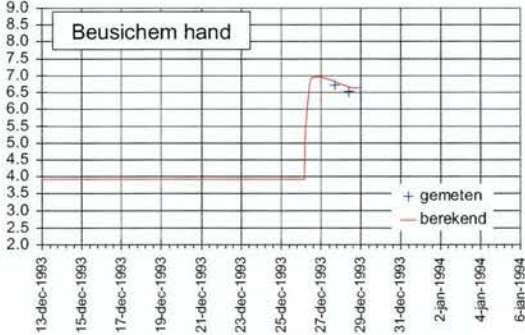
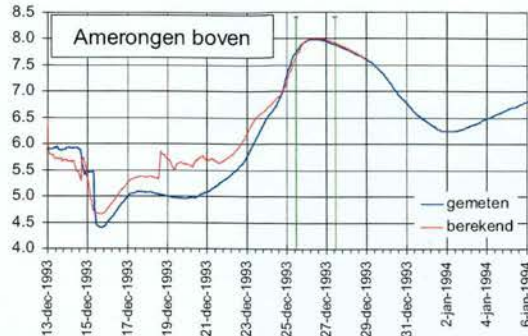
Boven-Rijn-Waal

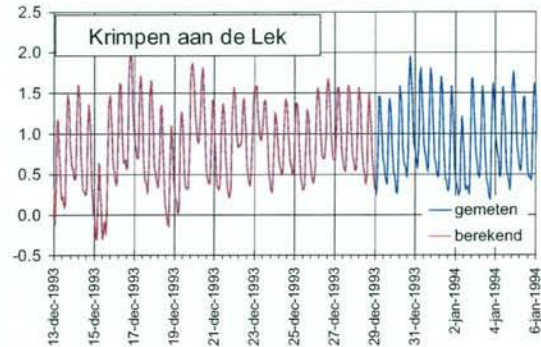
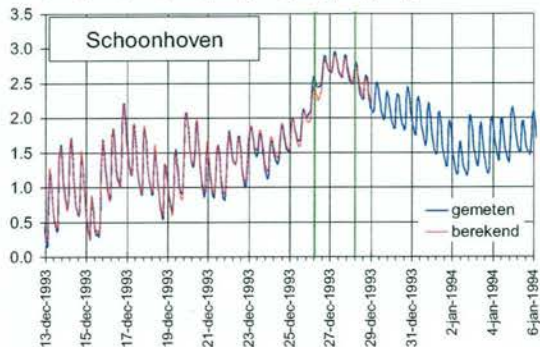
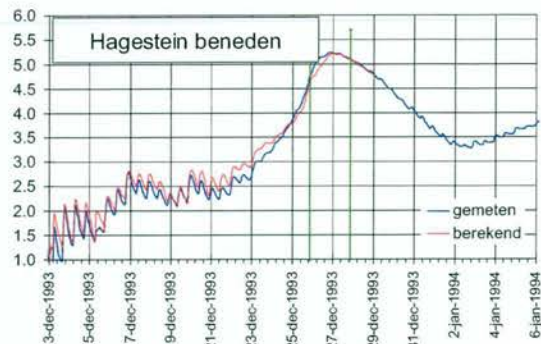
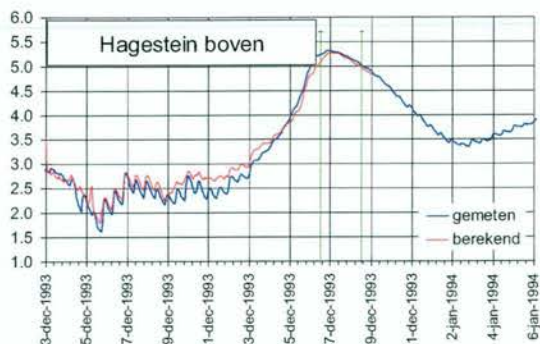




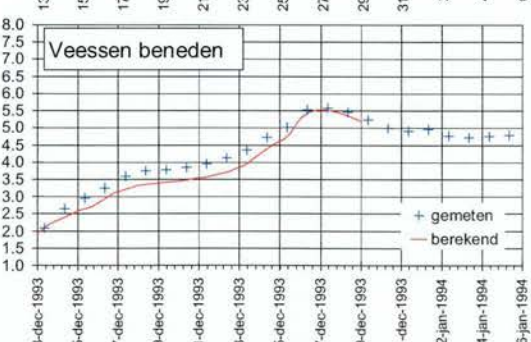
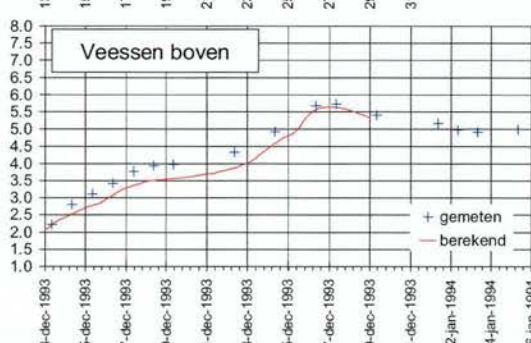
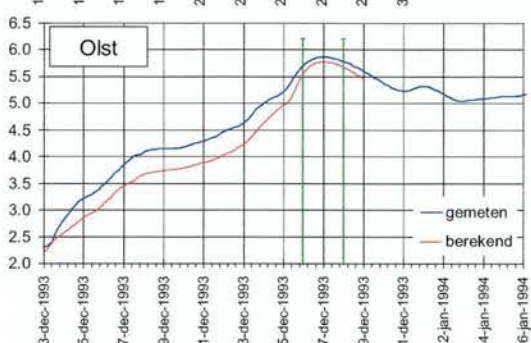
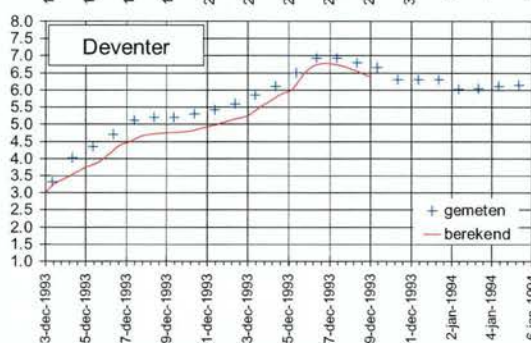
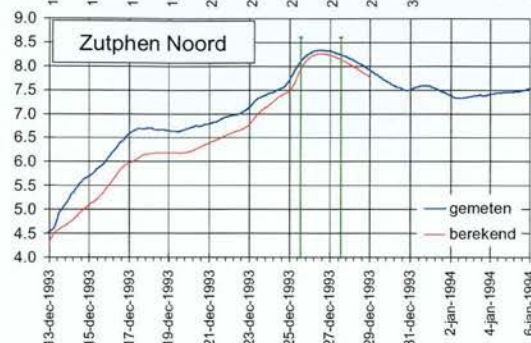
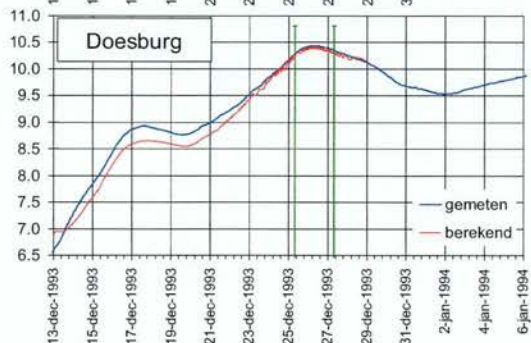
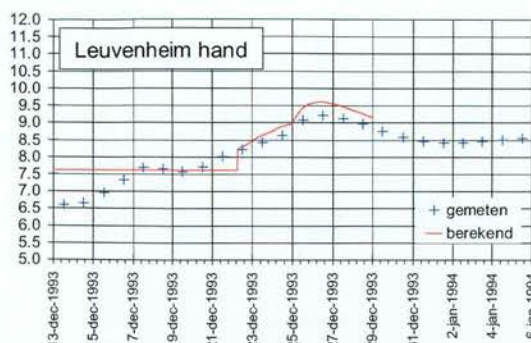
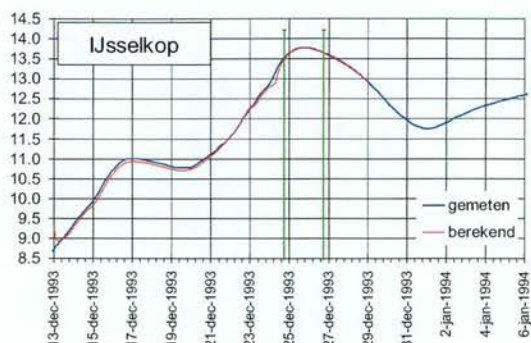
Pannerdensch kanaal – Neder-Rijn - Lek

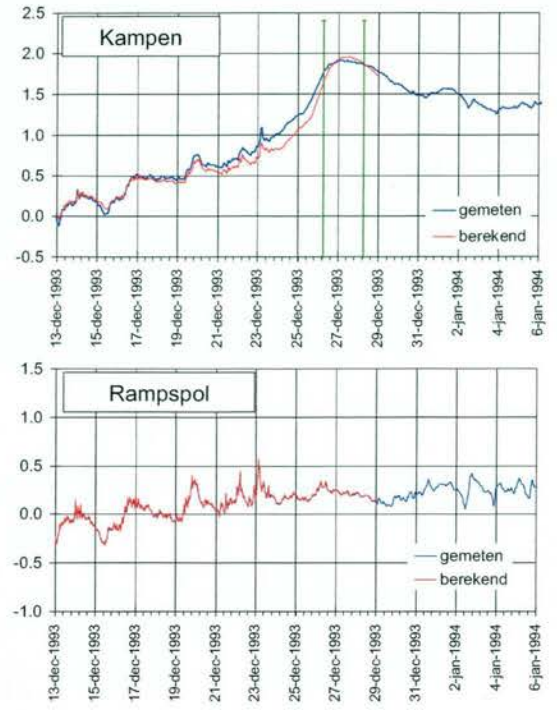
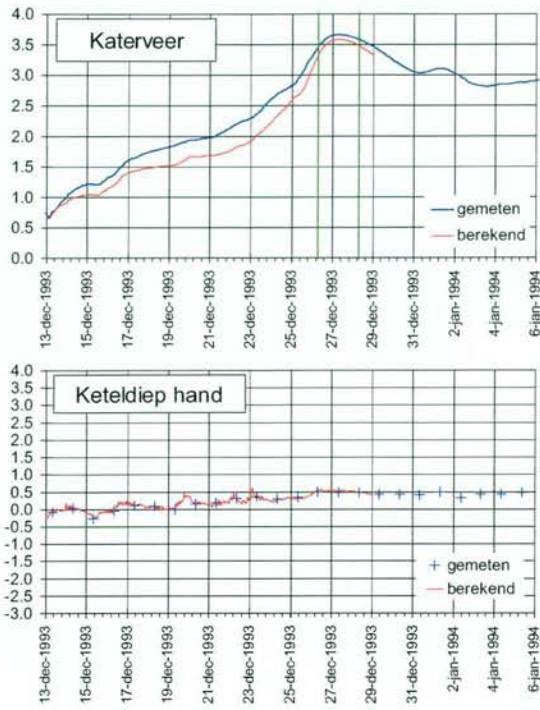




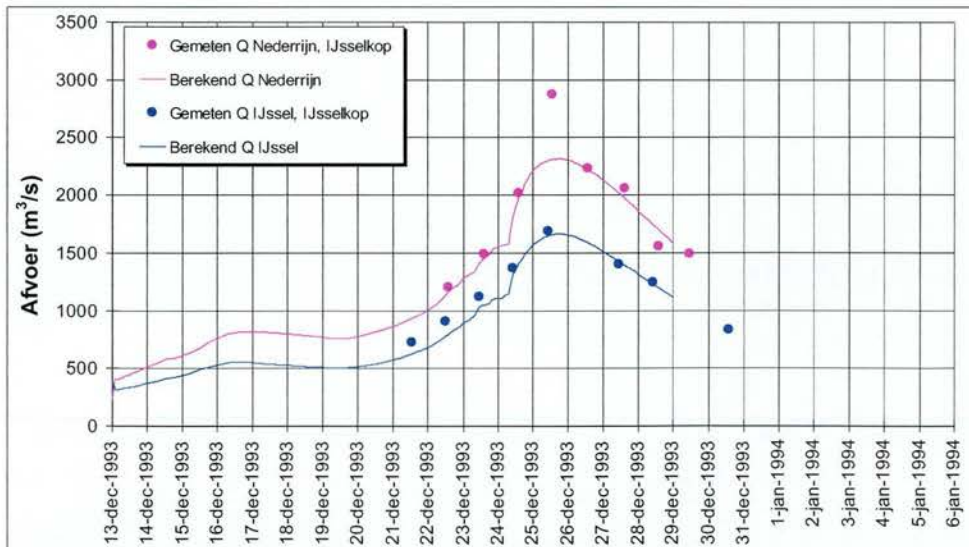
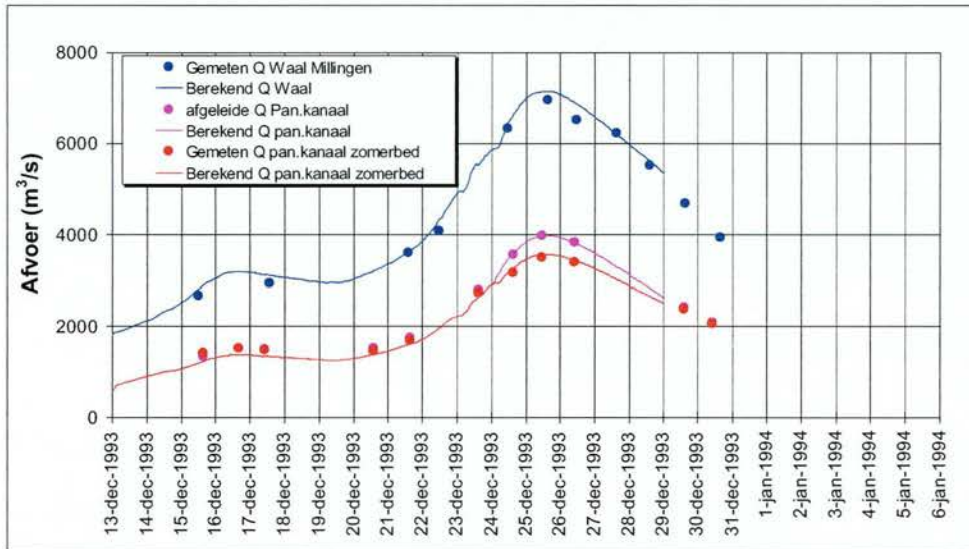
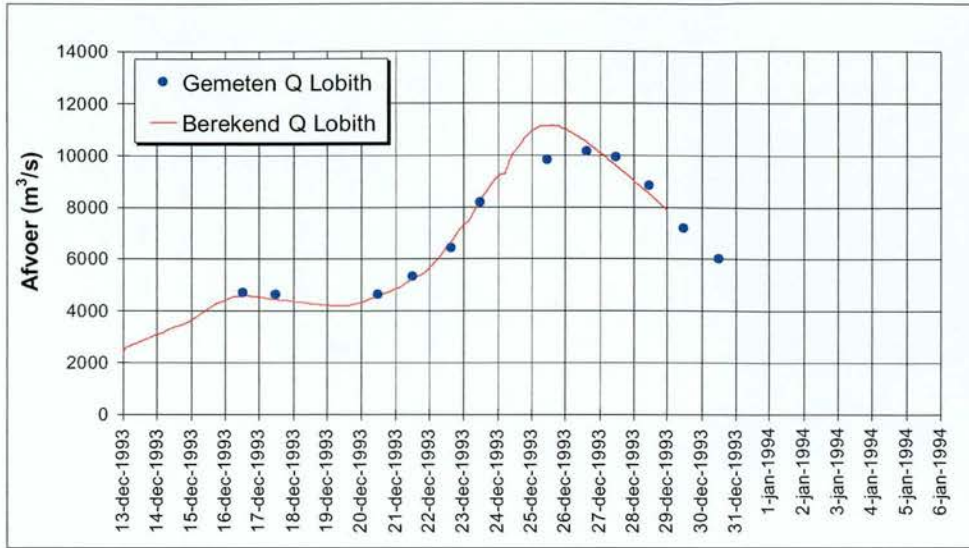


IJssel





E.2 Berekende en gemeten afvoer over de splitsingspunten





WL | Delft Hydraulics

Rotterdamseweg 185
postbus 177
2600 MH Delft
telefoon 015 285 85 85
telefax 015 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl

Rotterdamseweg 185
p.o. box 177
2600 MH Delft
The Netherlands
telephone +31 15 285 85 85
telefax +31 15 285 85 82
e-mail info@wldelft.nl
internet www.wldelft.nl

