

Neerslagspreiding en aanvoerreductie in het regionale afvalwatertransportstelsel van het Hoogheemraadschap West-Brabant

P.T.M. Dircke, J.V. Witter en J.N.M. Stricker

RAPPORT 49

Januari 1995

Vakgroep Waterhuishouding
Nieuwe Kanaal 11, 6709 PA Wageningen

ISSN 0926-230X

442525

Ten geleide

Doel van het onderzoek, zoals beschreven in dit rapport, was na te gaan in hoeverre reductiemogelijkheden van de aanvoer naar regionale rioolwaterzuiveringsinrichtingen haalbaar zijn in relatie tot de neerslagspreiding in een gebied. Het onderzoek diende antwoord te geven op de vraag naar de grootte van de hydraulische capaciteit van nieuwe en naar de benodigde uitbreidingscapaciteit van reeds bestaande rioolwaterzuiveringsinrichtingen.

Om boven omschreven doel te bereiken is uitgebreid gebruik gemaakt van gegevens en informatie van het afvalwatertransportsysteem "West-Brabant" en van de daarop aangesloten kernen binnen het Hoogheemraadschap West-Brabant.

De resultaten uit dit onderzoek zijn van toepassing op afvalwatertransportsystemen waarvan de centrale transportleidingen geheel of in grote mate zijn ontworpen als persleidingen.

Het onderzoek werd uitgevoerd bij de vakgroep Hydraulica en afvoerhydrologie van de Landbouwniversiteit te Wageningen door ir. P.T.M. Dircke en dr.ir. J.V. Witter met projectbegeleiding van ir. J.N.M. Stricker. Met betrekking tot gegevensinwinning en gegevensverwerking werd een zeer forse bijdrage geleverd door het hoogheemraadschap West-Brabant. Namens de STORA is het onderzoek begeleid door een commissie bestaande uit de heren ir. R. den Engelse (hoogheemraadschap van de Uitwaterende Sluizen in Kennemerland en Westfriesland, voorzitter), ing. H.W. Bergmeijer (zuiveringschap Drenthe), dr.ir. T.A. Buishand (KNMI), ir. J.S.J. Dragt (waterschap de Aa), ir. P.S. Kamma (hoogheemraadschap West-Brabant) en ir. L. Scholma (hoogheemraadschap West-Brabant, genodigde).

Wageningen, november 1987

Het voorliggende rapport heeft in de allerlaatste fase van besluitvorming in 1988 niet het fiat gekregen van het STORA-bureau. De daaruit resulterende impasse heeft niet geleid tot uitgave van het rapport hetzij in haar huidige versie, hetzij in een aangepaste versie via de STORA. Aangezien het rapport een zeer grote inspanning van alle betrokkenen heeft gevraagd en het rapport zeker haar waarde heeft behouden, heeft de vakgroep 'Waterhuishouding' gemeend om het rapport als 'grijze' literatuur en in kleine oplage vast te leggen. Een officiële publicatie van het onderzoek is als artikel verschenen in H₂O(22) 1989, nr. 23.

Wageningen, december 1994

INHOUD

	blz.	
1	SAMENVATTING	3
2	INLEIDING	7
2.1	Inleiding	7
2.2	Perspectief op reductie	8
2.3	Voorwaarden en uitgangspunten	8
2.4	Het studiegebied	9
3	MODELLERING VAN DE WATERBALANS VAN EEN AFVALWATERTRANSPORTSTELSEL	11
3.1	Inleiding	11
3.2	Waterbalansmodel voor een kern met gemengd rioolstelsel	11
3.3	Waterbalansmodel van de AWP	12
4	SAMENVATTING VAN EERDER ONDERZOEK	13
4.1	Inleiding	13
4.2	BKH-onderzoek	13
4.3	DHV-onderzoek	15
4.4	Landbouwuniversiteit-onderzoek	17
5	NEERSLAGCOMPONENT IN DE WATERBALANS	19
5.1	Inleiding	19
5.2	Selectie en representativiteit van de neerslaggebeurtenissen	19
5.3	Keuze van het halfuurlijks berekeningsinterval	21
5.4	De variatie in tijd en naar plaats van de geschatte gebiedsneerslag	22
6	CALIBRATIE VAN HET WATERBALANSMODEL	25
6.1	Calibratie van de afzonderlijke kernen	25
6.1.1	droogweerafvoer	26
6.1.2	afvoercoëfficiënt	27
6.2	Calibratieresultaten voor de afzonderlijke kernen en discussie	28
6.3	Calibratie van het totale AWP-stelsel	33
7	VERIFICATIE VAN HET WATERBALANSMODEL	36
7.1	Inleiding	36
7.2	Verificatie van de waterbalansen van de afzonderlijke kernen	36
7.3	Verificatie van het totale AWP-stelsel	37
7.4	Conclusies	43
8	STURING	45
8.1	Inleiding	45
8.2	Sturingsscenario's	46
9	SIMULATIERESULTATEN: TOETSING AAN RWZI BATH	49
9.1	Inleiding	49
9.2	Resultaten van het referentiescenario	49
9.3	Toetsing van de scenario's	50
9.3.1	algemeen	50
9.3.2	toetsing van scenario 1	51
9.3.3	toetsing van scenario 2	53
9.3.4	toetsing van scenario 3	56
9.4	Analyse en discussie	56
9.5	Conclusies	62

10	EVALUATIE EN CONCLUSIES	63
10.1	Evaluatie	63
10.2	Conclusies	64
11	ALGEMENER TOEPASSING VAN DE RESULTATEN EN AANBEVELINGEN	65
11.1	Vraagstellingsprocedure	65
11.2	Aandachtspunten	65
11.3	Aanbevelingen en opmerkingen	66
12	LITERATUUR	68

BIJLAGEN

1	BASISGEGEVENS AWP-STELSEL "WEST-BRABANT"	69
2	NEERSLAGCOMPONENT IN DE WATERBALANS	72
3	CALIBRATIERESULTATEN	83
4	VERIFICATIERESULTATEN	95
5	SIMULATIERESULTATEN	102
6	HANDLEIDING NAMRAP	105

1 SAMENVATTING

In Nederland is een groot aantal regionale rioolwaterzuiveringsinrichtingen (rwzi's) in bedrijf. In het algemeen wordt de hydraulische capaciteit hiervan gelijk gesteld aan de som van de capaciteiten van de injecterende gemalen van de aangesloten rioolstelsels in het bijbehorende gebied.

In dit rapport wordt onderzocht of, indien een groot deel van de aangesloten kernen een gemengd rioolstelsel bezit, de hydraulische capaciteit van de regionale rwzi gereduceerd kan worden als gevolg van ongelijkmatigheid in de verdeling van de neerslag over het gebied. Als studiegebied diende het afvalwaterpersleiding-stelsel (AWP-stelsel) "West-Brabant", vanwege de beschikbaarheid van meetgegevens over enige jaren. Het neerslag-afvoerproces in de aangesloten rioolstelsels van het AWP-stelsel is beschreven door middel van een waterbalansmodel met halfuurlijkse berekeningsintervallen. Neerslag is gemeten met negen verspreid in het gebied opgestelde pluviografen. De neerslagcomponent in de waterbalans voor elk van de 25 kernen werd bepaald met een lineaire interpolatietechniek (kriging). Voor de berekeningen zijn dertig neerslaggebeurtenissen over een periode van twee en een half jaar geselecteerd. Ten behoeve van de modellering van elke kern werden de benodigde gegevens van aangesloten verhard oppervlak, berging in het rioolstelsel, droogweerafvoer en pompregime verzameld of geschat. Het rapport gaat uitgebreid in op de calibratie en de verificatie van het waterbalansmodel, dat gebruikt is voor het kwantificeren van de effecten van verschillende sturingsscenario's op het aantal overstortingen en de hoeveelheid overgestort water in de aangesloten rioolstelsels, bij aangenomen reducties van de hydraulische capaciteit van de rwzi.

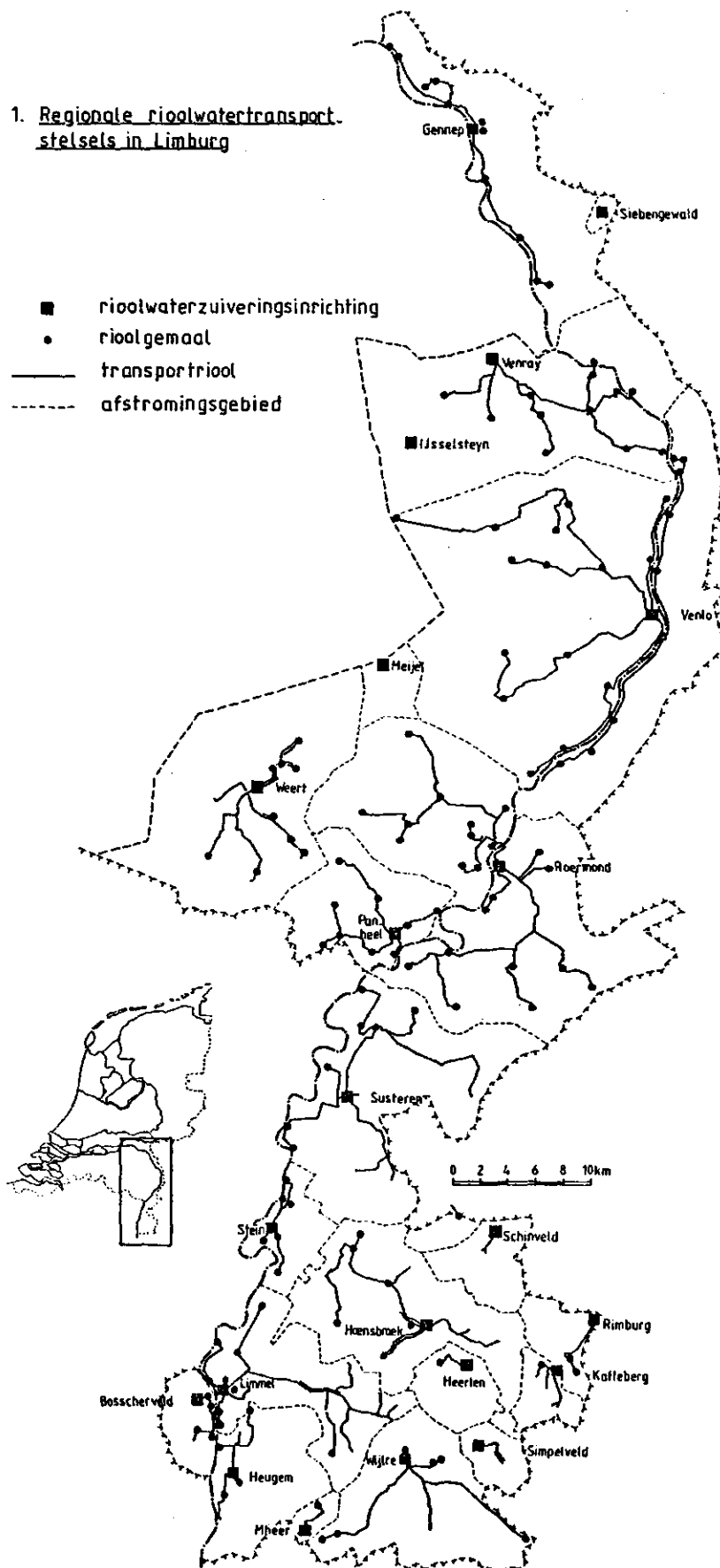
Een drietal sturingsscenario's is geformuleerd en ingebouwd in het computerprogramma van het waterbalansmodel; het neerslag-afvoerproces voor elk scenario is hiermee gesimuleerd voor dertig neerslaggebeurtenissen.

In het eerste scenario wordt de capaciteit van alle gemalen gereduceerd indien tijdens of na neerslag de beschikbare berging in het aangesloten rioolstelsel toeneemt. In alle situaties, waarin de aanvoer de hydraulische capaciteit van de rwzi overschrijdt, wordt het surplus in een centraal reservoir geborgen. In het tweede scenario wordt, indien de aanvoer de hydraulische capaciteit van de rwzi overschrijdt, de capaciteit van de in de AWP injecterende gemalen successievelijk gereduceerd op basis van het hoogste percentage nog beschikbare berging in het aangesloten rioolstelsel. Indien de opgegeven reductie van pompcapaciteiten kleiner is dan de opgegeven reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi, zal een centraal reservoir nodig zijn. In het derde scenario zijn de eerste twee scenario's gecombineerd, echter zonder centraal reservoir.

De resultaten van de simulaties met sturing zijn vergeleken met twee aanvoersituaties zonder sturing, welke als referentie dienen. De eerste referentiesituatie, referentie A, is de huidige toestand (peiljaar 1985). De tweede referentiesituatie, referentie B, is de situatie van overeenkomstige verlaging van de capaciteit van de rwzi en van de injecterende gemalen, zonder verdere sturing. Referentie A vertegenwoordigt de na te streven ondergrens, referentie B de bovengrens met betrekking tot het aantal overstortingen en de hoeveelheid overstortend water.

Uit de onderzoeksresultaten voor het AWP-stelsel "West-Brabant" wordt geconcludeerd dat reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi ten opzichte van de som van de capaciteiten van de toeleverende gemalen leidt tot toename van de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstromingen. De hoogte van de toename hangt voor elk scenario af van de mate van reductie van de rwzi. Tevens hangt de toename af van de keuze van wel of geen gemeenschappelijk bergingsreservoir en voor één scenario in lichte mate van extra verhoging van de capaciteiten van de injecterende gemalen.

Figuur 1. Regionale rioolwatertransportstelsels in Limburg



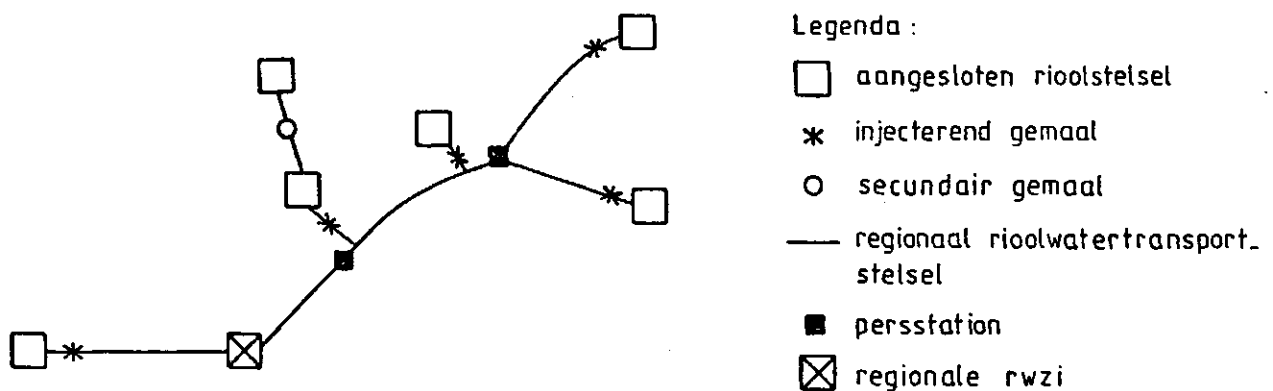
2 INLEIDING

2.1 Inleiding

In Nederland is een groot aantal regionale rioolwaterzuiveringsinrichtingen (rwzi's) in bedrijf. Figuur 1 toont de situatie in Limburg [20]. De regio's kunnen een aanzienlijke oppervlakte beslaan. De rwzi's te Venlo en te Roermond bijvoorbeeld reinigen het rioolwater afkomstig van kernen binnen een gebied van respectievelijk 471 km² en 307 km².

Een regionaal afvalwatertransport-(AWT-)stelsel bestaat schematisch uit de volgende elementen (figuur 2).

- de aangesloten rioolstelsels;
- de pompgemalen van de aangesloten rioolstelsels;
- het regionale afvalwatertransportstelsel in engere zin, met eventuele persgemalen;
- de regionale rioolwaterzuiveringsinrichting (rwzi).



Figuur 2. Schematische voorstelling van een regionaal AWT-stelsel.

In het vervolg van dit rapport zal met "regionaal AWT-stelsel" het leidingstelsel in engere zin worden aangeduid waarmee het rioolwater wordt getransporteerd vanuit de aangesloten rioolstelsels naar de regionale rwzi. Deze regionale AWT-stelsels zijn in het algemeen als persleidingstelsels (AWP) uitgevoerd. Soms komen, in verband met de topografie vrijvervalgedeelten voor, al dan niet met vrije waterspiegel. De pompgemalen van de aangesloten rioolstelsels zullen in het vervolg van dit rapport worden aangeduid als "injecterende gemalen". De pompgemalen die water in het rioolstelsel van een andere kern lozen, worden aangeduid als "secundaire gemalen".

Tot op heden wordt in het algemeen de hydraulische capaciteit van regionale rwzi's gelijk gesteld aan de som van de beoogde toeleverende capaciteiten van de aangesloten injecterende gemalen*. Een uitzondering op deze regel vormt het regionale AWT-stelsel van West-Friesland-Oost (oppervlakte circa 250 km²) met de regionale rwzi Wervershoof, zie [2] en [12].

* Met de beoogde toeleverende capaciteiten worden hier aangegeven de maximale debieten van de gemalen bij de ingestelde pompregimes.

De beoogde capaciteit van de injecterende gemalen wordt bepaald door het aanbod van de droogweeraanvoer (dwa) en, in geval van gemengde rioolstelsels, mede door de vereiste pompoevercapaciteit. Indien een groot deel van de aangesloten kernen een gemengd rioolstelsel bezit, rijst echter de vraag of de hydraulische capaciteit van de rwzi niet gereduceerd kan worden, mede als gevolg van de ongelijkmatigheid in de verdeling van de neerslag over het gebied. Deze vraag heeft geleid tot het onderhavige onderzoek "Dimensionering regionale rioolwatertransportstelsels".

2.2 Perspectief op reductie

Een aantal factoren kan een reducerend effect hebben op de vereiste hydraulische ontwerpcapaciteit van een regionale rwzi:

- de ligging van het regionale AWT-stelsel;
- neerslagvariabiliteit naar tijd en plaats;
- de stromingsrichting in het stelsel in relatie tot de overheersende trekrichting en treksnelheid van de neerslag;
- het effect van berging in rioolstelsels, gemaalkelders en het (pers)leidingssysteem;
- verschillen in toevoersnelheid van de rioolstelsels naar de injecterende gemalen.

Ten gevolge van bovengenoemde factoren treedt er in wisselende mate een kans op reductie van de piekbelasting van de rwzi op ten opzichte van de som van de beoogde pompcapaciteiten van de aangesloten kernen. Door beter in te spelen op de natuurlijke variatie in de neerslag kan, bijvoorbeeld door sturing van de geïnjecteerde debieten vanuit de aangesloten stelsels, de mogelijkheid en mate van reductie worden vergroot.

2.3 Voorwaarden en uitgangspunten

De mogelijkheid om de hydraulische capaciteit van een regionale rwzi te reduceren wordt onderzocht onder de voorwaarden dat het aantal en het totaal volume van overstortingen niet of nauwelijks toe mogen nemen. Dit is echter niet realiseerbaar zonder sturing van het vanuit de aangesloten rioolstelsels geïnjecteerde debiet. Dit leidt tot het volgende uitgangspunt:

1. *De mogelijkheid om de injecterende gemalen te kunnen sturen.*

Het onderzoek dient voor een aantal mogelijke sturingsscenario's de maximale reductie op de hydraulische capaciteit aan te geven, onder de voorwaarden dat het aantal en het totaal volume van overstortingen niet of nauwelijks toenemen ten opzichte van de ongestuurde situatie.

Daarom is gekozen voor modellering van de halfuurlijkse waterbalansen in het regionaal AWT-stelsel en in de aangesloten rioolstelsels; dit leidt tot het tweede uitgangspunt:

2. *Voor modellering dient uitgegaan te worden van de bemeten waterbalansen van het regionaal AWT-stelsel en van de aangesloten rioolstelsels.*

Bestudering van de neerslagspreiding alléén is niet voldoende, aangezien de variatie van de neerslag naar tijd en plaats door de pomprégimes van de injecterende gemalen wordt omgevormd tot naar tijd en plaats variërende geïnjecteerde debieten. De sommatie ervan over alle aangesloten injecterende gemalen is een belangrijke grootheid. Uit de waterbalansen van de aangesloten rioolstelsels zijn ook aantallen en volumes van overstortingen te bepalen.

3. De toestand in de aangesloten rioolstelsels en in het bijzonder het door de injecterende gemalen verpompte debiet, wordt niet beïnvloed door de toestand in het regionale AWT-stelsel.

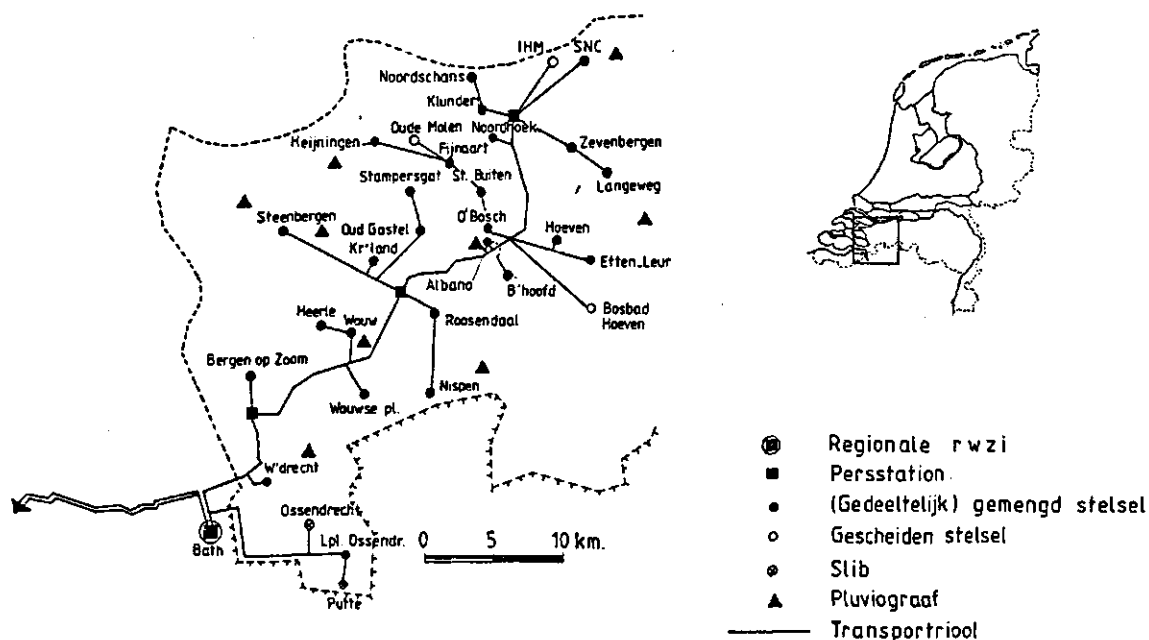
De variatie in het geïnjecteerde pompdebiet van een kern ten gevolge van de variabele tegendruk in het AWT-stelsel wordt verwaarloosd. Door deze veronderstelling vervalt de noodzaak van een volledig dynamisch, hydraulisch model voor het regionaal AWT-stelsel waarbij de terugkoppeling met de aangesloten rioolstelsels gemodelleerd wordt door middel van de drukhoogte debiet-relaties van de injecterende gemalen. Een dergelijk model vereist aanzienlijk meer gegevens dan een model waarin zowel de aangesloten rioolstelsels als het regionale AWT-stelsel zijn weergegeven door hun halfuurlijkse waterbalansen. Ook is de rekentijd van een dergelijk dynamisch model zeer aanzienlijk, daar de druk in een regionaal AWT-stelsel snel fluctueert in de tijd en dientengevolge de noodzaak ontstaat van een kort berekeningsinterval.

4. Voor de aangesloten rioolstelsels dienen de parameters in het waterbalansmodel per stelsel geschat te worden.

Deze parameters hebben betrekking op de eventuele vertraging en op de neerslagverliezen. De calibratie is noodzakelijk om het model te kunnen gebruiken als een simulatiemodel. Door het uitvoeren van simulatiestudies kan het effect van verschillende sturingsscenario's worden nagegaan op het aantal en het volume van overstortingen.

2.4 Het studiegebied

Als studiegebied is het afvalwaterpersleiding-(AWP-)stelsel "West-Brabant" gekozen (figuur 3). Het gebied omvat de regionale rwzi in Bath, waarop 26 gemengde en drie gescheiden rioolstelsels via een persleiding zijn aangesloten. De oppervlakte van het totale gebied waarbinnen de kernen zijn gelegen bedraagt circa 450 km².



Figuur 3. Overzicht afvalwaterpersleidingstelsel "West-Brabant" (situatie gedurende de periode 1983-1985).

De twee grootste kernen, Bergen op Zoom en Roosendaal, maken gezamenlijk circa 60% van het verharde oppervlak van het totale AWP-gebied uit en liggen relatief dicht bij elkaar (12 km). Drie persgemalen in de AWP transporteren het water naar de regionale rwzi. Van de meeste injecterende gemalen zijn kelderpeilen en debieten geregistreerd. Deze gegevens zijn noodzakelijk voor de calibratie en verificatie van het model voor het berekenen van de waterbalansen van de aangesloten rioolstelsels. Ook de totale aanvoer te Bath is gemeten. Op negen plaatsen in het gebied zijn pluviografen opgesteld sinds 1983. De pluviografen hebben een vanghoogte van 1,10 m boven maaiveld. De neerslagpost in de waterbalans van elk van de 26 aangesloten gemengde stelsels wordt met behulp van interpolatie bepaald.

Behalve de genoemde gegevens vereist calibratie van het waterbalansmodel de volgende gegevens:

- de gemiddelde droogweerafvoer (te bepalen op grond van debietgegevens over lange, droge periodes) en de variatie in de tijd ervan;
- het pomprégime van de aangesloten injecterende gemalen;
- de drempelhoogte van de hoofdoverstort nabij het injecterende gemaal;
- het verharde oppervlak en de totaal beschikbare berging van de aangesloten rioolstelsels;
- de configuratie van het AWP-stelsel;
- eventuele beschikbare berging in de AWP.

Debietgegevens van de persstations in de AWP zijn wenselijk, aangezien deze als controle kunnen dienen van de bovenstrooms geïnjecteerde debieten. In het geval van het AWP-stelsel "West-Brabant" waren deze gegevens niet aanwezig.

3 MODELLERING VAN DE WATERBALANS VAN EEN AFVALWATERTRANSPORTSTELSEL

3.1 Inleiding

Eén van de uitgangspunten is dat bestudering van de mogelijkheid tot reductie van het aanvoerdebiet naar een regionale rwzi slechts mogelijk is, indien zowel de neerslagspreiding als het toevoerproces naar de rwzi in de studie wordt betrokken. Hiertoe dienen de neerslag- en afvoergegevens van het AWP-stelsel "West-Brabant". Het toevoerproces kan worden beschreven door middel van een waterbalansmodel. Het model omvat de waterbalansen van de aangesloten kernen en van de AWP. Iedere aangesloten kern voert een debiet toe naar de AWP, welke de verzamelde toevoer naar de regionale rwzi verzorgt.

Het waterbalansmodel voor een kern wordt beschreven in hoofdstuk 3.2 en voor de AWP in hoofdstuk 3.3. Het totale waterbalansmodel is geprogrammeerd in FORTRAN-77 en gedocumenteerd in bijlage 6. De berekeningen vinden plaats op halfuurbasis. De keuze van het halfuurlijkse berekeningsinterval wordt nader toegelicht in hoofdstuk 5.3.

3.2 Waterbalansmodel voor een kern met gemengd rioolstelsel

Voor de waterbalans van een kern, aangeduid met i , geldt gedurende een periode j :

$$q(i,j) = cA_v(i)\hat{h}_r(i,j-j') - q_0(i,j) + \Delta B(i,j) + q_d(i,j) + q_a(i,j), \quad (1)$$

waarin:

- q : vanuit de kern in de AWP geïnjecteerd debiet [L^3T^{-1}]
- c : afvoercoëfficiënt [-]
- A_v : verhard oppervlak [L^2]
- \hat{h}_r : geschatte gebiedsneerslag minus initiële verliezen (V_i) over het verharde oppervlak [LT^{-1}]
- j' : aantal intervallen vertraging ten gevolge van de stroming naar en in het rioolstelsel [-]
- q_0 : overstortend debiet [L^3T^{-1}]
- ΔB : bergingsverandering in het rioolstelsel (negatief bij afname van de beschikbare berging) [L^3T^{-1}]
- q_d : droogweerafvoer [L^3T^{-1}]
- q_a : aanvoer van afvalwater uit "bovenstroomse" kernen [L^3T^{-1}].

De berekeningen beginnen tenminste enige intervallen voorafgaande aan de neerslag. Het waterbalansmodel voor een kern heeft in principe drie nader te bepalen parameters: de initiële verliezen, de afvoercoëfficiënt c , en de vertraging j' . In werkelijkheid echter kan het aantal onbekenden per kern groter zijn. Dit wordt nader toegelicht in hoofdstuk 6. In vergelijking 1 is de toevoer vanuit de injecterende gemalen in principe bekend uit metingen. De geschatte neerslag is bekend uit interpolatie van pluviograafwaarnemingen. Tenslotte moeten ook het verharde oppervlak, de droogweerafvoer, en de maximaal beschikbare berging zo goed mogelijk bekend zijn. Deze gegevens, alsmede enkele specifieke basisgegevens van de aangesloten kernen voor het AWP-stelsel "West Brabant", zijn vermeld in bijlage 1.

Per neerslagebeurtenis wordt bij de calibratie van het waterbalansmodel de berging in het rioolstelsel bij aanvang van de neerslag geheel beschikbaar verondersteld. Deze veronderstelling is gerechtvaardigd, aangezien de gese-

lecteerde neerslaggebeurtenissen gescheiden zijn door droge periodes van minstens 10 uur. Bovendien blijkt uit de registraties van de gemalen dat er steeds sprake is van droogweerafvoer bij het begin van de berekeningen. Als de berging in het rioolstelsel na verloop van tijd geheel benut is, treedt een overstorting op. Vóór het tijdstip van overstorten is de bergingsverandering sluitpost in de waterbalans, daarna is het overstortend debiet sluitpost. Het tijdstip van de overstorting kan veelal worden bepaald uit de peilregistraties in de ontvangstkelders van de gemalen. Wanneer het peil in de ontvangstkelder vrijwel constant en op het maximale niveau blijft, terwijl ook het vanuit de kern in de AWP geïnjecteerde debiet maximaal blijft, is dit een indicatie dat er een overstorting plaatsvindt.

3.3 Waterbalansmodel van de AWP

De waterbalans van een traject k van een persleiding tussen twee persstations gelegen, luidt voor een periode j:

$$q_{bo}(k,j) + \sum_{i=1}^n q(i,j) = q_{be}(k,j) - \Delta B_{ps}(k,j), \quad (2)$$

waarin:

- q_{bo} : debiet van bovenstrooms persstation [L^3T^{-1}]
- q_{be} : debiet van benedenstrooms persstation [L^3T^{-1}]
- n : aantal op het traject aangesloten kernen [-]
- $q(i,j)$: vanuit kern i in de AWP geïnjecteerd debiet gedurende periode j [L^3T^{-1}]
- ΔB_{ps} : bergingsverandering in de buffertoren en het benedenstroomse ontvangreservoir van traject k (negatief bij afname van beschikbare berging) [L^3T^{-1}].

Indien in een traject van het AWP-stelsel stroming onder vrij verval met een vrije waterspiegel optreedt, luidt de waterbalans:

$$q_{bo}(k,j) + \sum_{i=1}^n q(i,j) + \Delta B_{p1}(k,j) = q_{be}(k,j) - \Delta B_{ps}(k,j), \quad (3)$$

waarin:

- ΔB_{p1} : bergingsverandering in de vrijvallyleiding (negatief bij afname van beschikbare berging) [L^3T^{-1}].

Berging in een traject van het AWP-stelsel kan behalve door de aanwezigheid van gedeelten met een vrije waterspiegel ook worden veroorzaakt door bergingsveranderingen in buffertoren bij het aanslaan van de persgemalen, door het samendrukken van in de persleiding aanwezige gassen en de samendrukbaarheid van het afvalwater. Bergingsveranderingen ten gevolge van variatie in de vrije waterspiegel en in buffertoren zijn in het waterbalansmodel verdisconteerd. De invloed van de overige oorzaken op de berging is verwaarloosbaar. Ook de volumeverandering tengevolge van het samendrukken van aanwezige gassen is verwaarloosbaar, indien ervan wordt uitgegaan dat hoogstens 1% van de leiding met gas is gevuld.

De waterbalansvergelijkingen 2 en 3 kunnen in principe gebruikt worden voor controle van de gesommeerde waterbalansen van de aangesloten kernen. Dit kan een hulpmiddel zijn bij het eventueel later herzien van geschatte gegevens, welke ontbraken of als minder betrouwbaar werden aangemerkt.

4 SAMENVATTING VAN EERDER ONDERZOEK

4.1 Inleiding

Eerder onderzoek naar de mogelijkheid de hydraulische capaciteit van regionale rwzi's te reduceren, richtte zich òf op de neerslagspreiding [3,7] òf op de invloed van de neerslagspreiding op een bepaald aanvoerstelsel [2,4,6,8,13]. Bij de hiernavolgende bespreking wordt het eerder verrichte onderzoek met betrekking tot het AWP-stelsel "West-Brabant" ingedeeld naar de uitvoerende instantie: Adviesbureau Bongaerts, Kuyper en Huiswaard (BKH) in hoofdstuk 4.2, DHV Raadgevend Ingenieursbureau B.V. in hoofdstuk 4.3 en de vakgroep Hydraulica en Afvoerhydrologie van de Landbouwniversiteit in hoofdstuk 4.4.

4.2 BKH-onderzoek

In [4] wordt uitgegaan van zuivere translatie van een neerslagveld over het verzorgingsgebied van de regionale zuiveringsinrichting Bath. Dit neerslagveld wordt gekarakteriseerd door drie grootheden: constante intensiteit (i), duur (d), en treksnelheid (v). Gezien de grootte van het gebied, 30 km (van ZW naar NO) bij 20 km (van NW naar ZO), zal dan niet altijd over het gehele gebied gelijktijdig neerslag vallen, en zou de hydraulische capaciteit van de rioolwaterzuiveringsinrichting eventueel gereduceerd kunnen worden.

Voor een vijftal karakteristiek veronderstelde frontale neerslagsituaties is de aanvoer naar de rwzi berekend in [4]. Hierbij zijn de volgende veronderstellingen gehanteerd:

- de neerslag komt òf uit het ZW òf uit het NW. In het eerste geval trekt het neerslagveld over de lengte-as van het gebied, tegen de stromingsrichting in de AWP in, in het tweede geval over de breedte-as;
- het neerslagveld heeft een rechte begrenzing en een oneindige breedte;
- het neerslagveld heeft een over de neerslagduur constante intensiteit;
- de pompen van de aangesloten bemalingen slaan aan als de berging in het betreffende rioolstelsel voor een kwart van de 8 mm maximale berging gevuld is. De pompen gaan direct op de aangenomen maximale capaciteit draaien. De lozingen van de industrieterreinen Moerdijk (1720 m³/h) en Etten Leur (1000 m³/h) worden beschouwd als continue lozingen;
- de eventuele traagheid van de watermassa in het AWP-stelsel wordt verwaarloosd.

Voor een drietal van de in [4] beschouwde neerslagsituaties is de trekrichting van ZW naar NO. De resultaten worden hier kort weergegeven:

(a) $i=90$ l/(s·ha); $v=30$ km/h; $d=48$ min.

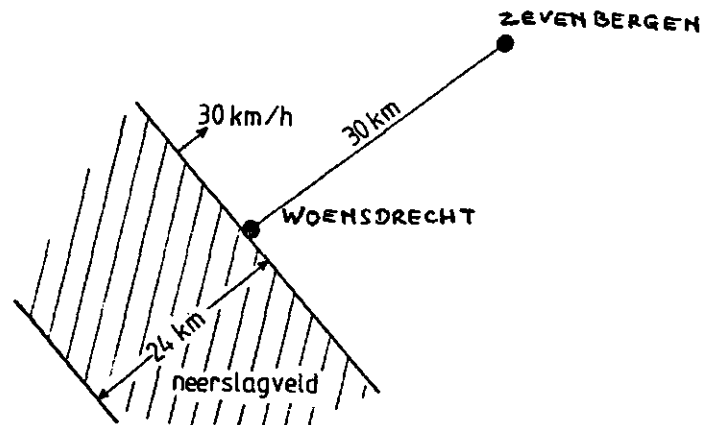
Berekend kan worden dat de neerslag in een willekeurig punt in het gebied 25,9 mm zal bedragen en dat het neerslagveld 24 km lang zal zijn (figuur 4). Als de neerslag in Zevenbergen begint te vallen is de neerslag in Woensdrecht reeds opgehouden. De maximale aanvoer tijdens deze neerslagsituatie bedraagt 11995 m³/h en is beduidend minder dan de maximale gesommeerde pompcapaciteit van de aangesloten bemalingen, welke bij het BKH-onderzoek 15210 m³/h bedraagt.

(b) $i=90$ l/(s·ha); $v=70$ km/h; $d=48$ min.

Ook nu valt in een willekeurig punt in het gebied 25,9 mm neerslag. Het neerslagveld is nu echter 56 km lang. Ongeveer 26 minuten nadat de regenval is aangevangen in het zuidwesten van het gebied begint de neerslag in Zevenbergen te vallen. Vervolgens blijft het nog 22 minuten regenen over het gehele gebied. De maximale aanvoer van 15210 m³/h

wordt 33 minuten na aanvang van de regenval in het gebied bereikt en is gelijk aan de gesommeerde pompcapaciteit van de aangesloten bemalingen.
(c) $i=20 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$; $v=30 \text{ km}/\text{h}$; $d=210 \text{ min}$.

Nu valt in een willekeurig punt in het gebied in totaal 25,2 mm neerslag. Het neerslagveld heeft op grond van duur en treksnelheid een lengte van 105 km. Als de neerslag in Zevenbergen begint te vallen zal het ook in Woensdrecht nog 150 minuten blijven regenen. Vandaar dat ook in dit geval, zij het pas na 83 minuten, een maximale aanvoer van 15210 m^3/h , gelijk aan de gesommeerde pompcapaciteit van de aangesloten bemalingen, wordt bereikt.



Figuur 4. Schematische voorstelling van de eerste in [4] beschouwde neerslagsituatie.

Bij de twee geanalyseerde neerslagsituaties waarbij de trekrichting van NW naar ZO is ($i=90 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$, $v=30 \text{ km}/\text{h}$, $d=48 \text{ min}$ en $i=20 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha})$, $v=30 \text{ km}/\text{h}$, $d=210 \text{ min}$), wordt de aanvoer eveneens gelijk aan de gesommeerde pompcapaciteit van de aangesloten bemalingen.

BKH concludeert dat voor het dimensioneren van de afvalwaterpersleiding en de rwzi moet worden uitgegaan van een ontwerpdebiet, gelijk aan de som van de rwa-capaciteiten van de diverse aangesloten rioolgemaal plus de industriële lozingen.

De in [4] beschouwde combinaties van neerslagduur en -intensiteit hebben een aanzienlijke herhalingstijd:

- een intensiteit van $90 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}) = 0,54 \text{ mm}/\text{min}$ bij een neerslagduur van 48 min heeft een gemiddelde herhalingstijd van ongeveer 10 jaar [5];
- een intensiteit van $20 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{ha}) = 0,12 \text{ mm}/\text{min}$ bij een neerslagduur van 210 min heeft een gemiddelde herhalingstijd van ongeveer 2 jaar [5].

Aangezien voor het bepalen van overstortingsfrequenties ook neerslaggebeurtenissen met een veel geringere herhalingstijd relevant zijn, dienen intensiteit duur-combinaties met veel kortere herhalingstijden dan in [4] te worden beschouwd.

De beschouwde treksnelheden zijn realistisch. Trekrichting en treksnelheid van een neerslagveld komen ongeveer overeen met die van de 700 mbar-wind. Windsnelheden van 60 à 100 km/h op het 700 mbar-niveau komen tijdens regens regelmatig voor [17].

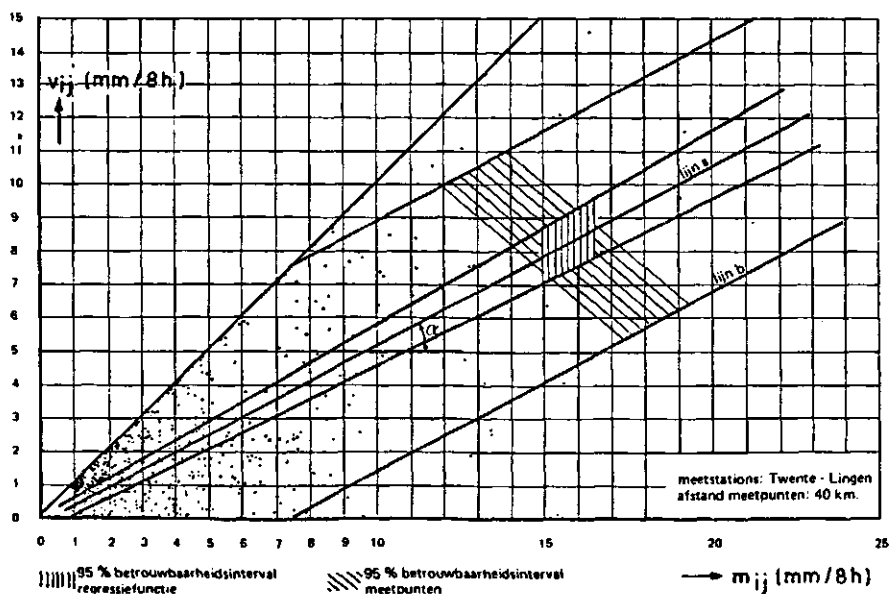
De zuivere translatie van een uniform neerslagveld, waarvan in [4] wordt

uitgegaan is zeer schematisch. Een groot gedeelte van de in werkelijkheid optredende variatie van de neerslag naar plaats en tijd wordt hierbij namelijk buiten beschouwing gelaten. De mogelijkheden tot reductie kunnen hierdoor onderschat worden. Het BKH-onderzoek is te beschouwen als een ondergrens-benadering.

4.3 DHV-onderzoek

Door DHV is onderzoek verricht naar de neerslagspreiding [3,7]. De resultaten van dit onderzoek zijn toegepast bij een studie naar de mogelijkheid om de hydraulische capaciteit te reduceren van de regionale rioolwaterzuiveringsinrichtingen Bath [8] en Wervershoof [2].

Het onderzoek naar de neerslagspreiding richtte zich op neerslagen over vaste, 8-uurperiodes: 0-8 uur, 8-16 uur en 16-24 uur. Gebruik is gemaakt van de gegevens van zeven pluviografen in Twente en van een pluviograaf in Lingen (West-Duitsland). Voor alle perioden met minstens 1 mm neerslag en bovendien met meer dan 4 mm neerslag gedurende het gehele etmaal is per stationspaar (i,j) het neerslagverschil $v_{ij} = |x_i - x_j|$ gerelateerd aan het maximum, m_{ij} , van x_i en x_j . Per stationspaar is v_{ij} uitgezet tegen m_{ij} , en vervolgens is een rechte door de oorsprong aan de punten aangepast. Dit is lijn a in figuur 5, overgenomen uit [3]. Evenwijdig aan deze lijn is vervolgens een lijn b getrokken. Voor deze lijn geldt dat 97,5% van alle punten er boven zijn gelegen. Deze "97,5%-lijn" snijdt de horizontale as uiteraard niet in de oorsprong, en in [3] wordt geconcludeerd dat de maximale 8-uur neerslag een zekere drempelwaarde dient te hebben om met grote zekerheid (97,5%) neerslagverschillen tussen stations te kunnen verwachten. Deze "minimaal benodigde maximale neerslag" blijkt tevens af te hangen van de onderlinge afstand van de beschouwde neerslagstations. Voor korte afstanden (2 à 5 km) bedraagt de drempelwaarde ongeveer 15 mm en voor afstanden groter dan circa 10 km bedraagt de drempelwaarde ongeveer 7 mm.



Figuur 5. Het verwachte verschil (lijn a) in neerslaghoogte v_{ij} als functie van het neerslagmaximum, m_{ij} , voor een bepaald stationspaar [3].

Voor de 97,5%-lijnen, die per stationspaar bepaald zijn, geldt derhalve:

- het snijpunt met de horizontale as, de "minimaal benodigde maximale neerslag", is voor onderlinge afstanden groter dan 10 km ongeveer 7 mm;
- de tangens van de hellingshoek (van lijn a) hangt af van de onderlinge afstand tussen twee regenmeters. Met behulp van regressie-analyse wordt gevonden:

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,11 \ln h + 0,146 \quad (4)$$

waarin

h: onderlinge afstand (km).

Voor onderlinge afstanden groter dan 10 km wordt daarom voor de 97,5%-lijn genomen:

$$v_{ij} = (0,11 \ln h + 0,146)(m_{ij} - 7) \quad (5)$$

Geconcludeerd wordt nu in [3] dat ook voor het verschil tussen het neerslagmaximum x_{\max} voor een 8-uurperiode en de neerslag x_i in locatie i, met i willekeurig, zal gelden met 97,5% overschrijdingskans:

$$(x_{\max} - x_i) = (0,11 \ln h + 0,146)(x_{\max} - 7); (x_{\max} > 7\text{mm}). \quad (6)$$

Echter, de variabele x_{\max} in vergelijking 6 is het neerslagmaximum over alle waarnemingspunten in het gebied, in plaats van het neerslagmaximum voor een bepaald stationspaar.

Vergelijking 5 is ook gebruikt om, gegeven de locatie van het werkelijke, niet-bemeten neerslagmaximum, de 8-urneerslag met 97,5% overschrijdingskans in een willekeurig punt verder dan 10 km van het neerslagmaximum verwijderd, af te leiden en zo de mogelijke reductie van het aanvoerdebiet te bepalen [8]. In dit geval is de vergelijking dus toegepast als een buimodel en is het maximum m_{ij} het maximum over alle punten in het gebied.

Op grond van het model van de neerslagspreiding volgens vergelijking 6 concludeert DHV dat bij optimaal bergingsgebruik en uitgaande van waarden voor de spreiding in neerslag met 97,5% overschrijdingskans, een reductie van ongeveer 15% haalbaar is in het aanvoerdebiet naar de rwzi Bath. Uitgaande van de gemiddelde waarden voor de spreiding in neerslag zou een reductie van ongeveer 30% haalbaar zijn. Hoewel in de praktijk een optimaal gebruik van de berging niet realiseerbaar is, wordt er door DHV [8] vanuit gegaan dat de hierboven genoemde reducties ook praktisch realiseerbaar zijn, aangezien de invloed van niet-optimaal bergingsgebruik zal worden gecompenseerd door de invloed van de vele veiligheden in de rioolontwerpen.

Bij de gevolgde statistische procedure moet worden opgemerkt dat de overgang van afhankelijke variabele v_{ij} in de regressie per stationspaar naar afhankelijke variabele $(x_{\max} - x_i)$ niet beargumenteerd wordt, en in feite niet geoorloofd is. In verband hiermee is de geldigheid van vergelijking 6 nagegaan met behulp van de neerslaggegevens die in de onderhavige studie zijn gebruikt (hoofdstuk 5): 19 zomerse neerslagen (mei t/m september) en 18 winterse neerslagen (rest van het jaar). Gedurende deze neerslagen bedroeg in 36, resp. 28 8-uurperioden de maximale neerslag meer dan 7 mm. In verband met ontbrekende waarnemingen konden 206, respectievelijk 173 paren (x_{\max}, x_i) gevormd worden. Het gemeten neerslagverschil $x_{\max} - x_i$ bedroeg in 82%, respectievelijk 79% van de gevallen meer dan het met behulp van vergelijking 6 voorspelde verschil. Alhoewel voor de onderhavige studie mogelijk vooral uniform over het gebied gespreide regens geselecteerd zijn, is het verschil

tussen deze uitkomsten en de voorspellingen met behulp van vergelijking 6 wel erg groot.

Voorts kan met betrekking tot de analyse van de neerslagspreiding door DHV nog worden opgemerkt:

- het model beschouwt plaatselijke neerslagverschillen voor onafhankelijk van elkaar veronderstelde 8-uur perioden. De tijdstap van acht uur is te lang in relatie tot de responsietijd van een rioolstelsel. Voor uurperioden zijn opeenvolgende neerslagwaarnemingen op een station gecorreleerd (dit geldt overigens ook, zij het in geringere mate, voor 8-uurperioden);
- het model is toegepast op, wat in de DHV-studies een "kritische bui" genoemd wordt. Voor de maximale 8-urneerslag x_{\max} geldt voor een kritische bui:

$$x_{\max} = \text{berging} + \text{poc} * 8 \quad (7)$$

waarin

poc : pompovercapaciteit (mm/h)
berging: (mm)

Hierbij wordt verondersteld dat bij aanvang van de neerslag de berging leeg is, de regen de gehele periode van 8 uur met constante intensiteit valt en de pompcapaciteit direct wordt aangesproken bij aanvang van de regenval. Het neerslagmaximum zal dan juist geen aanleiding geven tot overstortingen. Dit is echter een bijzondere situatie. Als x_{\max} groter is dan de "kritische bui" zal het verwachte neerslagverschil volgens vergelijking 6 groter zijn; desondanks kan x_i nog groot genoeg zijn om overstortingen te veroorzaken. Dus kan het verwachte neerslagverschil volgens vergelijking 6 niet meer gelijk worden gesteld aan de mogelijke reductie in aanvoerdebiet (uitgedrukt in mm waterschijf per tijdseenheid). Bovendien zijn ook neerslagen met minder neerslag dan kritische buien interessant: deze kunnen immers kritiek worden als aanvoerreductie wordt toegepast.

4.4 Landbouwuniversiteit-onderzoek

In het onderzoek van de Landbouwuniversiteit naar de mogelijkheid van reductie van de hydraulische capaciteit van een regionale rwzi is uitgegaan van de gemeten waterbalans van het aanvoerstelsel op halfuurbasis. Uitgaan van metingen is noodzakelijk, omdat de diverse posten in de waterbalans van een aanvoerstelsel en de reactie van aanvoerstelsels, bijvoorbeeld de vertraging, deels onbekend zijn. Tot 1986 verschenen twee onderzoeksrapporten [6,13]. Hovenkamp [13] hield zich voornamelijk bezig met de mogelijkheden om met behulp van de computer de registraties van neerslag, peilen en debieten te verwerken, en de waterbalans van het aanvoerstelsel te berekenen. Het onderzoek van Hovenkamp blijft hier verder buiten beschouwing.

Het onderzoek van Cusell [6] is voornamelijk inventariserend van aard: de probleemstelling van onderzoek naar de reductie van de hydraulische capaciteit van de regionale rwzi is nader uitgewerkt; de beschikbare gegevens en de kwaliteit ervan zijn geïnventariseerd voor het aanvoerstelsel "West-Brabant"; het aanvoerstelsel en de bergingsmogelijkheden zijn gedetailleerd beschreven en enige sturingsscenario's zijn geformuleerd. Tevens omvat het onderzoek het opstellen op halfuurbasis van de waterbalans van het aanvoerstelsel voor de neerslaggebeurtenis van 25 en 26 november 1983.

Voor deze neerslaggebeurtenis zijn de effecten nagegaan van sturing. Er is

onderscheid gemaakt naar plaatselijke en centrale sturing. Bij plaatselijke sturing zijn de volgende scenario's onderscheiden:

- overschakelen van maximale naar een lagere pompcapaciteit op het moment van overstorting;
- overschakelen van maximale naar een lagere pompcapaciteit na afloop van een overstorting;
- overschakelen van maximale naar een lagere pompcapaciteit als het water-niveau in de ontvangkelders daalt;
- wisselingen in pompcapaciteit op grond van neerslaginformatie, bijvoorbeeld met behulp van radar. Dit lijkt echter meer voor de hand liggend bij centrale sturing.

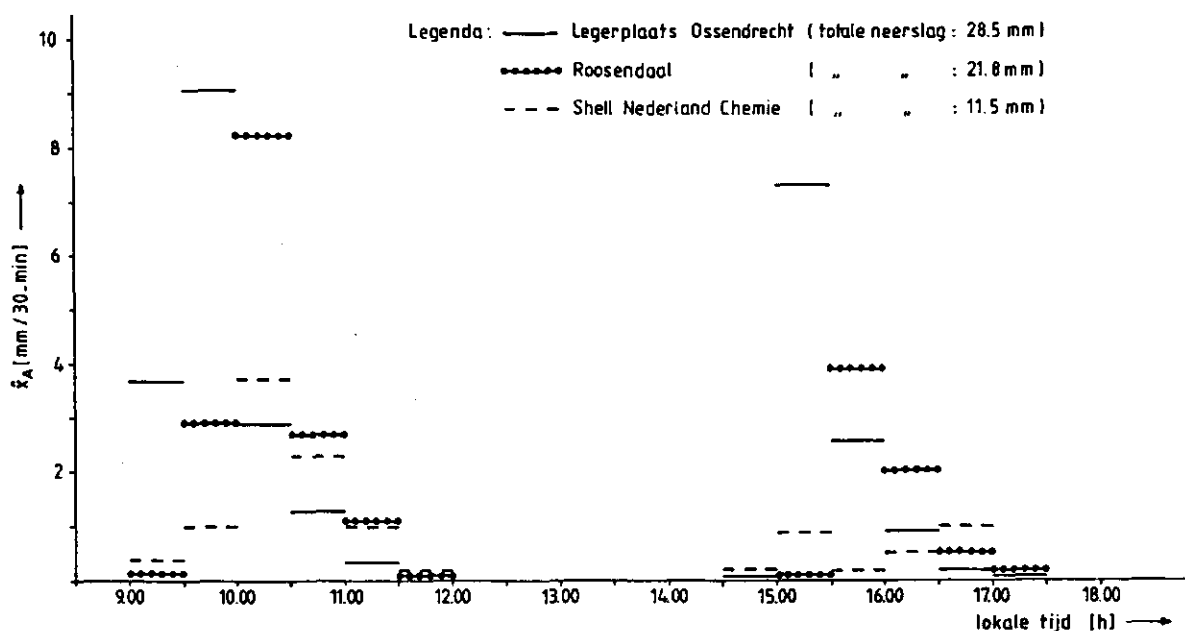
Op basis van deze neerslaggebeurtenis en van de waterbalans op halfuurbasis concludeert Cusell dat voor de geanalyseerde neerslaggebeurtenis de mogelijkheden om met behulp van sturing de aanvoer te Bath te reduceren nogal gering zijn, en dat dit zeker tot extra overstortingen zal leiden.

Aangezien het werk van Cusell slechts gebaseerd is op analyse van één neerslaggebeurtenis, is het onmogelijk om op grond daarvan algemeen geldende conclusies te trekken over de mogelijkheid de aanvoer te Bath te reduceren. Voorts kan worden opgemerkt dat een verfijnder formulering van de sturings-scenario's en van hun toepassing, noodzakelijk is.

5 NEERSLAGCOMPONENT IN DE WATERBALANS

5.1 Inleiding

In deze studie wordt uitgegaan van de noodzaak van gezamenlijke bestudering van zowel de neerslagspreiding als van de waterbalansen van de op de regionale rwzi aangesloten kernen. Eén van de posten in de waterbalansen is de gebiedsneerslag op het verharde oppervlak van een kern. Deze wordt geschat op grond van waarnemingen van negen pluviografen in het onderzoeksgebied. Op basis van de pluviograafwaarnemingen zijn halfuurlijkse neerslaghoeveelheden bepaald. Voor een bepaalde neerslaggebeurtenis zal de geschatte gebiedsneerslag zowel variëren tussen kernen, als per kern variëren in de tijd. Figuur 6 geeft een voorbeeld van een neerslaggebeurtenis, waarbij twee neerslagvelden achter elkaar in Noordoostelijke richting over het gebied trokken. Naarmate de neerslagvelden over het gebied trokken, nam de neerslaghoeveelheid af.



Figuur 6. Het halfuurlijkse geschatte neerslagverloop van drie kernen in het onderzoeksgebied "West-Brabant" voor de neerslaggebeurtenis van 24-7-1983.

In hoofdstuk 5.2 zal worden ingegaan op de selectie en representativiteit van de neerslaggebeurtenissen waarvoor de waterbalans van het AWP-stelsel zal worden bestudeerd. In hoofdstuk 5.3 zal aandacht worden besteed aan de keuze van het halfuurlijkse berekeningsinterval. Tenslotte zal in hoofdstuk 5.4 worden nagegaan of de geschatte gebiedsneerslagen op de verharde oppervlakken van de aangesloten kernen de variatie van de werkelijke neerslag in tijd en naar plaats op realistische wijze weergeven. Voor een gedetailleerde beschrijving van de uitgevoerde berekeningen ten behoeve van het bepalen van de neerslagcomponent in de waterbalansen wordt verwezen naar bijlage 2 van dit rapport.

5.2 Selectie en representativiteit van de neerslaggebeurtenissen

De neerslaggebeurtenissen zijn geselecteerd op grond van de gemiddelde dag-

neerslag voor zeven in West-Brabant gelegen KNMI-neerslagstations. Selectie op grond van niet-gedigitaliseerde pluviograafwaarnemingen is namelijk zeer tijdrovend en daardoor praktisch onmogelijk. Een qua omvang redelijke selectie werd verkregen indien dagen werden beschouwd, waarvoor de gemiddelde dagneerslag voor de KNMI-stations meer dan 12,1 mm bedroeg voor het zomerseizoen en of 10,9 mm voor het winterseizoen. Vervolgens zijn op de pluviograafstroken de daarbij behorende neerslaggebeurtenissen opgezocht. Indien een geselecteerde dagneerslag veroorzaakt was door twee neerslaggebeurtenissen, gescheiden door een droge periode langer dan tien uur, zijn deze als afzonderlijke neerslaggebeurtenissen beschouwd, en beide in de selectie opgenomen. De periode van tien uur is gebaseerd op de theoretische ledigingstijd van de rioolstelsels, uitgaande van een berging van 7 mm en een pompoevercapaciteit van 0,7 mm/h. Uiteindelijk zijn 37 neerslaggebeurtenissen geanalyseerd: 19 zomerse en 18 winterse neerslaggebeurtenissen. Tenslotte zijn de pluviograafstroken voor de geselecteerde neerslaggebeurtenissen gedigitaliseerd. In tabel 1 staan de gegevens van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen vermeld. De windsnelheid en windrichting op het 700 mbar-niveau zijn vermeld, omdat deze grootheden samenhangen met trekrichting en treksnelheid van de neerslag [17].

zomer						winter							
start-datum	X	D	700 mbar niveau Û Richting	no. pluv.	Q _{max}	start-datum	X	D	700 mbar niveau Û Richting	no. pluv.	Q _{max}		
24-07-83	16.2	8.5	6.4	ZZW	8	4511	25-11-83	43.5	47.5	24.5	W-NW	7-9	5014
06-05-84	12.8	11.5	3.9	ONO	7-9	4377	01-01-84*	13.9	7.5	30.9	W	6-7	--
19-05-84	14.6	11.5	12.9	O-Z	8-9	4632	02-01-84*	15.1	15.0	32.6	W	9	5066
21-05-84	28.3	21.5	12.2	O-Z	4-9	5107	23-01-84*	10.8	12.5	17.2	ZW	7-9	4070
28-05-84	8.3	19.5	9.7	NO	7	4412	06-02-84	18.5	27.0	31.9	W	7-9	5900
03-06-84	13.1	19.0	18.8	ZO	7	4377	27-03-84	9.3	9.5	14.2	ZW	8	4365
09-07-84	8.3	4.0	18.0	ZZW	7-8	3988	28-03-84	8.9	17.0	15.5	ZW	5-7	4519
10-07-84	19.6	6.0	20.6	ZW	7-8	5303	30-09-84	14.3	20.5	16.7	ZW	4-6	4791
11-07-84	14.1	5.0	20.6	ZW	7-8	5277	19-10-84	15.8	12.5	25.8	ZW	8	5101
13-07-84	4.4	4.5	14.2	WZW	6-8	3295	22-10-84	22.9	30.5	22.1	W	6-8	5317
14-07-84	22.5	31.0	10.8	W	5-8	4874	24-10-84	16.3	5.0	28.3	ZW	8-9	6201
07-09-84	85.7	96.0	15.1	NO-N-W	3-8	5161	22-11-84	16.6	31.0	29.9	WZW	6-7	4825
14-09-84	29.0	33.5	7.4	ZW-Z-NO	6-7	5109	25-01-85	13.0	15.0	10.3	W	6-7	4978
09-06-85	15.8	26.5	13.3	WZW-NW	5-8	4259	26-03-85	19.6	17.0	10.9	ZW	7-8	4610
26-07-85	12.6	13.0	13.7	ZO-ZW	5-6	5474	06-04-85	24.0	8.5	6.4	Z-O	5-6	5281
29-07-85*	14.2	43.0	16.0	ZW	4-6	5212	11-04-85	35.8	49.5	15.8	Z-NW-W	4-6	4899
14-08-85	8.4	7.5	18.0	Z	8	5816	14-04-85	8.5	13.0	12.0	ZW-NW	7	4307
16-08-85	19.6	28.0	11.3	ZZW-NW	6-9	5965	07-10-85	20.2	26.0	16.5	ZW	7-9	5028
03-09-85	13.3	27.0	18.0	ZW-NW	8-9	5335							

Tabel 1. Gegevens van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen.

X: gemiddelde puntneerslag (mm)

D: duur van de neerslaggebeurtenis (h)

Û: gemiddelde windsnelheid (m/s) op het 700 mbar-niveau

richting: gemiddelde windrichting op het 700 mbar-niveau

no.pluv.: aantal functionerende pluviografen

Q_{max}: gemeten maximale aanvoer te Bath (m³/30 min)

--: geen gegevens

Achteraf moet worden opgemerkt dat de droge periode van tien uur tussen twee neerslaggebeurtenissen soms onvoldoende was in verband met de werkelijke ledigingstijd van de rioolstelsels. Hierdoor moest een aantal neerslaggebeurtenissen bij de afvoerberekeningen worden samengetrokken. Deze zijn in tabel 1 met een accolade aangegeven. Ook zijn één zomerse neerslaggebeurtenis en vier winterse neerslaggebeurtenissen in 1983 en 1984, die wél aan het selectie criterium voldoen, niet in tabel 1 opgenomen en dus niet geanalyseerd. De reden hiervan is dat in eerste instantie eerst voor de jaren 1983 en 1984 een selectie is gemaakt met een iets hogere drempelwaarde. De gebruikte drempelwaarde bleek echter te hoog voor 1985. Voorts zijn de vier in tabel 1 met een ster aangeduide neerslaggebeurtenissen bij de afvoerberekeningen vanwege verschillende oorzaken buiten beschouwing gebleven. Feitelijk zijn uiteindelijk 30 neerslaggebeurtenissen gebruikt.

Indien voor het AWP-stelsel "West-Brabant" een aanvoer te Bath van tenminste $5000 \text{ m}^3/30 \text{ min}$ wordt gekarakteriseerd als een topaanvoer, dan blijkt de representativiteit van de geanalyseerde neerslaggebeurtenissen uit het feit, dat van de 125 halfuurlijkse perioden, waarvoor de geregistreeerde aanvoer groter was dan $5000 \text{ m}^3/30 \text{ min}$, er 113 samenhangen met de geanalyseerde neerslaggebeurtenissen. In Nederland wordt bij het ontwerpen van rioolstelsels er vaak van uitgegaan dat theoretisch gemiddeld tien keer per jaar een overstorting mag optreden, uitgaande van een rioolstelsel met een berging van 7 mm, een pompoevercapaciteit van 0,7 mm/h en geen berging op straat. Uitgaande van een berging op straat van 1 mm, bedraagt de gemiddeld theoretische overstortingsfrequentie ruim zeven maal per jaar [16].

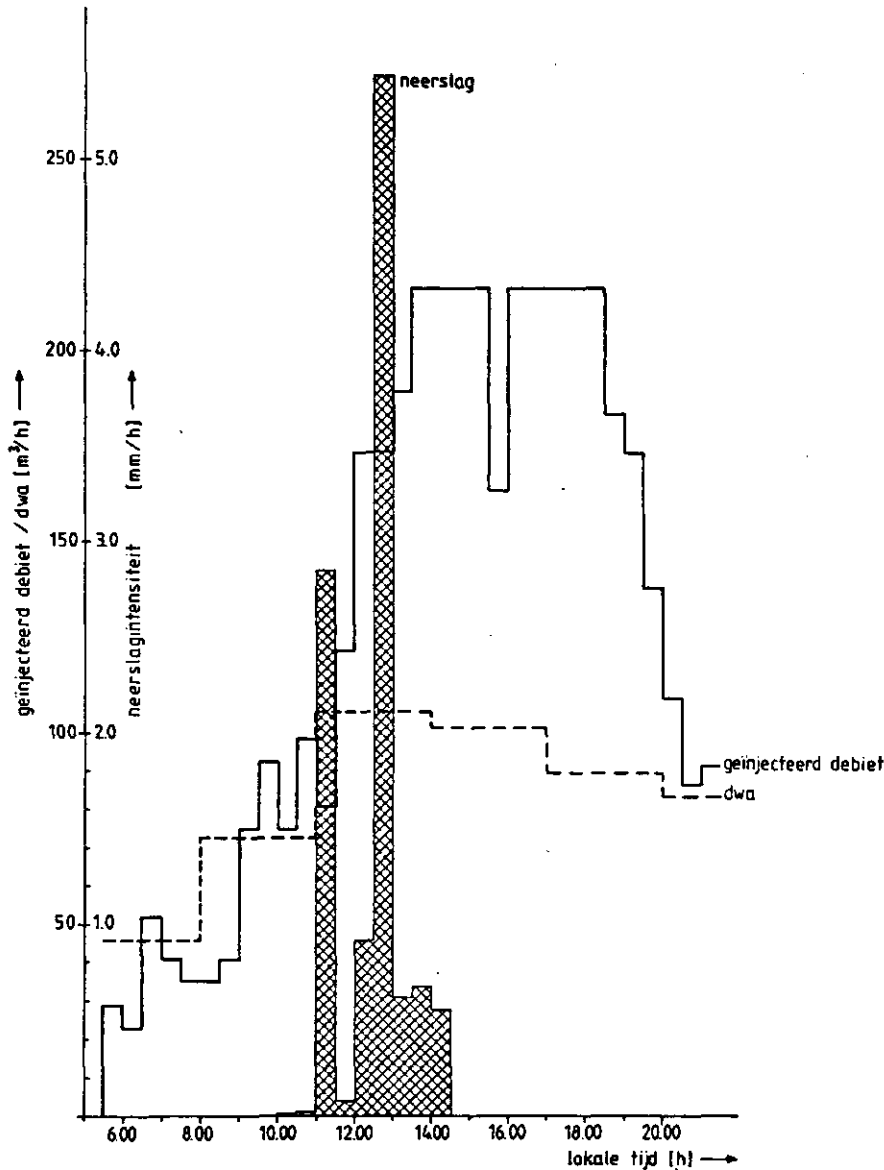
Op grond van klimatologische gegevens van Nederlandse neerslagstations, gepubliceerd door het KNMI [15], kan worden afgeleid dat een gebiedsneerslag over West-Brabant van 12,1 mm of meer, gemiddeld ongeveer zeven keer per zomerseizoen zal voorkomen. Een gebiedsneerslag van minstens 10,9 mm zal gemiddeld ongeveer acht keer per winterseizoen voorkomen. Aangezien de onderzoeksperiode (juli 1983 tot en met oktober 1985) nóch extreem droog, nóch extreem nat was, zijn er dus aanzienlijk meer gebeurtenissen geselecteerd dan louter op grond van het verwachte aantal overstortingen. Dit is gedaan om ook neerslaggebeurtenissen te krijgen die geen aanleiding tot overstortingen geven; deze neerslaggebeurtenissen zijn noodzakelijk voor het calibreren van het waterbalansmodel.

5.3 Keuze van het halfuurlijks berekeningsinterval

Gekozen is voor een halfuurlijks berekeningsinterval. Zoals uit figuur 6 blijkt, zou bij beschouwing van uurneerslagen een groot deel van de variatie van de neerslag in de tijd worden gladgestreken. Dit geldt in mindere mate voor de afvoer. Ter illustratie hiervan is in figuur 7 de afvoer en de neerslag, beide op halfuurlijkse basis, gegeven voor de kern Hoeven voor de neerslaggebeurtenis van 13-7-1984 (zie tabel 1). Voor de calibratie en simulatie van de waterbalansen van de afzonderlijke kernen is daarom een halfuurlijkse berekeningsinterval aan te bevelen. Met name geldt deze aanbeveling voor het bepalen van vertragingseffecten en voor een juiste bepaling van het tijdstip waarop het model overstortingen geeft.

De keuze van een halfuurlijks berekeningsinterval is voorts gebaseerd op de wens om inzicht te verkrijgen in de structuur van de neerslag naar plaats en in de tijd. Ook bleek uit vergelijking van de correlatiecoëfficiënten voor uurneerslagen, uitgezet tegen de afstand tussen stations (correlatieafstand-functie) met de correlatieafstand-functie voor halfuurlijkse neer-

slagen, dat de synchronisatie van de negen pluviografen voldoende nauwkeurig is om beschouwing van halfuurlijkse neerslagen toe te staan.

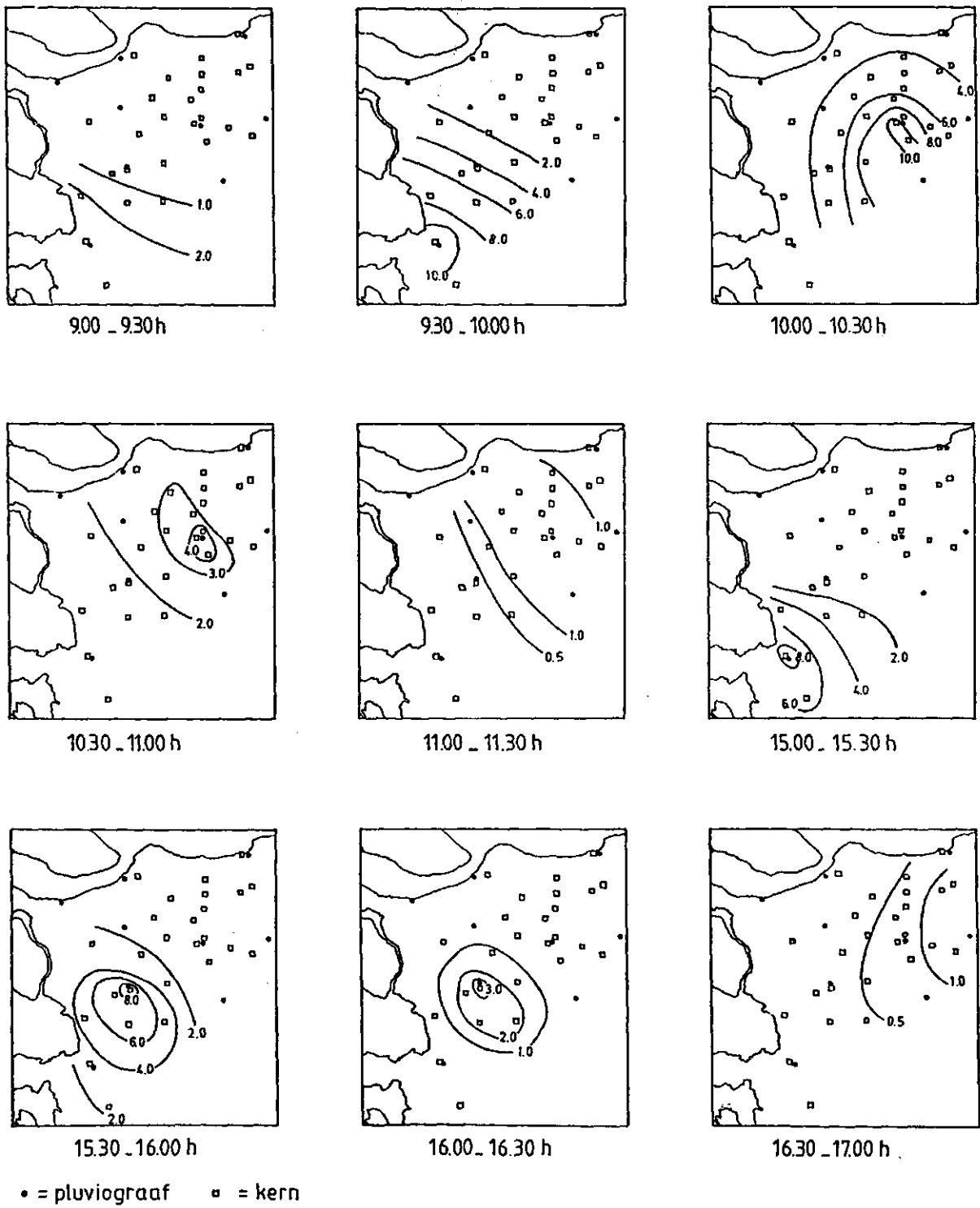


Figuur 7. Neerslagintensiteit, geschatte dwa en in de AWP geïnjecteerd debiet per 30 minuten van de kern Hoeven, voor de neerslaggebeurtenis van 13-7-1984.

5.4 De variatie in tijd en naar plaats van de geschatte gebiedsneerslag

Zoals reeds werd vermeld is de neerslag in de waterbalansen de gebiedsneerslag op het verharde oppervlak van een kern. De gebiedsneerslag is geschat op grond van waarnemingen van maximaal negen pluviografen in het onderzoeksgebied. De gebruikte schattingsmethode is de kriging-methode [14]. Deze levert een schatting van de gebiedsneerslag die geen systematische fout vertoont, en een minimale schattingsvariantie heeft. Figuur 8 geeft isohyetenpatronen voor de neerslaggebeurtenis van 24-7-1983, op basis van de geschatte gebiedsneerslagen.

Uit figuur 8 blijkt dat de neerslaggebeurtenis van 24-7-1983 is samengesteld



Figuur 8. Isohyetenpatronen van halfuurlijkse neerslagen voor de neerslaggebeurtenis van 24-7-1983.

uit twee kort durende periodes met hevige neerslag, gescheiden door een relatief droge periode (zie ook figuur 6). Dit wordt veroorzaakt door twee opeenvolgende neerslagbanden. Het is bekend dat de neerslag uit fronten een bandstructuur vertoont [1]. De treksnelheid van de neerslagen, zoals bepaald uit de gemiddelde 700 mbar wind, is relatief hoog: gemiddeld 14 m/s in de zomer en 20 m/s in de winter. Gegeven de lengte van het gebied van 30 km, gemeten in ZW-NO richting, trekt de voorzijde van een regensysteem, dat parallel aan de lengte-as van het gebied met een snelheid van 15 m/s voortbeweegt, in een half uur over. In het algemeen kan worden gesteld dat de hierboven beschreven globale structuur van de geselecteerde neerslagen, in combinatie met de gevonden treksnelheid, niet gunstig is voor de mogelijkheden tot reductie van de hydraulische capaciteit van de regionale rwzi.

In verband met de vraagstelling van het onderzoek is het van evident belang dat de variatie van de neerslag naar plaats en in de tijd op realistische wijze is gemodelleerd. Daarom is het van belang na te gaan, in hoeverre de variatie naar plaats en in de tijd van de onbekende, werkelijke gebiedsneerslag over de kernen overeenkomt met die van de met behulp van de kriging-methode geschatte gebiedsneerslag over de kernen. Bij de variatie in de tijd is de eerste-orde autocorrelatiecoëfficiënt tussen halfuurlijkse neerslagen van belang. Deze autocorrelatiecoëfficiënt is een maat voor de samenhang tussen opeenvolgende halfuurlijkse neerslagen. De eerste-orde autocorrelatiecoëfficiënt van de werkelijke gebiedsneerslag kan geschat worden op grond van theoretische overwegingen. Uit de berekeningen blijkt dat de eerst-orde autocorrelatiecoëfficiënt van de geschatte gebiedsneerslag redelijk overeenstemt met die van de werkelijke gebiedsneerslag: 0,45 versus 0,48 voor de zomer, en 0,61 versus 0,57 voor de winter. Doordat bij kriging de variantie van de geschatte gebiedsneerslag kleiner is dan de variantie van de werkelijke gebiedsneerslag zal wel enige verlaging optreden van de autocovarianties.

Met betrekking tot de variatie naar plaats van de geschatte gebiedsneerslag, in vergelijking met die van de onbekende, werkelijke gebiedsneerslag, ligt de zaak gecompliceerder. De schatting van de gebiedsneerslag hangt in sterke mate af van de veronderstellingen die worden gedaan ten aanzien van de korte-afstandsvariabiliteit van de neerslag. Deze is niet te bepalen op grond van de pluviograafwaarnemingen in West-Brabant, aangezien de kortste onderlinge afstand van de pluviograafwaarnemingen daar 6,4 km bedraagt. In verband hiermee is de korte-afstandsvariabiliteit geschat op grond van waarnemingen van drie registrerende regenmeters in het hydrologisch proefgebied "Hupselse Beek", op gemiddelde onderlinge afstand van 1,4 km. Met behulp van deze gegevens en van de pluviograafgegevens uit West-Brabant is een model opgesteld voor de variatie van halfuurlijkse neerslagen, als functie van de onderlinge afstand van de meetlocaties. Dit model is gebruikt bij het schatten van de gebiedsneerslag over de kernen met behulp van de kriging-methode. Het blijkt dat deze schattingen minder variatie naar plaats vertonen dan verwacht mag worden voor de werkelijke gebiedsneerslag.

De kriging-schattingen zijn op te vatten als interpolaties van de metingen. Deze interpolatiemethode leidt tot onderschatting van de variatie naar plaats. De wens om gemeten afvoeren te combineren met gemeten neerslagen betekent in de praktijk het combineren van gemeten afvoeren met geïnterpolerde neerslagen, hetgeen resulteert in onderschatting van de variatie naar plaats van de neerslagcomponent in de waterbalans. Om de gevoeligheid van de modeluitkomsten voor variaties in de neerslagcomponent te bepalen, is in hoofdstuk 9 een aantal waterbalansberekeningen als Monte-Carlo simulatie met een exponentieel verdeelde factor uitgevoerd.

6 CALIBRATIE VAN HET WATERBALANSMODEL

Dit hoofdstuk behandelt de calibratie van het waterbalansmodel. De calibratie van de waterbalansen van de afzonderlijke kernen wordt besproken in hoofdstuk 6.1 en de resultaten van deze calibratie zijn verwerkt in hoofdstuk 6.2. De calibratie van de waterbalans van het totale AWP-stelsel wordt beschreven in hoofdstuk 6.3. Diverse tabellen behorende bij dit hoofdstuk zijn als bijlage 3 van dit rapport opgenomen.

6.1 Calibratie van de waterbalansen van de afzonderlijke kernen

De waterbalans van een op het AWP-stelsel aangesloten kern i luidt voor een willekeurige periode j (zie eveneens vergelijking (1)):

$$q(i,j) - cA_v(i)\hat{h}_r(i,j-j') - q_0(i,j) + \Delta B(i,j) + q_d(i,j) + q_a(i,j) \quad , \quad (8)$$

waarin:

- q : vanuit de kern in de AWP geïnjecteerd debiet [L^3T^{-1}]
- c : afvoercoëfficiënt [-]
- A_v : verhard oppervlak [L^2] van kern i
- \hat{h}_r : geschatte gebiedsneerslag minus initiële verliezen V_i over het verharde oppervlak [$L T^{-1}$]
- j' : aantal intervallen vertraging, ten gevolge van de stroming naar en in het rioolstelsel [-]
- q_0 : overstortend debiet [L^3T^{-1}]
- ΔB : bergingsverandering in het rioolstelsel (negatief bij afname berging) [L^3T^{-1}]
- q_d : droogweerafvoer [L^3T^{-1}]
- q_a : aanvoer van rioolwater of slib vanuit "bovenstroomse" kernen [L^3T^{-1}].

Zoals in hoofdstuk 3.2 al werd vermeld, heeft het waterbalansmodel voor een kern in principe drie nader te bepalen parameters: de initiële verliezen V_i , de afvoercoëfficiënt c , en het aantal intervallen vertraging j' , (één interval is een half uur). Hierbij dienen echter enige kanttekeningen geplaatst te worden. In werkelijkheid kan het aantal onbekenden per kern groter zijn. Zo zijn de gegevens in bijlage 1 met betrekking tot de berging in het rioolstelsel en het verhard oppervlak per kern in enige gevallen herberekend naar aanleiding van resultaten uit de calibratie. Voorts wordt de opgegeven droogweerafvoer volgens bijlage 1, voor elke neerslaggebeurtenis vermenigvuldigd met een factor, teneinde een betere aanpassing aan de geregistreerde droogweerafvoer aan het begin en einde van de betreffende neerslaggebeurtenis te krijgen. Tenslotte moeten bij het calibreren van de waterbalans van die kernen waarbij één of meer pompen met wisselende toerentalen kunnen draaien, de bergingstoestanden worden geschat waarbij de toerentalveranderingen plaatsvinden. De optimalisatie van eerder genoemde drie parameters is niet eenduidig voor alle kernen. Het optimalisatieprobleem zelf kan het beste als volgt omschreven worden: bepaal per kern gemiddelde waarden voor de drie parameters in vergelijking 8, alsmede voor de hierboven genoemde dwa-aanpassingsfactor en bergingstoestanden.

De calibratieprocedure van de waterbalans van een kern per neerslaggebeurtenis verloopt als volgt:

- (a) een plausibele waarde van de parameter j' in vergelijking 8 wordt aangenomen: 0, 1 of 2 tijdsintervallen;

- (b) een waarde van de initiële verliezen wordt aangenomen: 1,0 1,5 of 2,0 mm gebaseerd op in de literatuur vermelde waarden voor Nederlandse omstandigheden [16];
- (c) op grond van debiet- en peilregistratie en van droogweerafvoer-(dwa) gegevens wordt de periode van regenwaterafvoer (rwa) geschat;
- (d) de dwa-aanpassingsfactor wordt berekend, zie 6.1.1;
- (e) de afvoercoëfficiënt c wordt berekend over de rwa-periode, met in acht neming van de aanpassingsfactor van de dwa. Dit kan alleen voor neerslaggebeurtenissen die niet of nauwelijks tot overstorting hebben geleid;
- (f) het verschil tussen het door het model voorspelde tijdstip van eventuele maximale vulling van de berging en het tijdstip van eventuele maximale vulling volgens de peilregistratie wordt als indicatie meegenomen voor de betrouwbaarheid van de modeluitkomsten;
- (g) de door het waterbalansmodel voorspelde vullingsgraad van de berging aan het einde van de geregistreerde rwa-periode wordt genoteerd en geminimaliseerd;
- (h) uit de calibratie volgt ook de bergingstoestand waarbij toerentalverandering plaatsvindt.

De stappen (e), (f), (g) en (h) worden uitgevoerd voor de drie gekozen waarden van j' , en de drie gekozen waarden voor de berging op straat. Na calibratie van een aantal kernen bleek dat de vertraging j' voor de kleinere kernen op nul gesteld kan worden, en dat een initieel verlies van 1 mm de beste resultaten geeft. Alleen voor de kernen Roosendaal en Bergen op Zoom is de vertragingstijd globaal gelijk aan twee intervallen.

Twee stappen in de calibratieprocedure, de bepaling van de droogweerafvoer en de berekening van de afvoercoëfficiënt, verdienen enig commentaar.

6.1.1 droogweerafvoer (dwa)

De dwa kan worden onderscheiden naar de situatie op werkdagen, zaterdag en zondagen. Op grond van analyse van de dwa in Bergen op Zoom en Roosendaal wordt in [11] en [18] geconcludeerd, dat de dwa op zaterdag 94% van het gemiddelde bedraagt en op zondagen 83%. Voorts is in deze publicaties de verdeling over de dag van de dwa bepaald. Tabel 2 geeft deze procentuele verdeling voor werkdagen, zaterdag en zondagen. De verdeling over de dag blijkt nauwelijks te variëren tussen werkdagen, zaterdag en zondagen.

periode	werkdagen	zaterdag	zondag
08-11 uur	11,7	11,3	10,5
11-14 uur	17,1	17,7	16,6
14-17 uur	16,4	16,4	16,1
17-20 uur	14,5	14,3	13,8
20-23 uur	13,5	13,8	13,9
23-02 uur	11,0	10,8	11,8
02-05 uur	8,4	8,6	9,1
05-08 uur	7,4	7,1	8,2
Totaal	100,0	100,0	100,0

Tabel 2. Verdeling van de droogweerafvoer over de dag (%) voor de kernen Roosendaal en Bergen op Zoom.

Alleen voor de kernen Roosendaal en Bergen op Zoom is onderscheid gemaakt naar de dag van de week, en het uur van de dag. Voor de overige kernen is alleen onderscheid gemaakt naar het uur van de dag, waarbij is uitgegaan van de situatie op werkdagen zoals in tabel 2. Deze percentages worden toegepast op de in bijlage 1 vermelde dwa per kern.

De dwa-aanpassingsfactor wordt berekend door de gesommeerde halfuurlijkse debieten van een aantal perioden vóór de aanvang van de regen en, indien mogelijk, na afloop van de rwa-periode, te delen door de op de hierboven beschreven wijze berekende dwa over die periode(n). Hierdoor stemt de in de waterbalansberekeningen voor een bepaalde neerslaggebeurtenis gebruikte dwa naar verwachting beter overeen met de werkelijk optredende dwa tijdens die neerslaggebeurtenis. De aanpassingsfactoren voor de calibratie-gebeurtenissen zullen per kern worden gemiddeld en deze gemiddelde waarden zullen worden gebruikt bij de verificatie en latere simulaties.

6.1.2 afvoercoëfficiënt

De gebruikelijke definitie van de afvoercoëfficiënt c indien geen overstorting plaatsvindt is [16, 19]:

$$c = \frac{\text{rwa ten gevolge van de neerslaggebeurtenis}}{\text{totale neerslag over het verharde oppervlak}}$$

of, in termen van het waterbalansmodel:

$$c(i) = \frac{\sum_j \{q(i,j) - q_d(i,j) - q_a(i,j)\}}{A_v(i) \sum_j \hat{h}_r(i, j-j') + A_v(i) V_i} \quad (9)$$

De sommatie in vergelijking 9 is over de halfuurlijkse rwa-perioden. In deze studie is het initiële verlies echter afzonderlijk gemodelleerd. Om de waterbalans volgens vergelijking 8 te laten kloppen, is een iets andere definitie van de afvoercoëfficiënt gebruikt, namelijk:

$$c = \frac{\text{rwa ten gevolge van de neerslaggebeurtenis}}{\text{totale neerslag over het verharde oppervlak - initiële verlies}}$$

of, in termen van het waterbalansmodel:

$$c(i) = \frac{\sum_j \{q(i,j) - q_d(i,j) - q_a(i,j)\}}{A_v(i) \sum_j \hat{h}_r(i, j-j')} \quad (10)$$

De parameter c is fysisch gedefinieerd en is per calibratie-neerslaggebeurtenis te schatten met behulp van vergelijking 10. Parameter c hangt af van V_i . Voorts is op te merken dat het waardenbereik voor de parameters j' en c begrensd is. Waarden voor de afvoercoëfficiënt c kunnen worden gevonden in [9], gedefinieerd evenwel volgens vergelijking 9. Ook worden in [9] bemeaten overstortingsituaties meebeschoofd bij de berekening van c voor het gemengde stelsel van Oosterhout. Voor de 21 neerslaggebeurtenissen die in [9] zijn geanalyseerd voor de kern Oosterhout, bleek c te liggen tussen 0,65 en 1,16, met een gemiddelde $c=0,89$.

De schatting van de afvoercoëfficiënt van een kern is, in navolging van [10], met behulp van lineaire regressie gedaan. Het betreft de optimalisatie van een stelsel lineaire vergelijkingen volgens vergelijking 10. De gezochte afvoercoëfficiënt is op te vatten als de regressiecoëfficiënt. Optimalisatie

geschiedt volgens de methode der kleinste kwadraten, onder de voorwaarde dat de regressielijn door de oorsprong loopt. Er worden uitsluitend neerslaggebeurtenissen gebruikt die niet tot overstorting hebben geleid.

Kleine onderlinge verschillen in de berekeningswijze van c komen nog voor, al naar gelang het type kern dat gecalibreerd wordt. In het AWP-stelsel "West-Brabant" komen de volgende drie soorten kernen voor:

- *afzonderlijke kernen:*

Shell Nederland Chemie (SNC), Noordhoek, Standaardbuiten, Etten-Leur, Hoeven, Steenberg, Kruisland, Wouwse Plantage, Bergen op Zoom, Woensdrecht, Legerplaats Ossendrecht (met slib uit Putte);

- *kernen met toevoer vanuit een niet-bemeten stelsel:*

Klundert met Noordschans, Zevenbergen met Langeweg (tot juli 1985), Albano met Bosschenhoofd, Fijnaart met Heijningen (en dwa uit Oude Molen), Oud-Gastel met Stampersgat, Roosendaal met Nispen, Wouw met Heerle;

- *kernen met toevoer vanuit bemeten stelsels:*

Zevenbergen met Langeweg (vanaf juli 1985), Oudenbosch met Standaardbuiten en Fijnaart.

Bij toevoer vanuit een niet-bemeten stelsel is $q_a(i,j)$ in vergelijking 9 een modeluitkomst. De afvoercoëfficiënt c en de dwa-factor worden hier over beide stelsels berekend, teneinde de invloed van de niet-bemeten $q_a(i,j)$ te elimineren.

6.2 Calibratieresultaten voor de afzonderlijke kernen en discussie

Gedetailleerde documentatie van de calibratieresultaten voor de afzonderlijke kernen is opgenomen in bijlage 3. De belangrijkste resultaten staan samengevat in tabel 3 en tabel 4. De gecalibreerde initiële verliezen bedragen voor alle kernen 1 mm.

Langeweg is in deze tabellen beschouwd als een toevoerende kern met onbemeten debiet, gezien het geringe aantal beschikbare waarnemingen. Zoals blijkt uit tabel 3, is voor de kernen Noordhoek, Standaardbuiten en Steenberg de correlatiecoëfficiënt r laag. Daarom is voor de bepaling van de afvoercoëfficiënt van deze kernen gekozen voor de mediane waarde van de per neerslaggebeurtenis bepaalde afvoercoëfficiënten als een meer realistische waarde.

Voor de twee grootste kernen van het AWP-stelsel, Roosendaal en Bergen op Zoom, is de regressielijn volgens vergelijking 10 weergegeven in figuur 9.

In tabel 4 wordt onder pompregime 1 verstaan de kleinste capaciteit waarmee een gemaal verpompen kan. Voor gemalen met slechts één mogelijk debiet is dit tevens de enig mogelijke stand. Met uitzondering van Bergen op Zoom en Roosendaal, met een j' van twee intervallen, vertonen de overige kernen geen of weinig aanvoervertraging. Zodra de beschikbare berging in het aangesloten rioolstelsel is afgenomen tot de bergingswaarde vermeld in de kolom met pompregime 2, gaat het gemaal over op pompregime 2. Dezelfde procedure geldt voor pompregime 3. In de laatste kolom van tabel 4 staan de beoogde pompcapaciteiten van de injecterende gemalen in de huidige situatie ('83-'85) vermeld. Hierbij dienen de volgende kanttekeningen te worden geplaatst:

- voor SNC is voor het bepalen van de beoogde pompcapaciteit uitgegaan van een gemiddeld dagdebiet van $6154/m^3/dag$, dus $128 m^3/30 min$. In werkelijkheid kan SNC $300 m^3/30 min$ verpompen;

kern (+ toevoerende kern)	q _d (m ³ /d)	q _d -toev (m ³ /d)	q _d -factor (-)	c (-)	r (-)	n (-)
SNC	6154		-	-	-	-
Noordhoek	315		1,10	0,99*	(0,47)	3
Standaardbuiten	1207		1,07	1,01*	(0,47)	10
Etten-Leur	1603		1,00	2,00	-	-
Hoeven	1065		0,78	0,73	0,72	9
Steenbergen	1785		1,12	1,15*	(-0,07)	3
Kruisland	365		1,45	0,74	0,98	3
Woensdrecht	128	915	1,00	1,00	-	-
Klundert (+ Noordschans)	954	58	1,28	0,89	0,68	5
Zevenbergen (+ Langeweg)	2632	159	1,00	1,05	0,91	9
Albano (+ Bosschenhoofd)	150	312	0,97	0,60	0,98	10
Fijnaart (+ Heijningen)	762	76	1,06	0,92	0,89	4
Oud Gastel (+ Stampersgat)	1798	204	1,01	0,51	0,80	7
Wouw (+ Heerle)	800	208	1,11	1,43	0,85	8
Oudenbosch	2328		1,00	0,66	0,66	7
Wouwse Plantage	61		1,00	1,00	-	-
Legerplaats Ossendrecht	300		1,00	1,00	-	-
Bergen op Zoom	13814		1,06	0,86	0,91	9
Roosendaal (+ Nispen)	11516	**	1,12	0,90	0,97	9
IHM	700		-	-	-	-
Bosbad Hoeven	490		-	-	-	-

Tabel 3. Calibratieresultaten dwa en afvoercoëfficiënt.

q_d : dwa van een kern
q_d-toev : dwa van een toevoerende kern
q_dfactor: dwa-factor
c : afvoercoëfficiënt
r : correlatiecoëfficiënt tussen teller en noemer van (10)
n : aantal gebeurtenissen waarover c is bepaald.

* mediane waarde in plaats van regressiecoëfficiënt

** Nispen is niet gemodelleerd

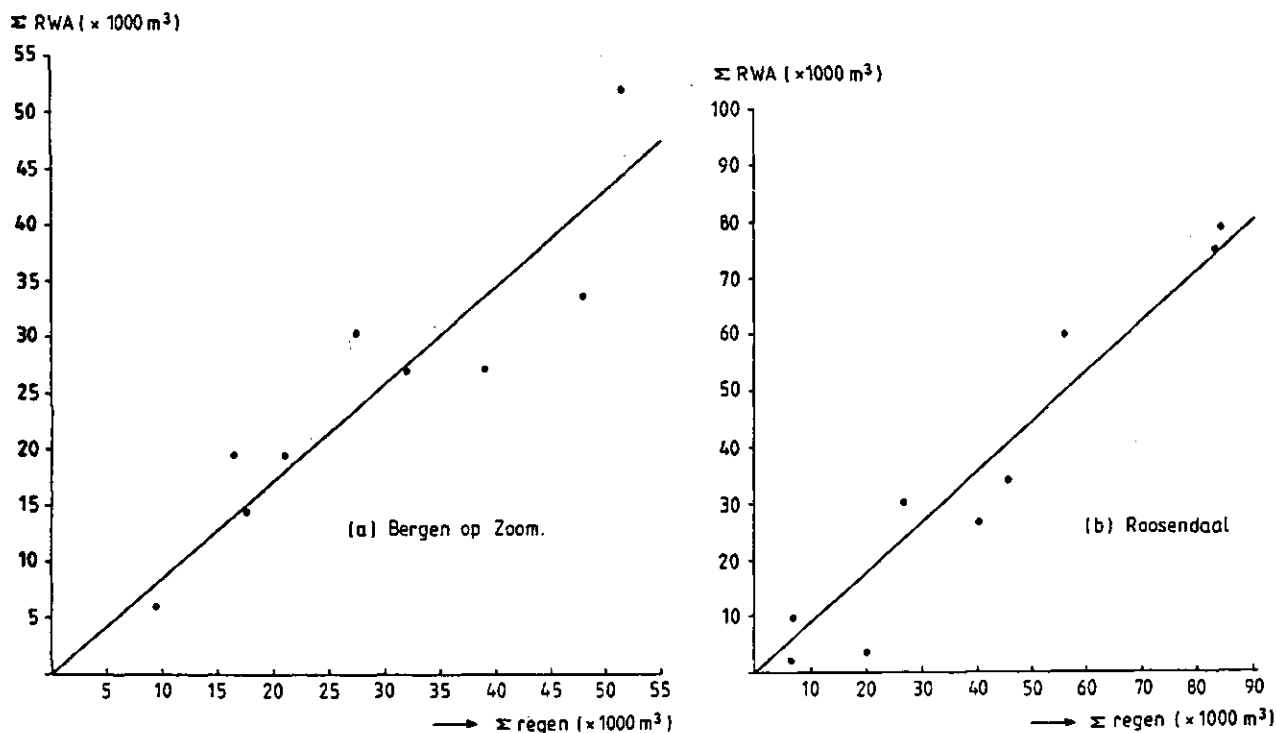
	pompregime 1		pompregime 2		pompregime 3		bovenstroomse toevoer m ³ /30 min	beoogde pompcapaciteit m ³ /30 min
	pomp (m ³ /30 min)	berging (m ³)	pomp (m ³ /30 min)	berging (m ³)	pomp (m ³ /30 min)	berging (m ³)		
SNC	128							128
Noordhoek	11	613	22	585	33	460		33
Standaardbuiten	60	1207						60
Etten-Leur	125	1700						125
Hoeven	40	1700	101	1400				101
Steenbergen	180	5788	215	4000	350	3500		350
Kruisland	42,5	1020						42,5
Woensdrecht	82,5	224						109**
Klundert (+ Noordschans)	95	2488	135	2320			9,0	135
Zevenbergen (+ Langeweg)	192,5	5994	335	4500			22,5	335
Albano (+ Bosschenhoofd)	100	780					37,5	100
Fijnaart (+ Heijningen)	55	1885	135	1600			10,0	135
Oud Gastel (+ Stampersgat)	130	2365	200	1800			32,5	200
Wouw (+ Heerle)	170	1851	200	1800			20,0	170
Oudenbosch	150	4645	290	3900	400	3600	*	400
Wouwse Plantage	10	381	20	300				20
Legerplaats Ossendrecht	40	315						40
Bergen op Zoom	840	17875	1370	15125	1600	12650	***	1600
Roosendaal (+ Nispen)	700	23100	1200	22295	1550	19460		1550
IHM	15							15
Bosbad Hoeven	10							10

Tabel 4. Calibratieresultaten pompregimes, bovenstroomse toevoer en beoogde pompcapaciteiten.

* Oudenbosch ontvangt aanvoer uit Fijnaart en Standaardbuiten

** inclusief het gescheiden stelsel

*** situatie ná december 1984



Figuur 9. De regressielijnen van Bergen op Zoom (a) en Roosendaal (b) op basis van vergelijking 10.

- Roosendaal heeft een veel hogere maximale pompcapaciteit van $2350 m^3/30$ min, dan de beoogde pompcapaciteit van $1550 m^3/30$ min. Vóór 1985 overschreed het pompdebiet uit Roosendaal vaak gedurende enige uren per neerslaggebeurtenis de beoogde pompcapaciteit in aanzienlijke mate. Vanaf 1985 doet zich dit feit nauwelijks meer voor en indien het zich voordoet is de overschrijding gering ($100 m^3/30$ min) en de periode kort. De in hoofdstuk 6.4 te bespreken piekaanvoeren in Bath, zoals vermeld in tabel 1, zijn naar beneden bijgesteld, voor zover de pieken bepaald werden door afvoeren uit Roosendaal hoger dan $1550 m^3/30$ min. De pompovercapaciteit van Roosendaal bedraagt $0,73$ mm/uur op basis van genoemde $1550 m^3/30$ min en een gemiddelde dwa van $270 m^3/30$ min;
- in Bergen op Zoom is eind 1984 een tweede vijzel geïnstalleerd. In 1984 heeft deze vijzel alleen tijdens en na de bui van 24 oktober gewerkt, dit verklaart de hoge aanvoer in Bath tijdens die neerslaggebeurtenis. Vóór de installatie van deze tweede vijzel bedroeg de beoogde pompcapaciteit $840 m^3/30$ min (overeenkomend met een pompovercapaciteit van $0,43$ mm/uur bij een gemiddelde dwa van $305 m^3/30$ min). Na installatie bedraagt de beoogde pompcapaciteit $1600 m^3/30$ min overeenkomend met een pompovercapaciteit van $0,94$ mm/uur bij gelijkblijvende dwa;
- uit de tabel blijkt, dat voor elke kern de beoogde pompcapaciteit al wordt ingeschakeld, indien de statische berging voor ongeveer één derde is gevuld. Bij het leegpompen van de berging wordt alleen in Roosendaal teruggeschakeld naar een lager pompregime, dit gebeurt bij 60% vulling (zie bijlage 3). De overige injecterende gemalen pompen het rioolstelsel geheel leeg met de beoogde capaciteiten.

Als men in de tabellen van bijlage 3 de afvoercoëfficiënten van een kern voor verschillende neerslaggebeurtenissen beschouwt, valt de grote spreiding in waarden op. Een maat voor de spreiding is de variatiecoëfficiënt, gedefi-

nieerd als het quotiënt van de standaardafwijking en het gemiddelde. Indien voor een aantal kernen de variatiecoëfficiënten van c worden bepaald, blijken deze in het algemeen hoger te zijn dan elders vermelde variatiecoëfficiënten [9,10], zie tabel 5. Bij de interpretatie van de cijfers moet wel in ogenschouw worden genomen dat de steekproefomvang (n) invloed heeft op de variatiecoëfficiënt. In het algemeen zal een toenemende steekproefomvang een gunstige invloed hebben op de waarde van de variatiecoëfficiënt. Aangezien in [9] en [10] de afvoercoëfficiënt is gedefinieerd volgens

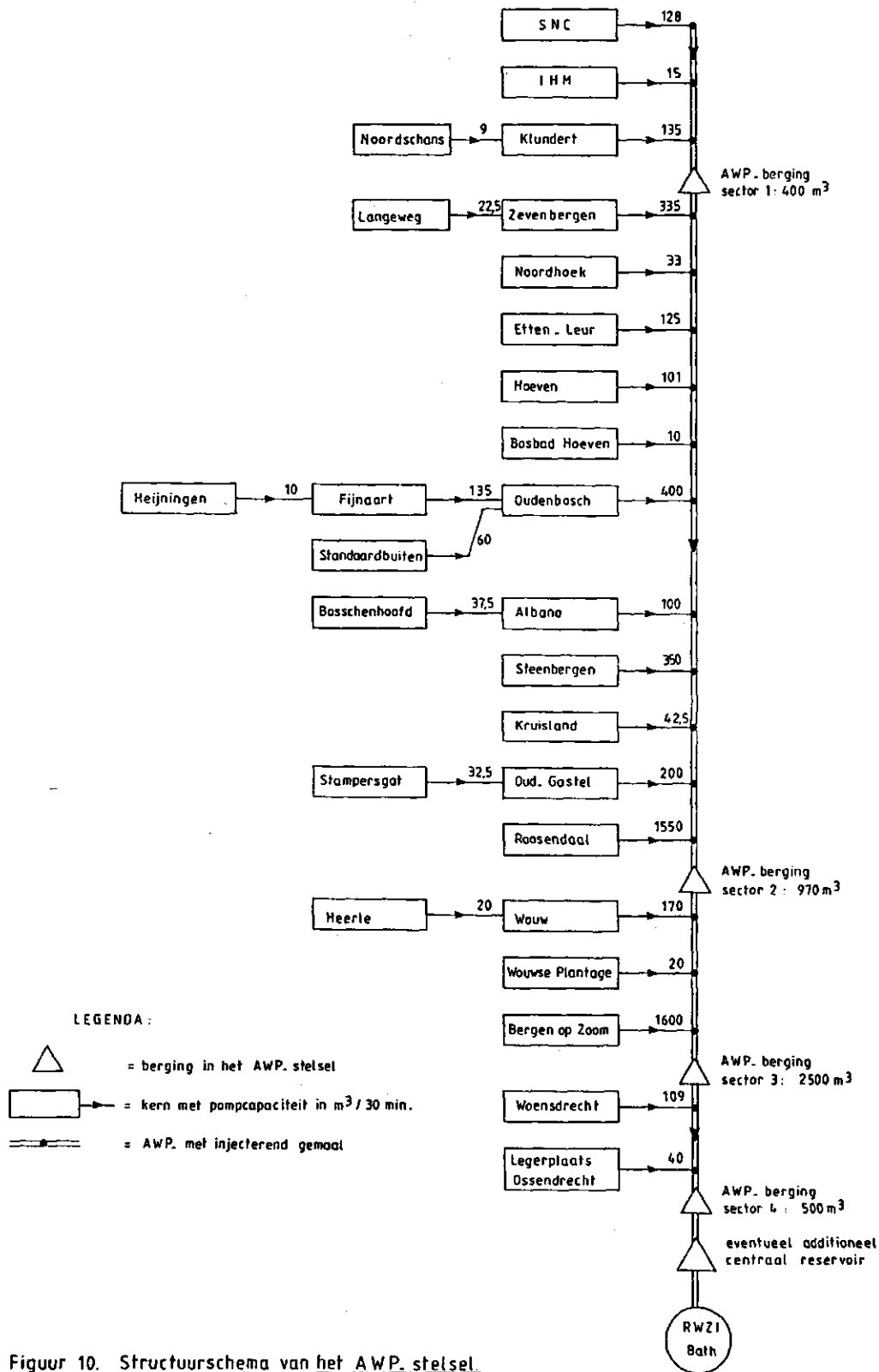
$$c' = \frac{\text{rwa} + \text{overstortend water}}{\text{totale neerslag}}, \quad (11)$$

zijn ook de afvoercoëfficiënten van de kernen in West-Brabant herberekend volgens deze definitie. Voor deze vergelijking zijn ook enige neerslaggebeurtenissen gebruikt die tot lichte overstorting hebben geleid. De hoeveelheid overstortend water is in deze studie een modeluitkomst.

kern	n	\bar{c}'	s	cv(%)
Oosterhout [9]	21	0,89	0,16	18,0
Amsterdam [10]	21	0,42	0,14	33,3
Standaardbuiten	13	0,85	0,42	49,4
Hoeven	11	0,73	0,22	30,1
Klundert	8	1,19	0,46	38,7
Zevenbergen	13	0,89	0,31	34,8
Albano	10	0,55	0,13	23,6
Fijnaart	13	1,37	0,58	42,3
Oud Gastel	14	0,63	0,32	50,8
Wouw	11	1,39	0,43	30,9
Oudenbosch	7	0,69	0,23	33,3
Roosendaal	10	0,68	0,31	45,6
Bergen op Zoom	13	0,79	0,16	20,3

Tabel 5. Gemiddelde c' , standaardafwijking s en variatiecoëfficiënt cv van de afvoercoëfficiënt c' .

In aanmerking moet worden genomen dat waarden van de afvoercoëfficiënt in het algemeen beïnvloed worden door onder meer de neerslagintensiteit, de duur van de neerslagperiode, de verdamping en de vochttoestand van het verharde oppervlak aan het begin van de neerslagperiode en de toevoer van of afvoer naar het onverharde oppervlak. Deze factoren worden niet meebeschouwd in de definitie van de afvoercoëfficiënt volgens vergelijking 10. Doordat bovendien het feitelijk verhard oppervlak enigszins varieert in de tijd, is spreiding in de waarde van de afvoercoëfficiënt te verwachten. De spreiding in de waarde wordt overigens niet alleen bepaald door variaties in het proces van neerslag tot rioolloop, maar ook door fouten in de schatting van de verschillende termen, en met name de neerslag, in vergelijking 9 of 10. Over het algemeen kan worden aangenomen dat voor de kernen met debietregistratie op het injecterend gemaal de fout in de totale afvoer ($rwa+dwa$) klein is. Opgemerkt wordt dat tengevolge van de lozingen van champignonkwekerijen de droogweerafvoeren in de kernen Noordhoek en Standaardbuiten zeer sterk fluctueren.



Figuur 10. Structuurschema van het AWP-stelsel.

6.3 Calibratie van het totale AWP-stelsel

Afgezien van meet- en synchronisatiefouten dient, indien er geen berging in een AWP-stelsel aanwezig is, op elk tijdstip de totale gemeten toevoer van de injecterende gemalen gelijk te zijn aan de op de zuivering gemeten aanvoer. Voor het AWP-stelsel "West-Brabant" is voor een zestal neerslaggebeurtenissen de totale gemeten toevoer van de injecterende gemalen (daarbij zijn enige ontbrekende toevoerreksen uit kernen berekend) vergeleken met de op de rwzi gemeten aanvoer. De debieten van de diverse persstations in de AWP zijn niet met voldoende nauwkeurigheid af te leiden uit de toerentallen. Hierdoor was het niet mogelijk om voor verschillende trajecten van de persleiding de totale toevoer te vergelijken met de afvoer door het "benedenstroomse" persstation. Over de totale duur van een neerslaggebeurtenis beschouwd klopt de waterbalans goed, zie tabel 6. Voor de zes neerslaggebeurtenissen bedraagt het quotiënt van gesommeerde aanvoer te Bath en gesommeerde gemeten toevoer van de injecterende gemalen 0,98. Per halfuurlijkse periode beschouwd klopt de waterbalans minder goed, aangezien de aanvoer te Bath najlt ten opzichte van de gesommeerde toevoer.

Datum	A (m ³)	T (m ³)	A-T		T/A (-)
			(m ³)	(m ³ /30 min)	
22-11-'84	288427	277483	10944	135	0,96
30-09-'84	173911	172344	1568	27	0,99
25-01-'86	208234	199937	8297	125	0,96
14-08-'85	151554	149741	1813	33	0,99
16-08-'85	268648	269167	-481	-5	1,00
03-09-'85	205896	201575	4321	53	0,98

Tabel 6. Vergelijking van de gesommeerde gemeten toevoer van de injecterende gemalen T met de op de zuivering gemeten gesommeerde aanvoer A.

Tijdens rwa-perioden houdt het najlen van de aanvoer te Bath verband met de bergingsmogelijkheden in het AWP-stelsel. De totale berging in het AWP-stelsel, verdeeld over 4 sectoren, bedraagt 4370 m³, zie tabel 7 en figuur 10. Tijdens dwa-perioden houdt het najlen van de aanvoer te Bath verband met de wachttijden van het water in de verschillende reservoirs, en met de tijd die benodigd is om het vrijvervaltraject "Balse Baan" in het stelsel af te leggen.

sector	ontvangreservoir (naam)	(m ³)	buffertoren (naam)	(m ³)	Balse Baan (m ³)	totaal (m ³)
1	Moerdijk	400	-	-	-	400
2	Roosendaal	890	Moerdijk	80	-	970
3	Bergen op Zoom	750	Roosendaal	500	1250	2500
4	-	-	Bergen op Zoom	500	-	500
AWP	totaal	-	-	-	-	4370

Tabel 7. Bergingsmogelijkheden per sector in het AWP-stelsel West-Brabant".

De verschillende bergingsmogelijkheden in buffertoren en ontvangstreservoirs zijn per sector gemodelleerd als reservoirs, die vollopen als in de desbe-

treffende sector het AWP-debiet groter is dan tweemaal de gemiddelde AWP-dwa. Voor het vrijvervaltraject "Balse Baan" geldt vollopen als in de desbetreffende sector het AWP-debiet groter is dan de gemiddelde totale AWP-dwa minus de dwa van Legerplaats Ossendrecht en Woensdrecht, zie [6]. Het proportionele leeglopen van de buffertorens en ontvangstreservoirs treedt op als gedurende relatief hoge aanvoer op de rwzi Bath het aanvoerdebiet snel afneemt. Op grond van de calibratieresultaten blijkt die afname minstens 300 m³/30 min te moeten bedragen. De berging in de Balse Baan loopt leeg indien in de desbetreffende sector het AWP-debiet weer lager is dan de gemiddelde AWP-dwa. Het leeglopen van alle in het AWP-stelsel aanwezige bergingsmogelijkheden wordt hiermee gekoppeld aan de aanvoer op de rwzi Bath en dit gebeurt binnen de rwa-periode.

De calibratie van het gehele AWP-stelsel is ook van belang voor het juist simuleren van de piekaanvoeren, daar het bij sturing vooral om reductie van de piekaanvoeren zal gaan. Zoals al eerder genoemd, zijn de in tabel 1 vermelde piekaanvoeren bijgesteld in verband met de ongewenste overschrijding van de beoogde pompcapaciteit van Roosendaal. Bovendien werd de piekaanvoer van 24 oktober 1984 bijgesteld in verband met het overschrijden van de beoogde pompcapaciteit van Bergen op Zoom (proefdraaien van de tweede vijzel). De piekaanvoer van 26 maart 1985 werd met 760 m³/30 min verhoogd aangezien te Bergen op Zoom vijzel 2 uitviel. Een andere aanpassing heeft betrekking op de piekaanvoer van 11 april 1985. Deze is met 350 m³/30 min verhoogd in verband met een storing van vijzel 2 in Roosendaal. De aanpassingen hebben betrekking op 12 van de 30 maxima. Vóór 1985 kunnen de aanpassingen aanzienlijk zijn, vanaf 1985 zijn ze gering. In tabel 8 worden de gemeten en de bijgestelde maximum aanvoeren vermeld.

<u>datum</u>	<u>gemeten maximum (m³/30 min)</u>	<u>aangepast maximum (m³/30 min)</u>
21-05-'84	5107	4854
10-07-'84	5303	5163
07-09-'84	5161	4811
14-09-'84	5109	4962
14-08-'85	5816	5723
03-09-'85	5335	5232
06-02-'84	5900	5462
19-10-'84	5101	4925
22-10-'84	5317	4963
24-10-'84	6201	5851
11-04-'85	4899	5249
26-03-'85	4610	5370

Tabel 8. Aanpassing van de gemeten maximum aanvoeren te Bath uit tabel 1.

Men dient te bedenken dat het waterbalansmodel de eerder genoemde grote storingen of ongewenste overschrijdingen van beoogde pompcapaciteiten niet kan voorspellen; daarom zijn de gemeten aanvoeren hier aangepast. In tabel 8 zijn mogelijk opgetreden kleine onregelmatigheden niet verwerkt, daar deze moeilijk te traceren zijn.

Tabel 9 vergelijkt voor de zes beschouwde neerslaggebeurtenissen ten behoeve van de calibratie van het gehele AWP-stelsel de gemeten (en eventueel aangepaste) maximumaanvoeren met de gesimuleerde maximum aanvoeren.

datum	gemeten maximum aanvoer (m ³ /30 min)	gesimuleerde maximum aanvoer (m ³ /30 min)	model/gemeten
22-11-'84	4825	4552	0,94
30-09-'84	4791	4540	0,95
25-01-'85	4978	5379	1,08
14-08-'85	5723	5314	0,93
16-08-'85	5965	5461	0,92
03-09-'85	5232	5354	1,02

Tabel 9. Vergelijking van gemeten en met behulp van het model gesimuleerde maximum aanvoer.

Op grond van sommatie van de in tabel 4 vermelde beoogde pompcapaciteiten bedraagt de in principe maximale hydraulische belasting van de rwzi Bath vóór december 1984 4703 m³/30 min en daarna 5463 m³/30 min.

7 VERIFICATIE VAN HET WATERBALANSMODEL

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de verificatie van het waterbalansmodel beschreven. Bij deze verificatie worden met het model, waaraan per kern vaste parameterwaarden zijn toegekend op basis van de calibratieresultaten van tabel 3 en 4, gesimuleerde afvoeren vergeleken met gemeten afvoeren van neerslaggebeurtenissen. Eerst wordt voor elk van de aangesloten kernen de gesimuleerde afvoer vergeleken met de gemeten afvoer voor zes neerslaggebeurtenissen. Dit wordt besproken in 7.2. Vervolgens wordt de totale gesimuleerde toevoer naar de rwzi vergeleken met de op de rwzi gemeten aanvoer voor alle dertig neerslaggebeurtenissen. Dit wordt behandeld in 7.3. Tenslotte volgen in 7.4 enige conclusies.

7.2 Verificatie van de waterbalansen van de afzonderlijke kernen

Voor zes neerslaggebeurtenissen, gelijkelijk verdeeld over zowel zomer en winter alsook over 1984 en 1985, is het quotiënt van gesommeerde modelafvoer en gesommeerde gemeten afvoer bepaald, zie tabel 10. Uit de tabel blijkt dat de moeilijk te calibreren kernen ook in de verificatie opvallen door quotiënten die aanzienlijk van 1,00 afwijken of door sterk variërende quotiënten voor verschillende gebeurtenissen. Dit zijn de gescheiden stelsels IHM en Bosbad Hoeven, verder SNC, Noordhoek, Etten-Leur en Woensdrecht. Van Wouwse Plantage en Legerplaats Ossendrecht zijn geen gemeten afvoeren beschikbaar. De belangrijkste oorzaken voor het ontstaan van verschillen tussen gemeten en gesimuleerde afvoer vormen de schattingsprocedure van de neerslaghoeveelheden op de verschillende kernen en het niet constant zijn van de afvoercoëfficiënt in de realiteit.

Speciale aandacht verdient de verificatie van de waterbalansmodellen voor Roosendaal en Bergen op Zoom. Deze twee kernen maken gezamenlijk circa 60% van het verhard oppervlak van het totale AWP-gebied uit. Een foutieve modellering van deze kernen heeft grote consequenties voor de gesimuleerde aanvoer op de rwzi. Het quotiënt voor de zes gebeurtenissen bedraagt gemiddeld voor Roosendaal 1,07 met een standaardafwijking van 0,20. Voor Bergen op Zoom zijn deze waarden respectievelijk 0,99 en 0,13. Dit zijn zeer aanvaardbare resultaten. Behalve naar bovengenoemd quotiënt is voor deze twee kernen ook gekeken naar het afvoerverloop in de tijd. Voor Roosendaal is het terugschakelschema gekoppeld aan de berging. Indien de beschikbare berging binnen een halfuurinterval toeneemt met meer dan 500 m³, dan wordt op het terugschakelschema overgegaan. Overigens blijkt uit de gemeten afvoeren voor Roosendaal dat vóór december 1984 regelmatig boven de beoogde capaciteit van 1550 m³/30 min werd verpompt. Daarom zijn de piekaanvoeren te Bath voor die gebeurtenissen aangepast, zoals beschreven in hoofdstuk 6.

Voor Bergen op Zoom dient opgemerkt te worden dat vóór december 1984 (met uitzondering van de neerslaggebeurtenis van 24-10-'84) slechts één vijzel, met een capaciteit van 840 m³/30 min in bedrijf was. Na deze datum zijn twee vijzels, met een gezamenlijke capaciteit van 1600 m³/30 min in bedrijf. Ook voor Bergen op Zoom leidde de gekozen opzet tot aanvaardbare resultaten. In bijlage 4 is voor beide kernen het afvoerverloop in de tijd voor de zes verificatie-neerslaggebeurtenissen weergegeven.

	19-5-84	21-5-84	19-10-84	11-4-85	26-7-85	7-10-85	\bar{x}	s
gemiddelde neerslagduur (h)	11,5	21,5	12,5	49,5	13,0	26,0		
gemiddelde gebiedsneerslag (mm)	14,6	28,3	15,8	35,8	12,6	20,2		
01 SNC	1,17	1,02	1,46	0,97	1,06	1,84	1,25	0,34
02 Klundert (+ Noordschans)	-	- *	0,73	0,84	-	0,79	0,79	0,06
03 Langeweg	-	- *	-	-	1,07	0,85	0,96	0,16
04 Zevenbergen	1,14*	1,01*	0,83*	0,80*	1,29*	-	1,01	0,21
05 Noordhoek	-	- *	0,72	0,67	0,65	-	0,68	0,04
06 Etten Leur	1,77	1,11*	1,00	0,80	0,99	1,00	1,11	0,34
07 Hoeven	1,28	1,09*	0,94*	0,71*	1,14*	1,11	1,05	0,20
08 Fijnaart (+ Heijningen)	0,77	0,76*	0,63	0,74	0,71	0,77	0,73	0,05
09 Standaardbuiten	1,40	0,94*	1,02*	0,81*	1,01*	1,07	1,04	0,20
10 Oudenbosch	1,12	0,93*	0,86	0,67	0,94	-	0,90	0,16
11 Albano (+ Bosschenhoofd)	1,12	1,01	0,87	0,61	0,88	1,13	0,94	0,20
12 Steenberg	-	- *	- *	0,84	1,09	³ 2,88	1,60	1,11
13 Kruisland	-	-	-	0,97	0,62	0,95	0,85	0,20
14 Oud Gastel (+ Stampersgat)	1,22	0,84*	0,80	0,67	0,87	0,85	0,88	0,18
15 Roosendaal (+ Nispen)	1,21*	¹ 0,99*	0,83*	² 0,88*	1,27	1,25*	1,07	0,20
16 Wouw (+ Heerle)	1,16*	1,02*	0,90*	0,77*	1,37	1,37*	1,10	0,25
17 Wouwse Plantage	-	-	-	-	-	-	-	-
18 Bergen op Zoom	1,07*	1,14*	0,96*	0,94	0,76	1,05	0,99	0,13
19 Woensdrecht	-	-	0,39	0,35	0,80	-	0,38	0,40
20 Legerplaats Ossendrecht	- *	- *	- *	- *	-	-	-	-
IHM	6,91	2,68	0,65	1,54	3,25	1,47	2,75	2,24
Bosbad Hoeven	1,46	1,46	1,70	1,28	0,44	1,46	1,30	0,44

- * Volgens het model treedt overstorting op
- Geen gemeten afvoer
- ¹ Maximaal gemeten afvoer Roosendaal: 2350 m³/h
- ² Maximaal gemeten afvoer Roosendaal: 1200 m³/h (alleen vijzel 2 werkt)
- ³ Afvoergegevens waarschijnlijk onjuist
- ⁴ Voor 8-10-'85 gaf SNC dagafvoer nul op

Tabel 10. Het quotiënt van gesommeerde modelafvoer en gesommeerde gemeten afvoer, het gemiddelde quotiënt, \bar{x} en de standaardafwijking, s.

7.3 Verificatie van het totale AWP-stelsel

Voor het totale AWP-stelsel is voor de dertig beschikbare neerslaggebeurtenissen, waarmee ook de sturingsscenario's zullen worden getoetst, de modelaanvoer op de rwzi vergeleken met de op de rwzi gemeten aanvoer. Zoals uit tabel 11 blijkt komt de gemodelleerde waterbalans per neerslaggebeurtenis redelijk goed overeen met de werkelijkheid.

Het quotiënt van de voor dertig neerslaggebeurtenissen gesommeerde totale modelaanvoer en gesommeerde totale gemeten aanvoer te Bath bedraagt 0,93. Het model onderschat dus enigszins de totale aanvoer.

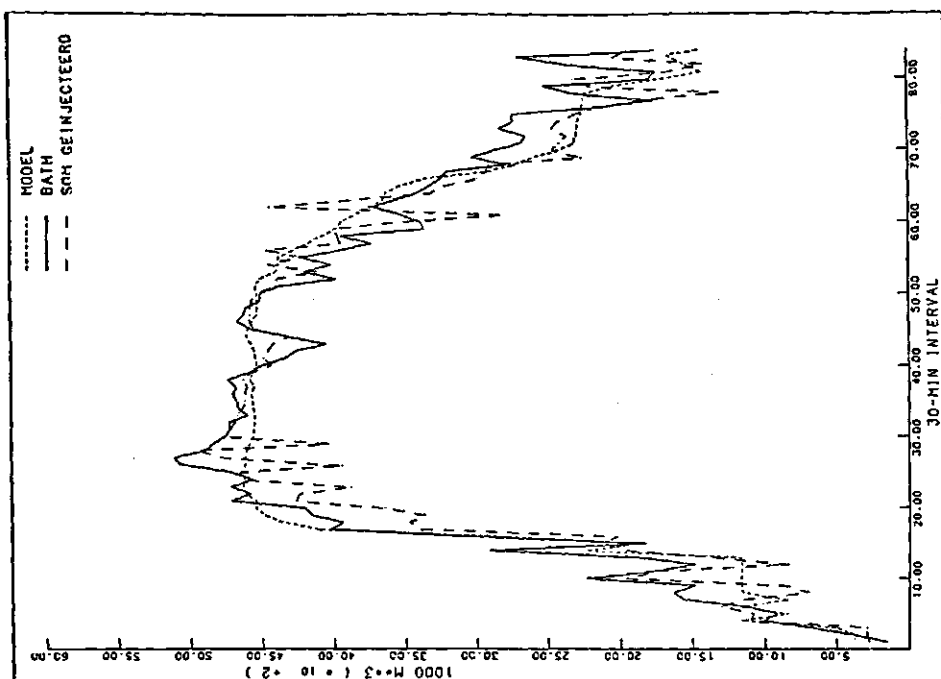
Datum	gemeten* maximum te Bath (m ³ /30 min)	gesimuleerd maximum (m ³ /30 min)	maximum model/ maximum gemeten	Σ gemeten (m ³)	Σ model (m ³)	Σ model/ Σ gemeten
24-07-1983	4511	4669	1.04	134225	166680	1.24
25-11-1983	5014	4684	0.93	462327	468129	1.01
05-02-1984	5462	4597	0.84	403427	292531	0.73
27-03-1984	4519	4586	1.01	364321	303572	0.83
05-05-1984	4377	4536	1.04	135268	174209	0.86
19-05-1984	4632	4647	1.00	165653	187708	1.13
21-05-1984	4854	4652	0.96	283752	276635	0.97
28-05-1984	4412	4410	1.00	167966	173540	1.03
03-06-1984	4377	4536	1.04	223198	192475	0.86
09-07-1984	3988	4522	1.13	100796	112030	1.11
10-07-1984	5163	4679	0.91	284390	282404	0.99
13-07-1984	3295	3998	1.21	73082	75618	1.03
14-07-1984	4874	4670	0.96	326263	309897	0.95
06-09-1984	4811	4699	0.98	812769	810410	1.00
13-09-1984	4962	4684	0.94	376841	340231	0.90
30-09-1984	4791	4540	0.95	252131	208451	0.83
19-10-1984	4925	4661	0.95	233915	203727	0.87
22-10-1984	4963	4606	0.93	377634	311066	0.82
24-10-1984	5851	4623	0.79	237280	159285	0.67
22-11-1984	4825	4552	0.94	306703	240916	0.79
25-01-1985	4978	5379	1.08	208234	194611	0.93
26-03-1985	4610	5409	1.17	251827	254161	1.01
06-04-1985	5281	5444	1.03	173756	171554	0.99
11-04-1985	5249	5390	1.03	694895	589390	0.85
09-06-1985	4259	4851	1.14	262331	249729	0.95
26-07-1985	5474	5341	0.98	170942	171170	1.00
14-08-1985	5723	5314	0.93	150554	124100	0.82
16-08-1985	5965	5461	0.92	264608	267825	1.01
02-09-1985	5232	5354	1.02	205896	206372	1.00
07-10-1985	5028	5344	1.06	253858	28969	1.11

* Voor 12 maxima gecorrigeerde waarden volgens tabel 8.

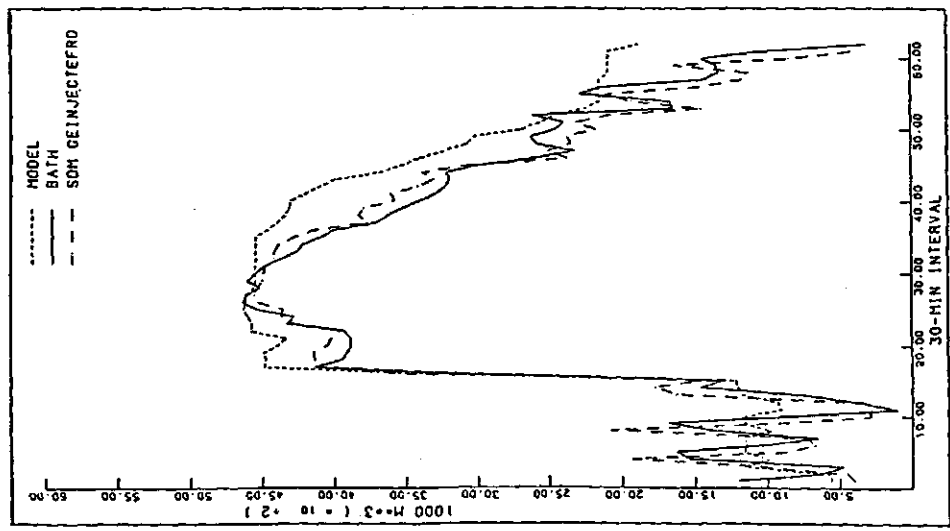
Tabel 11. Verificatie van het AWP-stelsel, vergelijking van gemeten en gemodelleerde aanvoeren.

Zoals tevens uit tabel 11 blijkt, komen gemeten maximaanvoer en gemodelleerde modelaanvoer goed met elkaar overeen. De gemeten maximaanvoeren in deze tabel zijn aangepast volgens tabel 8. De beoogde pompcapaciteit voor Bergen op Zoom is hierbij tot december 1984 op maximaal 840 m³/30 min, daarna op maximaal 1600 m³/30 min gesteld. De quotiënten van de gemodelleerde en de gemeten maxima hebben een gemiddelde waarde van 1,00 en een standaardafwijking van 0,09. De totale hoeveelheid overgestort water bedraagt voor 30 neerslaggebeurtenissen 920759 m³, bij een totaal aantal van 201 overstortingen voor alle kernen.

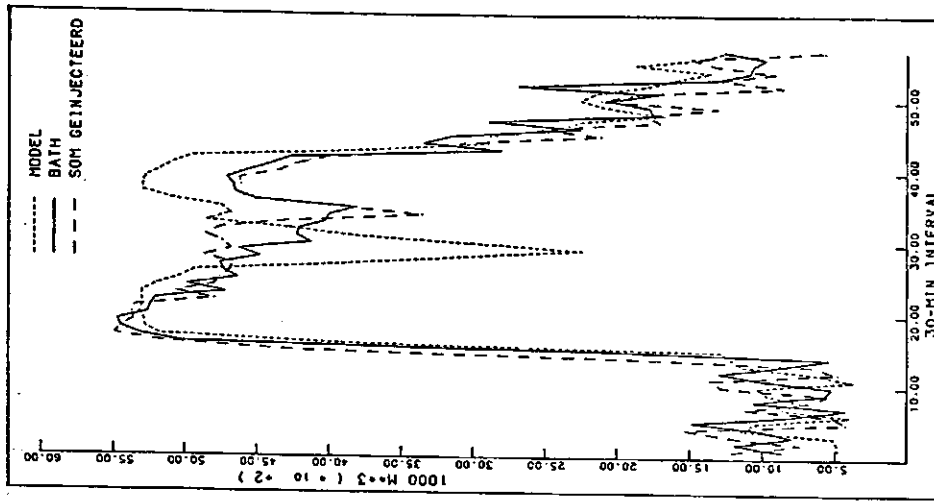
Voor de bij de verificatie van de afzonderlijke kernen gebruikte zes neerslaggebeurtenissen is ook gekeken naar het aanvoerverloop in de tijd op de rwzi, zie figuren 11 t/m 16. In deze figuren is behalve de modelaanvoer en de gemeten aanvoer op de rwzi, ook de som van de geïnjecteerde debieten opgenomen. Uit de figuren blijkt dat model en werkelijkheid goed met elkaar overeenkomen, maar dat soms, zoals bijvoorbeeld bij de neerslaggebeurtenis van 11-4-'85, door eerder genoemd niet te voorspellen pompedrag forse verschillen tussen model en werkelijkheid kunnen ontstaan. Voor opmerkingen over het pompedrag van Bergen op Zoom en Roosendaal voor deze gebeurtenissen wordt verwezen naar bijlage 4.



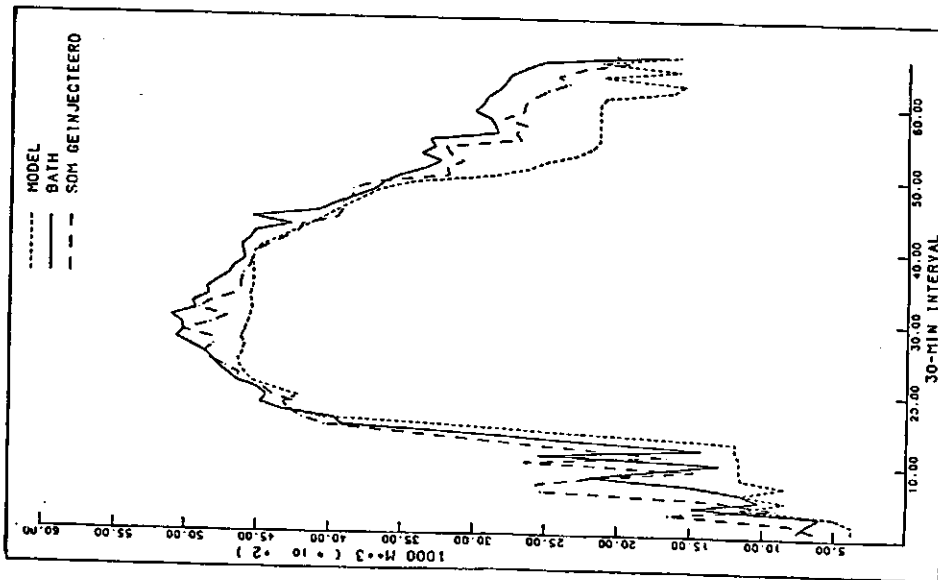
Figuur 12. Verificatie-neerslaggebeurtenis
21-5-'84.



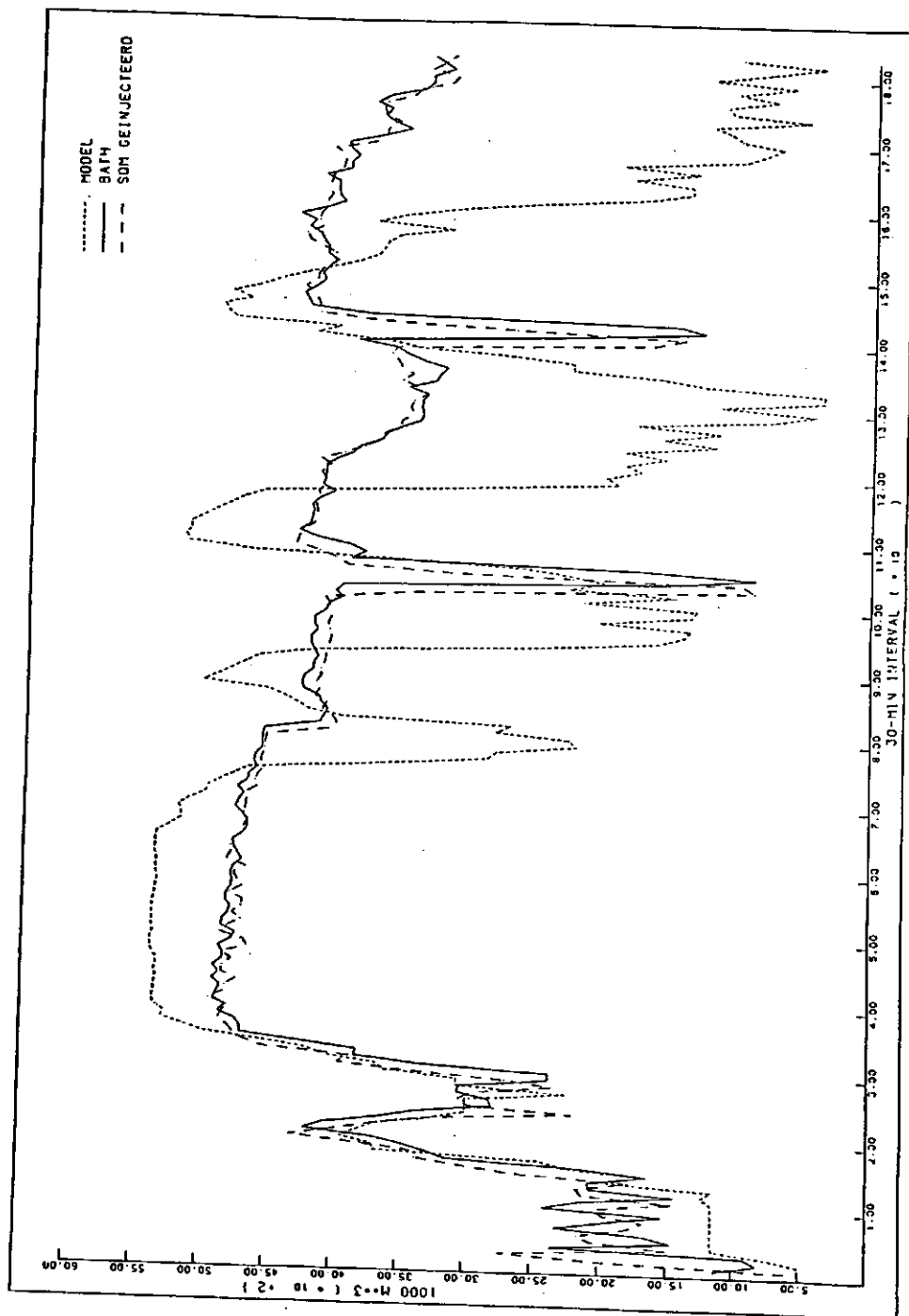
Figuur 11. Verificatie-neerslaggebeurtenis
19-5-'84.



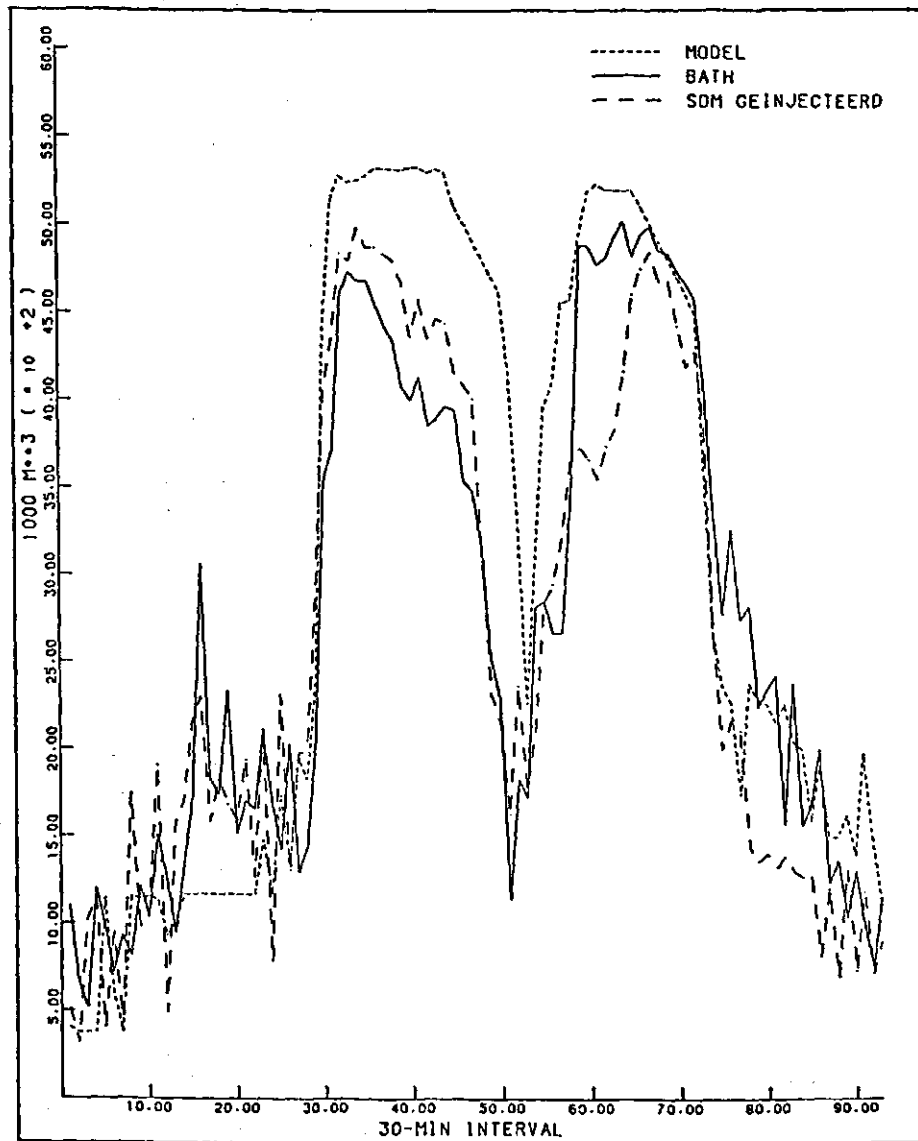
Figuur 14. Verificatie-neerslaggebeurtenis
26-7-'85.



Figuur 13. Verificatie-neerslaggebeurtenis
19-10-'84.



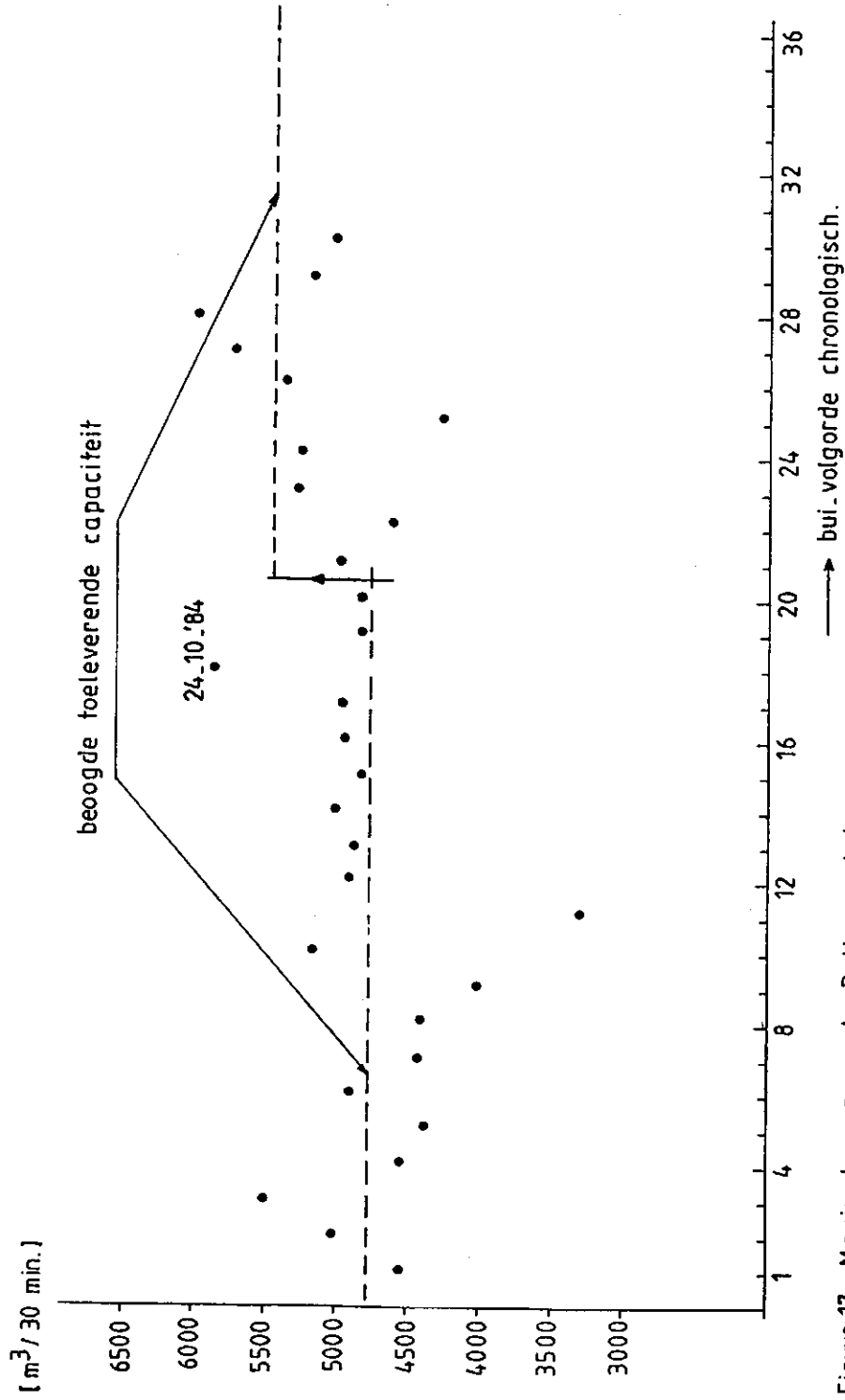
Figuur 15. Verificatie-neerslagbeurtenis 11-4-'85



Figuur 16. Verificatie-neerslaggebeurtenis 7-10-'85

7.4 Conclusies

- de afwijking tussen de gesommeerde gesimuleerde en gemeten afvoeren binnen één gebeurtenis kan voor een afzonderlijke kern soms behoorlijk oplopen. Een mogelijke oorzaak hiervoor is het onderschatten van de in werkelijkheid optredende neerslagvariabiliteit. De afwijkingen blijken echter redelijk uit te middelen voor het totale AWP-stelsel. De modellering leidt tot een gesimuleerd aanvoerverloop te Bath, dat op bevredigende wijze overeenkomt met de gemeten aanvoer;
- het waterbalansmodel voldoet goed voor wat betreft het simuleren van piekaanvoeren op de rwzi: grootte, tijdstip en duur van optreden worden goed benaderd;
- het onjuist schatten van de geïnjecteerde debieten van Roosendaal en Bergen op Zoom is van grote invloed op de gesimuleerde aanvoer op de rwzi en mogelijk ook op de hoeveelheden overstortend water;
- afwijkend pompedrag in Bergen op Zoom en Roosendaal is voor een aantal gebeurtenissen de verklarende factor voor afwijkingen tussen gemodelleerde en gemeten aanvoeren te Bath en uiteraard voor de bewuste kernen.



Figuur 17. Maximale aanvoer te Bath per bui

8 STURING

8.1 Inleiding

De huidige bedrijfsvoering van het AWP-stelsel geschiedt lokaal en bestaat uit automatische, veelal trapsgewijze schakeling van pompen op basis van kelderpeilen. Het resulteert in een aanvoerverloop op de rwzi, waarin de effecten van neerslagvariabiliteit, berging en toevoersnelheid van de rioolstelsels en enige berging in het persleidingsstelsel zijn verdisconteerd. In figuur 17 zijn voor 30 neerslaggebeurtenissen de maximale aanvoeren te Bath conform tabel 1 en de aanpassingen uit tabel 8 uitgezet en tevens is de gesommeerde beoogde toeleverende capaciteit van de injecterende gemalen (Q_C) aangegeven (4703 m³/30 min en 5463 m³/30 min vanaf 1985, inclusief de neerslaggebeurtenis van 24-10-'84). Met de beoogde toeleverende capaciteit wordt hier aangegeven de som van de maximale debieten van de gemalen bij de ingestelde pompregimes.

Figuur 17 toont aan, dat enerzijds voor diverse neerslaggebeurtenissen de maximale aanvoer op de rwzi lager uitvalt dan Q_C , maar anderzijds Q_C ook diverse malen wordt bereikt of zelfs overschreden. Het is hierbij van belang op te merken dat het beeld in figuur 17 ná de verhoging van de beoogde toeleverende capaciteit maatgevender is om een indruk van de reductie te krijgen dan vóór de verhoging. Dit hangt samen met de extra lange ledigingstijd voordien van de berging van het rioolstelsel van Bergen op Zoom (16 uur tegen thans 7 uur).

In de voorgaande hoofdstukken zijn opzet, calibratie en verificatie van het waterbalansmodel van de kernen en het totale AWP-stelsel besproken. Het model moet thans gebruikt worden om de effecten van sturingsstrategieën te kunnen kwantificeren. Simulatie van het aanvoerproces op de rwzi op basis van sturingsscenario's zal moeten aantonen in hoeverre de piekaanvoeren gereduceerd kunnen worden en welke effecten de scenario's kunnen hebben op het aantal overstortingen en de hoeveelheden overgestort water. De effecten worden beoordeeld in relatie tot twee aanvoersituaties zonder sturing, welke als referentie zullen dienen. De eerste referentiesituatie is de huidige toestand (peiljaar 1985) en wordt aangegeven met referentiescenario A. De tweede referentiesituatie is de situatie van overeenkomstige verlaging van de capaciteit van de rwzi en van de injecterende gemalen, zonder verdere sturing. Deze situatie wordt aangegeven met referentiescenario B.

De betekenis van de referentiescenario's A en B is de volgende. Bij scenario's met sturing én reductie op de capaciteit van de rwzi zal getracht moeten worden zo dicht mogelijk te blijven bij de resultaten van referentiescenario A. Dit is ook conform een van de uitgangspunten in hoofdstuk 2.3. Referentiescenario A vertegenwoordigt de na te streven ondergrens bij sturingsscenario's. Referentiescenario B vertegenwoordigt daarentegen de bovengrens met betrekking tot het aantal overstortingen en de hoeveelheden overstortend water. Sturingsscenario's met overeenkomstige reducties op de capaciteit van de rwzi dienen zover mogelijk verwijderd te blijven van de resultaten van scenario B. Indien een sturingsscenario hierin niet slaagt, dan moet het als weinig of niet effectief worden beschouwd.

Er wordt verondersteld, dat effecten van sturing, zoals verkregen met het model, in dezelfde mate van toepassing zijn op de werkelijkheid. Model en systeem worden verondersteld dezelfde gevoeligheid te hebben voor ingrepen. Voor de aanvoer op de rwzi wordt deze veronderstelling ondersteund door de

verificatieresultaten in hoofdstuk 7. Een aantal scenario's wordt hierna besproken.

8.2 Sturingsscenario's

Het model wordt toegepast op dertig beschikbare neerslaggebeurtenissen. In referentiescenario A is de beoogde toeleverende pompcapaciteit voor alle buien gelijk aan de maximale waarde van 5463 m³/30 min. Voor referentiescenario B worden de hydraulische capaciteiten van de rwzi en de capaciteit van de injecterende gemalen met respectievelijk 5, 10, 15 en 20% gereduceerd. De resultaten van de sturingsscenario's worden getoetst aan de resultaten (referentiewaarden) van de referentiescenario's. De resultaten zijn samen te vatten per neerslaggebeurtenis, per kern, voor het gehele systeem of voor alle neerslaggebeurtenissen en betreffen het aantal overstortingen, de hoeveelheden overgestort water, piekaanvoeren en aanvoerverlopen op de rwzi.

De geformuleerde sturingsscenario's gaan uit van centrale regeling van het systeem. Bovendien vindt sturing plaats op basis van berekende bergingstoestanden of bergingsveranderingen in de rioolstelsels. Informatie van gemeten neerslagen en gebruik van het model is onontbeerlijk.

Het gebruik van een tijdstap van 30 minuten betekent dat neerslagvariatie binnen dit tijdsinterval verwaarloosd wordt, terwijl in de praktijk sturingssystemen vaak als real-time systemen worden uitgevoerd, waarbij nauwelijks beperkingen in grootte van de tijdstap aanwezig zijn. Men dient echter te bedenken dat bij sturing in het model de waterbalansberekeningen recursief worden uitgevoerd en dit komt in feite overeen met een half uur "vooruitkijken". In de praktijk zal men daarom nooit zo effectief kunnen sturen als in het model, ook al beschikt men over een real-time systeem.

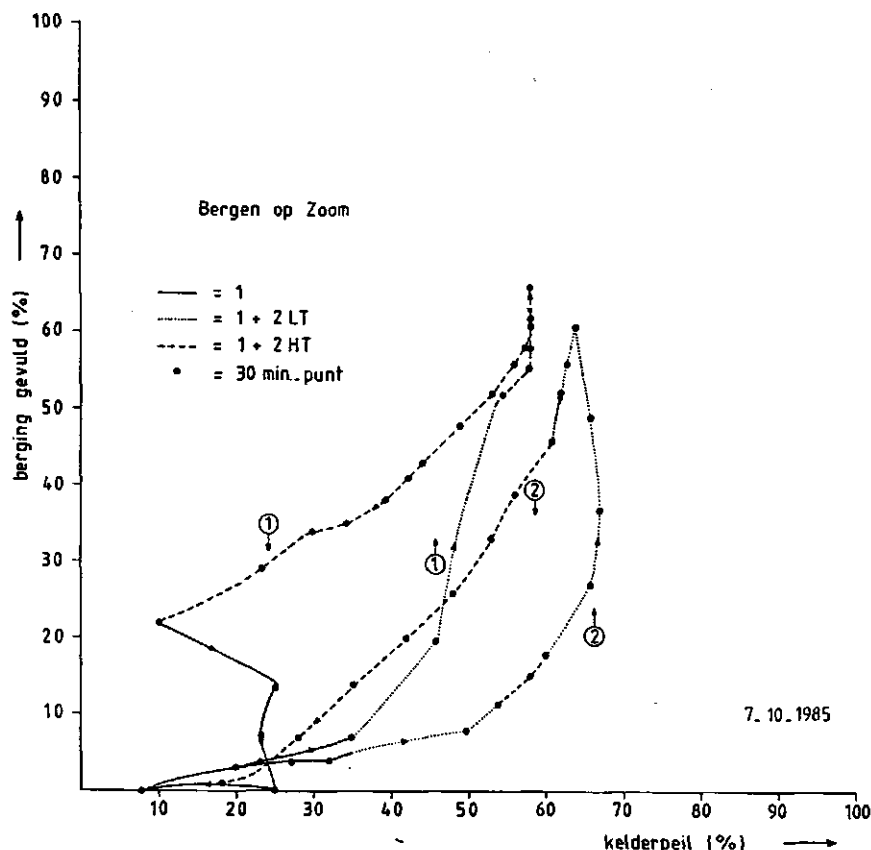
Gebruik van een waterbalansmodel bij sturing zou achterwege kunnen blijven indien per kern een éénduidige en consistente relatie op te stellen zou zijn tussen berekende berging in het rioolstelsel en kelderpeil van het injecterende gemaal. Echter ook in dat ideale geval is het kwantificeren van het effect van sturingsstrategieën op het aantal overstortingen en op de hoeveelheden overstortend water zonder waterbalansmodel niet mogelijk. Voor de kern Bergen op Zoom is in figuur 18 voor de neerslaggebeurtenis op 7-10-1985 het verband uitgezet tussen de berekende berging en het kelderpeil. De berging in het rioolstelsel is berekend met het waterbalansmodel. De gebeurtenis vertoonde twee toppen. Er is geen éénduidig verband. De afzonderlijke bui-toppen creëren een afzonderlijk verband (1 en 2) en bovendien vertonen de relaties een duidelijke lusvorm. Het inconsistente verloop wordt mede veroorzaakt door de vereiste tussentijdse aanpassingen van het pompdebiet.

Er zijn drie scenario's gekozen:

1. Een scenario dat zo goed mogelijk voldoet aan de randvoorwaarden van geen of geringe toename van het aantal overstortingen en de hoeveelheden overstortend water.
2. Een scenario dat zo optimaal mogelijk de berging in de rioolstelsels tracht te benutten.
3. Een combinatie van de eerste twee scenario's, waarbij mogelijk de voordelen van beide scenario's kunnen worden benut.

Deze scenario's zijn gebaseerd op de mogelijkheid tot verlaging van pompcapaciteiten van gemalen en eventueel op het creëren van een bergingsreservoir. Echter ook de tijdelijke verhoging van de pompcapaciteiten is mogelijkwijze een middel om piekaanvoeren op de rwzi te verlagen. Deze

tijdelijke verhoging is alleen zinvol voor het onder 2 genoemde scenario.



Figuur 18. Vulling van de berging als functie van het kelderpeil, in procenten.

- 1 : pomp 1 in bedrijf
- 1+2LT: pomp 1 plus pomp 2 (laag toeren) in bedrijf
- 1+2HT: pomp 1 plus pomp 2 (hoog toeren) in bedrijf

scenario 1:

Ten gevolge van neerslag kunnen alle (dat wil zeggen injecterende plus secundaire) gemalen op hun beoogde capaciteit (=100%) gaan pompen. Voor alle gemalen geldt het volgende. Eenemaal zal worden gereduceerd in capaciteit met x%, indien tijdens of na de neerslag de beschikbare berging in het aangesloten rioolstelsel toeneemt met y% of meer van de initieel beschikbare berging over een periode van 30 minuten.

Indien de beschikbare berging vervolgens weer met y% of meer zou afnemen over 30 minuten, dan wordt weer opgeschakeld naar de beoogde capaciteit.

In alle situaties, waarin de aanvoer de hydraulische capaciteit van de rwzi overschrijdt, wordt het surplus in een centraal reservoir geborgen. Water uit dit centrale reservoir kan tussentijds verpompt worden naar de rwzi, indien de aanvoer vanuit de kernen kleiner is dan de hydraulische capaciteit van de rwzi. Het scenario wordt doorgerekend voor diverse waarden van y variërend van 0 tot 10 procent bergingsverandering. Na een keuze van y zal vervolgens het scenario worden doorgerekend voor 25 combinaties, waarbij de reductie van de capaciteit van alle gemalen en de reductie op de hydraulische capaciteit van de rwzi variëren van 0-20% in stappen van 5%.

scenario 2:

Ten gevolge van neerslag kunnen alle (dat wil zeggen injecterende plus secundaire) gemalen op hun beoogde capaciteit gaan pompen. Indien op een zeker tijdstip de aanvoer de hydraulische capaciteit van de rwzi overschrijdt, zullen de capaciteiten van de injecterende gemalen successievelijk met x% worden gereduceerd op basis van het hoogste percentage nog beschikbare berging.

De aanpassingen tijdens een tijdstap van 30 minuten gaan door totdat de gereduceerde aanvoer op de rwzi voldoet aan de gestelde hydraulische capaciteit van de rwzi. Indien alle injecterende gemalen gereduceerd zijn en de aanvoer overtreft nog steeds de hydraulische capaciteit van de rwzi, wordt het surplus in een centraal reservoir geborgen. Water uit dit centrale reservoir kan tussentijds verpompt worden naar de rwzi, indien de aanvoer vanuit de kernen kleiner is dan de hydraulische capaciteit van de rwzi. Dit scenario wordt doorgerekend voor reducties van de capaciteit van de injecterende gemalen en voor reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi overeenkomstig scenario 1. Dit scenario wordt vervolgens ook doorgerekend met verhoogde pompcapaciteiten van de injecterende gemalen.

scenario 3:

In scenario 3 zijn de scenario's 1 en 2 gecombineerd. Er is echter vanuit gegaan dat geen centraal reservoir beschikbaar is. Dit leidt voor de verschillende reducties van pompcapaciteiten en rwzi van 0-20% in stappen van 5% tot 15 combinaties. Tien combinaties vallen af, omdat de som van de gereduceerde capaciteiten van de injecterende gemalen niet de gereduceerde hydraulische capaciteit van de rwzi te boven mag gaan.

9 SIMULATIERESULTATEN: TOETSING AAN RWZI BATH

9.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de in hoofdstuk 8 beschreven sturingsscenario's getoetst met behulp van het waterbalansmodel en dertig neerslaggebeurtenissen. Bij de in hoofdstuk 7 beschreven verificatie leidde simulatie van deze dertig neerslaggebeurtenissen tot een totale hoeveelheid overgestort water van 920759 m³, bij een totaal aantal van 201 overstortingen voor de 25 kernen met een gemengd stelsel.

9.2 Resultaten van de referentiescenario's

- referentiescenario A

Voor het verkrijgen van referentiewaarden werd, in afwijking van de bij de verificatie gevolgde procedure, de beoogde pompcapaciteit voor Bergen op Zoom op maximaal 1600 m³/30 min gesteld voor alle 30 neerslaggebeurtenissen. Dit leidde voor deze kern tot een aanzienlijk lagere hoeveelheid overgestort water en een geringer aantal overstortingen.

De resultaten van de simulatie voor de 25 kernen met een gemengd stelsel staan vermeld in tabel 12.

kern	model hoeveelheid overgestort (m ³)	model aantal overstortingen
SNC	-	-
Noordschans	329	7
Klundert	7254	6
Langeweg	1407	8
Zevenbergen	84717	15
Noordhoek	2028	6
Etten-Leur	4880	5
Hoeven	11789	13
Heijningen	936	6
Fijnaart	3956	5
Standaardbuiten	11866	13
Oudenbosch	16273	8
Bosschenhoofd	793	4
Albano	0	0
Steenbergen	56085	11
Kruisland	1499	3
Stampersgat	0	0
Oud Gastel	6657	6
Roosendaal	336896	17
Heerle	15878	23
Wouw	28343	13
Wouwse Plantage	1844	5
Bergen op Zoom	158409	6
Woensdrecht	533	6
Legerplaats Ossendrecht	2372	7
Totaal	754743	193

Tabel 12. Totale hoeveelheid overgestort water en aantal overstortingen volgens het model per kern.

De totaalcijfers zijn:

- totale hoeveelheid aangevoerd naar rwzi:	7970653 m ³
- totale hoeveelheid overgestort :	754743 m ³
- resterende hoeveelheid in AWP-stelsel :	14155 m ³
- resterende hoeveelheid in rioolstelsels:	19130 m ³

algemeen totaal	8758682 m ³
-----------------	------------------------

Het algemeen totaal dient voor elk scenario en eventuele varianten gelijk te zijn. Het is een belangrijk controlemiddel. Zoals uit deze cijfers blijkt bevindt zich volgens het model na afloop van een aantal neerslaggebeurtenissen nog een kleine hoeveelheid water in de berging van het AWP-stelsel en de rioolstelsels.

- referentiescenario B

Voor referentiescenario B zijn de situaties doorgerekend van overeenkomstige reducties van de hydraulische capaciteit van de rwzi en van de capaciteit van de injecterende gemalen. Er is geen sturing. De gemalen staan continu afgesteld op de beoogde pompcapaciteit minus de gekozen reductie. Dit leidt uiteraard tot hogere overstorthoeveelheden en meer overstortingen ten opzichte van referentiescenario A. De resultaten staan vermeld in tabel 13.

reductie rwzi en gemalen	overstort hoeveelheden (m ³)	totaal aantal overstortingen	opmerkingen
0	754743	193	Referentie A
5	806734	200	
10	863378	204	
15	929254	213	
20	1013400	221	

Tabel 13. Totale hoeveelheden overgestort water en aantal overstortingen volgens het model bij overeenkomstige reducties van gemalen en rwzi zonder sturing.

9.3 Toetsing van de scenario's

9.3.1 algemeen

Op basis van de in hoofdstuk 8 geformuleerde scenario's is het waterbalansmodel uitgebreid met de mogelijkheid om ingrepen te simuleren. De gesommeerde beoogde pompcapaciteit van de injecterende gemalen bedraagt 5463 m³/30 min, waarvan een gedeelte, 153 m³/30 min afkomstig van SNC, IHM en Bosbad Hoeven, niet door sturing veranderd mag worden. Het te sturen totaal bedraagt daarmee 5310 m³/30 min. De reductiepercentages van de hydraulische capaciteit van Bath hebben dus betrekking op deze laatste waarde. De effecten van ingrepen worden beoordeeld door de totale hoeveelheid overstortend water en het totaal aantal overstortingen te vergelijken met de referentieresultaten. Om de presentatie van de resultaten overzichtelijk te houden, blijven de effecten op afzonderlijke kernen hier buiten beschouwing. Op de effecten per afzonderlijke neerslaggebeurtenis wordt nader ingegaan in hoofdstuk 9.4.

9.3.2 toetsing van scenario 1

Bij dit scenario kunnen alle gemalen, met uitzondering van die van SNC, IHM en Bosbad Hoeven hun pompcapaciteit reduceren indien de toename van de beschikbare berging in het aangesloten rioolstelsel daartoe aanleiding geeft. Bij toepassing van dit scenario zal in principe een additioneel, centraal reservoir nodig zijn. De maximale waarde voor dit reservoir wordt verkregen door geen reductie op de beoogde pompcapaciteiten toe te passen en het surplus van de aanvoer ten opzichte van de hydraulische capaciteit van de rwzi naar dit centraal reservoir te leiden. Voor het reservoir wordt ervan uitgegaan dat, indien de aanvoer op de rwzi lager is dan de hydraulische capaciteit, water uit het centraal reservoir kan worden gepompt met een maximaal debiet van 300 m³/30 min. De resultaten zijn overigens weinig gevoelig voor de keuze van dit maximale debiet.

Tabel 14 geeft de totale hoeveelheid surplus over 30 neerslaggebeurtenissen gesommeerd en het grootste resulterende, het op één na (2e reservoir) en het op twee na (3e reservoir) grootste noodzakelijke additionele reservoir, elk voortkomend uit één neerslaggebeurtenis bij reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi van respectievelijk 5, 10, 15 en 20%. Het surplus mag overigens niet geïnterpreteerd worden als de hoeveelheid water, welke zou zijn overgestort in de kernen indien geen centraal reservoir zou zijn verondersteld.

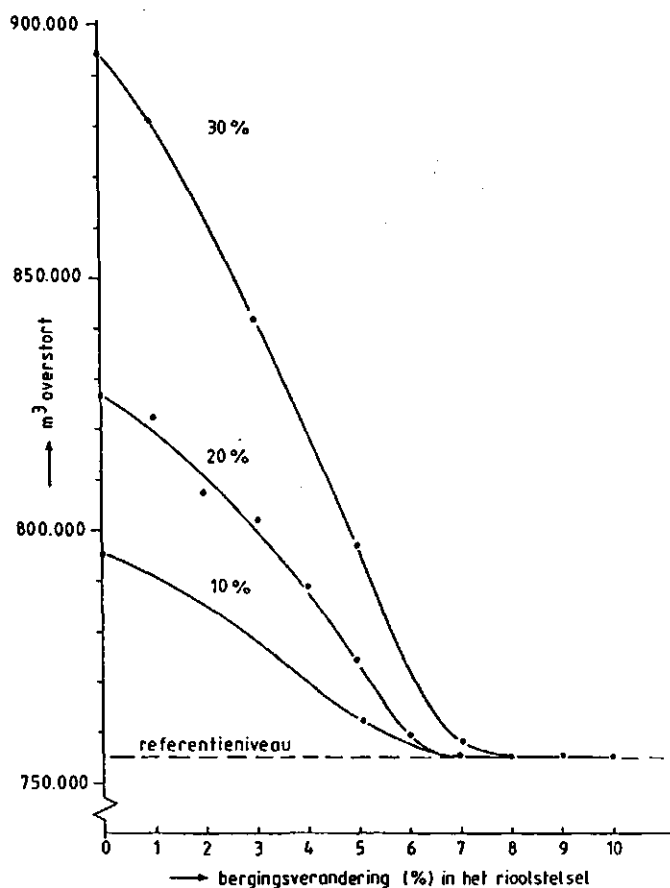
reductie Bath (%)	Σ surplus (m ³)	grootste reservoir (m ³)	2e reservoir (m ³)	3e reservoir (m ³)
5	65513	8300	4741	4415
10	219681	26426	15474	13447
15	404758	52880	32203	23536
20	634873	81372	49195	34162

Tabel 14. Surplus en reservoirgroottes zonder reductie van pompcapaciteiten.

Uit de tabel blijkt, dat het grootste reservoir er nogal uitspringt. Dit reservoir correspondeert met de neerslaggebeurtenis van 7 september 1984. Er viel tijdens die gebeurtenis gemiddeld 85,7 mm in 96 uur (zie tabel 1); een zeer extreme gebeurtenis met een herhalingsstijd van ongeveer éénmaal per 60 jaar*. Als gewenste reservoirgrootte zal in het vervolg het op één na grootste reservoir genomen worden. Dit betekent dat alle neerslaggebeurtenissen door het reservoir verwerkt kunnen worden, behalve de genoemde extreme gebeurtenis. Indien geen reductie van de beoogde pompcapaciteiten wordt toegepast, is volgens tabel 14 een additionele berging van 49195 m³ nodig om 20% reductie van de hydraulische capaciteit van Bath te kunnen realiseren. Dit is een weinig aantrekkelijk resultaat.

Scenario 1 is doorgerekend met reductie van pompcapaciteiten: 0, 5, 10, 15 en 20% en reductie van de hydraulische capaciteit van Bath: 0, 5, 10, 15 en 20%, hetgeen in het totaal 25 combinaties oplevert. Bij het zoeken naar een geschikte drempelwaarde voor het percentage bergingsverandering in één tijdstap, die minimaal nodig is voordat de pompcapaciteit wordt gewijzigd, bleken de uitkomsten van het model gevoelig voor de keuze van een drempelwaarde. Dit blijkt uit figuur 19.

* Deze herhalingsstijd is geschat met behulp van [5], figuur 8.4 en een aangenomen gebiedsreductie factor van 0,9. De herhalingsstijden van de andere neerslaggebeurtenissen liggen beduidend lager.



Figuur 19. Totale hoeveelheid overstortend water (m³) en percentage bergingsverandering voor reducties van de beoogde pompcapaciteiten van 10, 20 en 30%.

Bij een drempelwaarde van 0% blijkt de totale hoeveelheid overstortend water flink boven de waarde van referentiescenario A te liggen, terwijl bij een bergingsdrempel van 7% of meer er geen significante toename van de totale hoeveelheid overstortend water is. Ook de grootte van het benodigde centrale reservoir is gevoelig voor deze drempelwaarde. Zo leidt, bij een veronderstelde reductie van 20% van zowel de hydraulische capaciteit van Bath als van de beoogde pompcapaciteiten, een drempelwaarde van respectievelijk 0, 5 en 10% tot reservoirgroottes van respectievelijk circa 19000 m³, 31500 m³ en 49000 m³. Gekozen is voor een drempelwaarde van 5% als compromis. Bij een lagere drempel neemt de extra hoeveelheid overstortend water sterk toe en bij een hogere drempel zullen kernen in toenemende mate hieraan niet meer kunnen voldoen en dus nooit kunnen reduceren. De resultaten van de simulatie van scenario 1 met een drempelwaarde van 5% staan samengevat in tabel 15. De resultaten van de simulatie van scenario 1 met drempelwaarden, kleiner dan 5%, zijn opgenomen in bijlage 5.

Uit deze tabel blijkt, dat reductie van de beoogde pompcapaciteit altijd leidt tot enige toename van de hoeveelheden overstortend water en het aantal overstortingen ten opzichte van de referentiesituatie A. Echter het scenario blijft ver verwijderd van de resultaten van referentiescenario B voor overeenkomstige reducties te Bath en dit betekent dat er sprake is van effectieve sturing. Bovendien blijkt dat met toenemende reductie van de beoogde pompcapaciteit de vereiste grootte van het reservoir weliswaar afneemt, maar toch aanzienlijk van omvang blijft voor de hogere reducties van de hydraulische capaciteit van de rwzi.

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
5	4741	4266	4137	4007	3878
10	15474	12533	12198	11968	11838
15	32203	27456	22761	20589	20175
20	49195	44929	40369	36098	31448
Σ overgestort (m ³)	754743	759088	763597	768195	774072
aantal overstortingen	193	195	195	198	198

Tabel 15. Resultaten van scenario 1.

Indien men toename van het aantal overstortingen onaanvaardbaar vindt, mag de reductie van pompcapaciteiten pas plaats vinden nadat (binnen één gebeurtenis) overstorting heeft plaatsgevonden. Deze variant van scenario 1, wederom voor een drempel van 5%, is doorgerekend en het resultaat wijst uit dat de benodigde extra berging niet significant verschilt van de in tabel 14 vermelde waarden, waarbij de pompcapaciteiten niet worden gereduceerd.

9.3.3 toetsing van scenario 2

In scenario 2 kunnen alleen de capaciteiten van de injecterende gemalen met uitzondering van SNC, IHM en Bosbad Hoeven gereduceerd worden. Dit zijn 16 gemalen (zie figuur 10). De gemalen die water in het rioolstelsel van een andere kern lozen, de secundaire gemalen, blijven op 100% staan. Er is dus geen sprake van "volggemalen".

Zodra de aanvoer vanuit de kernen de hydraulische capaciteit van de rwzi overschrijdt, zullen de capaciteiten van de injecterende gemalen successievelijk worden gereduceerd op basis van het hoogste percentage nog beschikbare berging. De aanpassingen tijdens een tijdstap van 30 minuten gaan door totdat de gereduceerde aanvoer op de rwzi voldoet aan de gestelde hydraulische capaciteit van de rwzi. In geval de bergingen van de bij injecterende gemalen aangesloten rioolstelsels allemaal gevuld zijn en dus overall overstorting plaatsvindt of een overstorting begint, loopt de volgorde waarin de resterende capaciteiten van de injecterende gemalen moeten worden gereduceerd, van onder naar boven volgens figuur 10. Indien de opgegeven reductie van pompcapaciteiten kleiner is dan de opgegeven reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi zal in principe een additioneel centraal reservoir nodig zijn. Voor de gekozen grootte van dit reservoir geldt hetzelfde als voor scenario 1, namelijk dat hiervoor telkens het op één na grootste noodzakelijke reservoir wordt genomen.

Ook dit scenario is weer doorgerekend met waarden 0, 5, 10, 15 en 20% reductie van respectievelijk de hydraulische capaciteit van de rwzi en de capaciteit van de injecterende gemalen. Voor dit scenario zijn, in tegenstelling tot scenario 1, de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstortingen tevens een functie van de reductie van hydraulische capaciteit van de rwzi. De resultaten staan samengevat in de tabel 16.

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	-	-	-	-	-
5	4741	-	-	-	-
10	15474	5521	-	-	-
15	32203	18440	6324	-	-
20	49195	35811	21885	7619	-

Tabel 16.1

reductie Bath (%)	totale hoeveelheid overstort (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	754743	754743	754743	754743	754743
5	754743	778430	775207	776171	776528
10	754743	795288	830936	821233	819609
15	754743	798866	846720	891534	890526
20	754743	800332	851948	911154	967550

Tabel 16.2

reductie Bath (%)	totaal aantal overstortingen bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	193	193	193	193	193
5	193	196	197	198	196
10	193	198	201	204	206
15	193	198	204	209	208
20	193	199	204	211	212

Tabel 16.3

Tabel 16. Resultaten van scenario 2.

De tabel kan men bijvoorbeeld als volgt lezen:

- veronderstel een reservoir van 6500 m³ en een reductie van de capaciteit van de injecterende gemalen met maximaal 10%;
- uit tabel 16.1 blijkt dan een reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi van 15% haalbaar;
- uit tabel 16.2 blijkt dat dit een toename van de totale hoeveelheid overstortend water van 754743 m³ naar 846720 m³ tot gevolg heeft;
- uit tabel 16.3 blijkt dat het aantal overstortingen zal toenemen van 193 naar 204.

In dit scenario is geen centrale berging noodzakelijk, indien het reductiepercentage van de injecterende gemalen groter is dan het reductiepercentage van de rwzi. Uit de tabel blijkt dat elke samengestelde reductie van de capaciteit van de injecterende gemalen en van de hydraulische capaciteit van de rwzi leidt tot een toename van de hoeveelheid overgestort water en het aantal overstortingen ten opzichte van referentiescenario A. Vergelijkt men die resultaten van tabel 16, waarvoor geen centrale berging nodig is, met de resultaten van het referentiescenario B van tabel 13, dan blijkt dat het effect van sturing niet erg groot is.

scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten

In deze variant van scenario 2 worden de pompcapaciteiten van de injecterende gemalen verhoogd tot 120% van hun beoogde maximale pompcapaciteit. Daarbij is aangenomen dat de pompcapaciteit van 120% bij dezelfde vulling van de berging van het rioolstelsel kan gaan aanvangen als bij de oorspronkelijke 100% pompcapaciteit. De pompcapaciteiten kunnen indien noodzakelijk gereduceerd worden met 0, 5, 10, 15 en 20% onder de beoogde maximale pompcapaci-

teit. De gemalen die water in het rioolstelsel van een andere kern lozen; de secundaire gemalen, blijven op 100% staan en kunnen ook niet gereduceerd worden.

Ook indien er een overstorting optreedt in een op een injecterend gemaal aangesloten rioolstelsel, zal dit gemaal met 120% capaciteit blijven pompen en zal pas worden gereduceerd indien de aangesloten kern volgens scenario 2 aan de beurt is*. De resultaten van scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten staan vermeld in tabel 17. Uit deze tabel blijkt, dat deze variant in de meeste gevallen een iets gunstiger resultaat geeft dan scenario 2, volgens tabel 15. Men bedenke dat bij deze versie van scenario 2 er altijd gestuurd moet worden, ook indien er geen reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi gewenst is. Dit verklaart waarom de waarden van de eerste rij en eerste kolom van tabel 17.2 en 17.3 niet constant zijn. Dit in tegenstelling tot de waarden in de tabellen 16.2 en 16.3.

reductie Bath %	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	-	-	-	-	-
5	4741	-	-	-	-
10	16216	5521	-	-	-
15	32196	18551	6324	-	-
20	49310	36372	22407	7598	-

Tabel 17.1

reductie Bath %	totale hoeveelheid overstort (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	717835	719405	699219	695212	691908
5	732452	763403	773418	754205	740915
10	738202	777958	819762	834707	822150
15	740324	783383	831448	883191	901466
20	742700	785782	836014	897528	964186

Tabel 17.2

reductie Bath %	totaal aantal overstortingen bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	184	185	186	186	184
5	185	190	192	196	198
10	187	193	197	202	199
15	187	193	197	207	205
20	187	193	198	208	209

Tabel 17.3

Tabel 17. Resultaten van scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten.

De waarden bij 0% reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi geven aan dat 20% verhoging van de pompcapaciteiten in combinatie met sturing volgens scenario 2 in het gunstigste geval resulteert in 691908 m³ overstortend water en 184 overstortingen, dit is resp. 8% en 5% lager dan het niveau van referentiescenario A. Dit is uiteraard een logisch gevolg van het verhogen van de pompovercapaciteit.

* Een andere mogelijkheid zou zijn om bij overstorting een gemaal terug te schakelen van 120% naar 100%, ongeacht het feit of dit gemaal al aan de beurt is om gereduceerd te worden. Dit zou leiden tot verhoging van de hoeveelheden overgestort water en tot een lichte verlaging of gelijk blijven van het aantal overstortingen ten opzichte van de hier gekozen procedure.

9.3.4 toetsing van scenario 3

Scenario 3 is een combinatie van scenario 1 en 2. Er is echter geen additionele berging. Eerst wordt volgens scenario 1 bekeken of het mogelijk is om de capaciteit van gemalen te reduceren. Zodra de hydraulische capaciteit van de rwzi wordt overschreden, treedt ook scenario 2 in werking. Daar er nu geen additionele berging beschikbaar is, dient de reductiefactor van de pompcapaciteiten (0, 5, 10, 15 en 20%) nu altijd minimaal gelijk te zijn aan de reductiefactor van de hydraulische capaciteit (0, 5, 10, 15 en 20%) van de rwzi. Deze combinaties leveren 15 mogelijkheden op. De resultaten staan vermeld in tabel 18.

In tegenstelling tot wat verwacht zou worden, levert scenario 3 voor de meeste combinaties een slechter resultaat op dan scenario 2 (tabel 16). De oorzaak moet gezocht worden in het feit dat in scenario 3 pompen gereduceerd kunnen worden (volgens het scenario 1 principe) voordat dit noodzakelijk is. Daarom is scenario 3 ook nog eens doorgererekend volgens de ook al bij scenario 1 vermelde variant met pompreducties op basis van bergingstoe-namen na een overstorting. Dit leidde nauwelijks tot een verbetering van de resultaten van scenario 3. Geconcludeerd moet worden dat een combinatie van scenario 1 en 2 niet zinvol is.

reductie Bath %	totale hoeveelheid overstort (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	754743	759088	763597	768195	774261
5		799515	780883	785850	791688
10			832852	824776	834081
15				891233	895974
20					969771

Tabel 18.1

reductie Bath (%)	totale aantal overstortingen bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
0	193	195	195	197	198
5		198	197	200	200
10			203	207	208
15				211	215
20					215

Tabel 18.2

Tabel 18. Resultaten van scenario 3.

9.4 Analyse en discussie

effect per afzonderlijke neerslaggebeurtenis

Bij het beschouwen van de effecten van sturing is het effect per afzonderlijke neerslaggebeurtenis buiten beschouwing gebleven. Tabel 19 geeft een indruk van het effect van sturing op de hoeveelheid overstortend water per neerslaggebeurtenis, voor verschillende scenario's. De gebeurtenissen zijn verdeeld in zomer- en wintergebeurtenissen.

zomer					
startdatum	ref A	scen 1	scen 2	scen 2, 120%	ref B
24-07-'83	53813	58559	62543	62633	63442
06-05-'84	549	549	4427	4178	5002
19-05-'84	2966	2966	7375	7239	8276
21-05-'84	32603	32603	45712	45997	47363
28-05-'84	0	0	0	0	0
03-06-'84	0	0	0	0	0
09-07-'84	122	122	122	94	154
10-07-'84	132511	132816	140961	140712	144607
13-07-'84	0	0	0	0	0
14-07-'84	364	364	364	364	364
07-09-'84	200534	209170	266906	265139	279129
14-09-'84	14480	15088	23111	22975	25726
09-06-'85	210	210	210	210	210
26-07-'85	1077	1077	1077	902	1427
14-08-'85	0	0	0	0	0
16-08-'85	16727	18140	24718	23711	28080
03-09-'85	10663	10704	12544	12674	13796

winter					
startdatum	ref A	scen 1	scen 2	scen 2, 120%	ref B
25-11-'83	45341	48003	71114	72297	76795
06-02-'84	5060	5135	5365	4869	6292
27-03-'84	69	69	69	69	69
30-09-'84	0	0	0	0	0
19-10-'84	11402	11436	20100	19842	21175
22-10-'84	13061	13197	20423	21374	22473
24-10-'84	71290	71290	74842	74258	75794
22-11-'84	0	0	0	0	0
25-01-'85	207	207	3029	3029	3134
26-03-'85	14509	14611	23554	23451	26254
06-04-'85	110671	110671	120308	119672	121750
11-04-'85	9340	9340	23070	22720	25498
07-10-'85	7174	7747	15606	15778	16590

Tabel 19. Totale hoeveelheden overgestort water (m³) per neerslaggebeurtenis bij 20% reductie van de rwzi Bath en de injecterende gemalen.

Bij deze tabel kan een aantal opmerkingen gemaakt worden:

- bij 10 neerslaggebeurtenissen (7 in de zomer, 3 in de winter) treedt bij referentie B geen of zeer weinig (< 500 m³) overstorting op. Sturing heeft geen enkel of een verwaarloosbaar effect;
- de toename van de hoeveelheden overstortend water bij referentie B volgens scenario 2 wordt veroorzaakt door 20 gebeurtenissen (10 in de zomer, 10 in de winter);
- 60% (443716 m³) van de hoeveelheid overstortend water in het referentie-scenario A is afkomstig van slechts 3 neerslaggebeurtenissen (2 in de zomer, 1 in de winter);
- de 19 gebeurtenissen, verantwoordelijk voor de overstortingen van referentie A (> 500 m³), hebben voor de 25 kernen met een gemengd stelsel geleid tot 186 van de 193 overstortingen, dus gemiddeld 7 à 8 overstortingen per kern.

Om op grond van tabel 19 een indruk te krijgen van de significantie van de toename van de hoeveelheid overstortend water ten opzichte van referentie A en de afname van de hoeveelheid overstortend water ten opzichte van referentie B is voor scenario 2 en scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten (scenario 2, 120%) berekend:

- T ($m^3 \cdot 10^3$), de totale toename van de hoeveelheid overstortend water ten opzichte van referentie A met standaardafwijking σ_t ($m^3 \cdot 10^3$);
- QT , het quotiënt van de gemiddelde hoeveelheid overstortend water per neerslaggebeurtenis voor elk scenario en referentie A, met standaardafwijking σ_{qt} ;
- A ($m^3 \cdot 10^3$), de totale afname van de hoeveelheid overstortend water ten opzichte van referentie B met standaardafwijking σ_a ($m^3 \cdot 10^3$);
- QA , het quotiënt van de gemiddelde hoeveelheid overstortend water per neerslaggebeurtenis voor elk scenario en referentie B, met standaardafwijking σ_{qa} .

Voor de berekeningswijze wordt verwezen naar bijlage 5. De resultaten staan vermeld in tabel 20.

	scenario 2	scenario 2, 120%
T	212,8	209,4
σ_t	69,3	68,2
QT	1,282	1,272
σ_{qt}	0,062	0,061

Tabel 20.1 Toename ten opzichte van referentie A.

	scenario 2	scenario 2, 120%
A	45,9	49,2
σ_a	13,4	14,8
QA	0,955	0,951
σ_{qa}	0,007	0,014

Tabel 20.2 Afname ten opzichte van referentie B.

Tabel 20. Toename respectievelijk afname van de hoeveelheid overstortend water ten opzichte van referentie A respectievelijk B.

T en σ_t (en ook A en σ_a) worden sterk beïnvloed door de extreme neerslaggebeurtenis van 07-09-'84. Deze draagt voor ongeveer één derde bij aan de toename van de totale hoeveelheid overstortend water. Laat men deze gebeurtenis weg dan wordt voor scenario 2 $T=146,4 \cdot 10^3 m^3$ met $\sigma_t=32,2 \cdot 10^3 m^3$ en $A=34,8 \cdot 10^3 m^3$ met $\sigma_a=7,6 \cdot 10^3 m^3$.

De invloed van de neerslaggebeurtenis van 07-09-'84 op de waarde van QT en σ_{qt} (en ook van QA en σ_{qa}) is veel geringer. Laat men deze neerslaggebeurtenis weg dan wordt voor scenario 2 $QT=1,264$ en $QA=0,954$. Een sterkere invloed op het quotiënt hebben de neerslaggebeurtenissen van 10-07-'84 en 06-04-'85, waarvoor bij weglating geldt resp. $QT=1,328$ en $QT=1,315$, terwijl dan voor QA geldt resp. $QA=0,951$ en $QA=0,950$.

Uit het bovenstaande volgt dat de toename van de hoeveelheden overstortend water voor scenario 2 en scenario 2, 120% ten opzichte van referentie A significant is, evenals de afname ten opzichte van referentie B. Hieruit kan geconcludeerd worden dat, indien men het onderzoek zou herhalen met hetzelfde aantal en op dezelfde wijze geselecteerde neerslaggebeurtenissen, toename respectievelijk afname van de hoeveelheden overstortend water bij sturing ten opzichte van referentie A respectievelijk referentie B met grote waarschijnlijkheid weer significant zullen zijn.

Monte-Carlo simulatie

Om de gevoeligheid van de modeluitkomsten voor variaties in de neerslag-component te bepalen, is een aantal van de berekeningen als Monte-Carlo simulatie met een exponentieel verdeelde factor herhaald. De gesimuleerde neerslag per kern en per half uur bestaat uit een deterministische (de met behulp van kriging verkregen neerslaghoogte) en een stochastische component (een exponentieel verdeelde factor):

$$P_{\text{model}} = (-\ln u) * P_{\text{kri}} \quad (12)$$

P_{model} - modelneerslag (mm/30 min)

P_{kri} - door middel van kriging verkregen neerslag (mm/30 min)

u - random getal tussen 0 en 1 (uniforme verdeling, de factor $(-\ln u)$ is dan een random getal met exponentiële verdeling)

De bedoeling van deze aanpak is om de neerslagvariabiliteit te vergroten. Deze grotere variabiliteit komt tot uitdrukking in een grotere dispersievariantie. Met de exponentieel verdeelde factor komt de dispersievariantie van de gesimuleerde neerslag in de buurt van de dispersievariantie van de werkelijke neerslag. Het gebruik van alleen maar een uniforme verdeling leidt tot een te geringe toename van de dispersievariantie van de, uit de geschatte neerslag, gesimuleerde neerslag. De dispersievariantie van de werkelijke neerslag is namelijk ruim tweemaal zo groot is als die van de geschatte neerslag, zie bijlage 2. Het gebruikte Monte-Carlo model kent overigens ook een belangrijk neveneffect. Dit wordt nader toegelicht in bijlage 5. Dit neveneffect veroorzaakt een toename van de hoeveelheden overgestort water en het aantal overstortingen voor de referentiescenario's en de overige scenario's. In tabel 21 staan de resultaten vermeld. Voor referentie B, scenario 1 en scenario 2 is daarbij gekozen voor een reductie van 20% van de pompcapaciteiten en van de hydraulische capaciteit van de rwzi. Elke simulatie werd dertig maal herhaald. De totale hoeveelheid neerslag per simulatie over dertig buien blijft daarbij nagenoeg ongewijzigd. Bij scenario 1 hoort ook nog een additioneel reservoir, voor de grootte hiervan geldt: $\bar{X} = 20792$ (m³), $S = 2074$ (m³), $cv = 10$ %.

	hoeveelheid overgestort (m ³)			aantal overstortingen (-)		
	\bar{X}	S	cv(%)	\bar{X}	S	cv(%)
referentie A	1083337	115161	11	227	8,0	4
referentie B	1272045	132978	10	259	8,9	3
scenario 1	1117652	117597	11	232	7,3	3
scenario 2	1273960	129785	10	243	9,3	4

Tabel 21. Resultaten van de Monte-Carlo simulatie.

\bar{X} : gemiddelde

S : standaardafwijking

cv: variatiecoëfficiënt

Uit de resultaten kunnen de volgende conclusies getrokken worden:

- absoluut gezien neemt de hoeveelheid overgestort water en het aantal overstortingen voor de beschouwde scenario's fors toe. Het gebruik van een exponentiële verdeling leidt namelijk tot uitschieters naar boven. Aangezien een overstorting beschouwd kan worden als een "peak-over-thres-

hold"-gebeurtenis, valt in te zien dat een toename van het aantal uitschieters een toename van het aantal drempeloverschrijdingen en dus een toename van de hoeveelheden overstortend water en het aantal overstortingen veroorzaakt;

- de verhouding tussen de verschillende scenario's blijft gelijk;
- de relatieve toename van de hoeveelheid overgestort water ten opzichte van de totale hoeveelheid neerslag (ongeveer 6 miljoen m³) is niet zo groot;
- de grootte van het additionele reservoir in scenario 1 gaat als gevolg van de toename van de hoeveelheid overstortend water flink omlaag, van 31448 naar 20792 m³;
- scenario 1 levert overstorthoeveelheden op die tussen referentie A en referentie B in liggen en kan als effectief worden beschouwd;
- scenario 2 levert overstorthoeveelheden op die dicht bij referentie B liggen en moet als weinig effectief worden beschouwd;
- beide scenario's hebben een gunstig effect op het aantal overstortingen ten opzichte van referentie B.

Roosendaal en SNC verwisseld

In hoeverre wordt het perspectief op reductie negatief beïnvloed door het feit dat de twee grootste kernen, Bergen op Zoom en Roosendaal slechts 12 km uit elkaar liggen? Om deze vraag te beantwoorden, is scenario 2 doorgerekend met Roosendaal en SNC van plaats verwisseld (zie figuur 3 en 10). Hierdoor wordt de afstand Bergen op Zoom - Roosendaal vergroot tot circa 35 km. Het verwisselen houdt in dat Roosendaal voor de dertig neerslaggebeurtenissen de geschatte neerslag voor SNC krijgt toegewezen. Voor SNC dat een constant verondersteld debiet heeft, heeft deze ingreep geen gevolgen. De verwisseling leidt overigens ook tot nieuwe referenties. Scenario 2 is doorgerekend voor overeenkomstige reductie van pompcapaciteiten en de hydraulische capaciteit van de rwzi. De resultaten staan vermeld in tabel 22.

totale hoeveelheid overgestort water (m ³)		
reductie Bath (%)	referentie B	scenario 2
0	770689	770689
5	820302	791076
10	871701	835232
15	931842	885112
20	1009662	954680

Tabel 22.1

aantal overstortingen		
reductie Bath (%)	referentie B	scenario 2
0	191	191
5	198	194
10	201	199
15	210	206
20	218	209

Tabel 22.2

Tabel 22. Resultaten van scenario 2, met Roosendaal en SNC verwisseld.

Uit deze tabel blijkt dat de resultaten van referentie B en scenario 2 zo op het eerste gezicht niet veel afwijken van de oorspronkelijke resultaten (zie tabel 13 en 16). Ter vergelijking is in tabel 23 voor een overeenkomstige reductie van pompcapaciteiten en hydraulische capaciteit van de rwzi van 20%, het percentage toename van de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstortingen ten opzichte van referentie A voor beide situaties weergegeven.

	juiste ligging		SNC en Roosendaal verwisseld	
	referentie B	scenario 2	referentie B	scenario 2
toename hoeveelheid overgestort (%)	34	28	31	24
toename aantal overstortingen (%)	15	10	14	8

Tabel 23. Vergelijking van resultaten met SNC en Roosendaal verwisseld ten opzichte van de oorspronkelijke resultaten.

Uit deze tabel kan men concluderen dat het dicht bij elkaar liggen van Roosendaal en Bergen op Zoom het perspectief op reductie en het effect van sturing slechts in zeer geringe mate negatief beïnvloedt.

Effect van grote reductie van pompcapaciteiten

In deze studie is steeds een maximale reductie van de pompcapaciteit van de gemalen van 20% aangehouden. Om te onderzoeken of een grotere reductie een positief effect op de resultaten heeft, zijn scenario 1, scenario 2 en scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten (120%) ook doorgerkend voor reducties van pompcapaciteiten van 20 t/m 100% (100% reductie betekent: uitzetten van een pomp). In tabel 24 staan de resultaten hiervan vermeld voor een reductie van de rwzi Bath van 20%.

reductie pomp capaciteiten (%)	scenario 1		scenario 2		scenario 2 met 120%	
	hoeveelheid overgestort (m ³)	aantal overstortingen	hoeveelheid overgestort (m ³)	aantal overstortingen	hoeveelheid overgestort (m ³)	aantal overstortingen
20	774261	198	967550	212	964186	209
40	826571	203	967286	231	970953	225
60	1051758	221	949785	248	978813	238
80	1610842	253	978488	250	993337	256
100	2634333	366	969557	263	995257	275

Tabel 24. Resultaten van scenario 2 en scenario 2 met 120% pompcapaciteiten voor reducties van pompen van 20-100%.

Voor scenario 1 resulteert een reductie van 20% bovendien in een bijbehorend reservoir van 31448 m³, reducties van 40-100% resulteren in reservoirgroottes die liggen tussen 22.000 en 23.000 m³. Uit deze tabel kan geconcludeerd worden dat bij grote reductie van pompcapaciteiten de resultaten van scenario 1 aanzienlijk verslechteren. Voor scenario 2 en scenario 2 met verhoogde pompcapaciteiten is het effect van grote reductie van pompcapaciteiten op de hoeveelheid overstortend water gering, het aantal overstortingen neemt echter sterk toe bij grotere reductie van pompcapaciteiten.

9.5 Conclusies

Uit de resultaten en de analyse ervan kunnen de volgende conclusies getrokken worden:

- sturing heeft op 10 van de 30 neerslaggebeurtenissen geen enkel of een verwaarloosbaar effect, terwijl meer dan de helft van de hoeveelheid overstortend water afkomstig is van slechts 3 neerslaggebeurtenissen;
- reductie van de hydraulische capaciteit van de rwzi Bath leidt bij gebruik van de beschreven scenario's tot verhoging van de hoeveelheden overgestort water en het totaal aantal overstortingen;
- deze verhogingen kunnen worden beperkt door gebruik te maken van een additionele berging en enigszins door verhoging van de capaciteit van de injecterende gemalen in het geval van scenario 2;
- de Monte-Carlo simulatie met exponentieel verdeelde factor leidt tot grotere hoeveelheden overstortend water en een hoger aantal overstortingen ten opzichte van de resultaten van hoofdstuk 9.3, maar leidt tot dezelfde conclusies voor de sturingsscenario's;
- het perspectief op reductie wordt nauwelijks beïnvloed door het feit dat de twee grootste kernen, Bergen op Zoom en Roosendaal, relatief dicht bij elkaar liggen;
- het toepassen van grotere reducties dan 20% op de pompcapaciteiten leidt niet tot verbetering van de resultaten.

Voor de sturingsscenario's kan geconcludeerd worden:

- scenario 1 resulteert in de geringste toename van het aantal overstortingen en de hoeveelheid overstortend water, maar maakt een (fors) additioneel reservoir noodzakelijk;
- scenario 2, gebaseerd op benutting van de beschikbare berging in de rioolstelsels, veroorzaakt toch een relatief grote toename van de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstortingen. Verhoging van de capaciteit van de injecterende gemalen verbetert de resultaten enigszins;
- scenario 3, de combinatie van scenario 1 en 2, levert geen betere resultaten dan scenario 2 en is daarom niet zinvol. Pogingen om significant betere resultaten te verkrijgen door nog andere varianten en combinaties van scenario's door te rekenen, leidden niet tot het gewenste resultaat.

10 EVALUATIE EN CONCLUSIES

10.1 Evaluatie

De modelbenadering van het AWP-stelsel "West-Brabant" met behulp van waterbalansen over tijdstappen van dertig minuten, per kern en voor het gehele AWP-stelsel, leidt tot een bevredigende aanpak.

Wat de calibratie van de afzonderlijke kernen betreft, kan opgemerkt worden dat het waterbalansmodel in principe drie nader te bepalen parameters kent: de initiële verliezen, de afvoercoëfficiënt en de vertraging ten gevolge van de stroming naar en in het rioolstelsel. In werkelijkheid echter kan het aantal onbekenden groter zijn: ook het verhard oppervlak, de berging in het rioolstelsel, de dwa en de vullingsgraad van de berging, waarbij eventuele toerentalveranderingen van de pompen plaatsvinden, dienen soms nader bepaald te worden. Met name de afvoercoëfficiënt bleek een moeilijk te calibreren grootheid te zijn waarvan de waarden voor verschillende neerslaggebeurtenissen relatief sterk uiteen liepen.

De verschillen tussen gesimuleerde en gemeten afvoeren van een afzonderlijke kern kunnen soms behoorlijk oplopen. Deze verschillen blijken echter redelijk uit te middelen voor het totale AWP-stelsel, vooral voor wat betreft het simuleren van piekaanvoeren op de rwzi. Een probleem vormt daarbij het regelmatig voorkomend afwijkend pompedrag in de twee grootste kernen, Bergen op Zoom en Roosendaal, waarvoor gecorrigeerd moest worden. De gesommeerde totale aanvoer werd door het model voor dertig neerslaggebeurtenissen met 7 procent onderschat. Hiervoor is geen afdoende verklaring gevonden.

Het is goed mogelijk gebleken om een drietal sturingsscenario's in het computerprogramma van het waterbalansmodel in te bouwen. Het effect van deze scenario's werd gekwantificeerd met behulp van twee referentieniveaus die respectievelijk een ondergrens en een bovengrens aangaven met betrekking tot de hoeveelheden overstortend water en het aantal overstortingen. Model en werkelijkheid werden daarbij verondersteld dezelfde gevoeligheid voor ingrepen te hebben. De effecten op afzonderlijke kernen bleven buiten beschouwing. Uitgangspunt bij sturing was de berekende bergingstoestand of bergingsverandering in de rioolstelsels. Het opstellen van een éénduidige en consistente relatie tussen berekende berging van het rioolstelsel en het gemeten kelderpeil van het gemeal bleek niet mogelijk te zijn.

De resultaten van de modelberekeningen tonen aan dat voor het AWP-stelsel "West-Brabant" geen hoge verwachtingen gewekt mogen worden van sturing voor zover deze dient om neerslagspreiding om te zetten in een geringere capaciteit van de rwzi Bath. Bij deze conclusie kan een aantal kanttekeningen geplaatst worden:

- de gebruikte interpolatietechniek ter bepaling van de neerslag op elke kern leidt tot onderschatting van de werkelijk opgetreden neerslagvariatie. Door toepassing van Monte-Carlo simulatie met een exponentieel verdeelde factor, kan de dispersievariantie van de gesimuleerde neerslag ongeveer gelijk gemaakt worden aan de dispersievariantie van de gemeten neerslag. Dit leidt echter niet tot andere conclusies met betrekking tot de sturingsscenario's;
- het gebruik van een tijdstap van 30 minuten betekent dat neerslagvariatie binnen dit tijdsinterval verwaarloosd wordt, terwijl in de praktijk sturingssystemen vaak als real-time systemen worden uitgevoerd, waarbij nauwelijks beperkingen in grootte van de tijdstap aanwezig zijn. Men

dient echter te bedenken dat bij sturing in het model de waterbalansberekeningen recursief worden uitgevoerd, dit komt in feite overeen met een half uur "vooruitkijken". In de praktijk zal men daarom nooit zo effectief kunnen sturen als in het model, ook al beschikt men over een real-time systeem;

- de overdraagbaarheid van de resultaten van dit onderzoek naar andere regionale AWT-stelsels wordt mede beïnvloed door ligging en grootte van de in het verzorgingsgebied gesitueerde kernen. Gebleken is echter dat de geringe afstand tussen Bergen op Zoom en Roosendaal het perspectief op reductie slechts in geringe mate verslechtert;
- het is niet uitgesloten dat verfijndere of andere scenario's de mogelijkheden van reductie onder de gestelde randvoorwaarden verbeteren. De vele in dit onderzoek onderzochte varianten, zoals bijvoorbeeld het gebruik van grotere reducties van de pompcapaciteiten, wijzen erop dat dit echter niet erg waarschijnlijk is.

10.2 Conclusies

Conclusie met betrekking tot de voorwaarden en uitgangspunten van het onderzoek:

- de modelbenadering van het AWP-stelsel "West-Brabant" met behulp van waterbalansen heeft tot een bevredigende aanpak geleid.

Conclusies met betrekking tot de reductiemogelijkheden van de hydraulische capaciteit van de rwzi Bath:

- de hydraulische capaciteit van de rwzi moet bij het huidige beheer zonder sturing gelijk zijn aan de som van de capaciteit van de injecterende gemalen. Neerslagvariabiliteit binnen het AWP-gebied leidt op zichzelf niet tot een reductie van de hydraulische piekbelasting van de rwzi;
- sturingsscenario 1 (zie 9.3.2.) kan als een effectief scenario worden beschouwd om de capaciteit van de rwzi te reduceren. Dit vraagt wel een additioneel bergingsreservoir;
- sturingsscenario 2 (zie 9.3.3.) werkt relatief minder effectief en blijkt op grond van dit onderzoek voor grotere reducties niet bruikbaar;
- sturingsscenario 3 (zie 9.3.4) is niet zinvol.

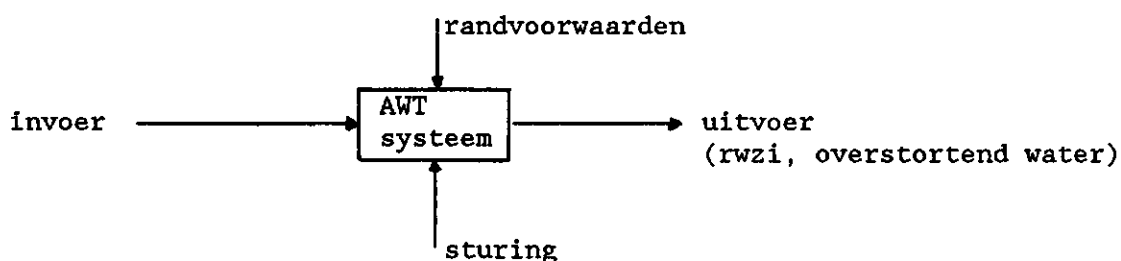
11 ALGEMENER TOEPASSING VAN DE RESULTATEN VAN HET ONDERZOEK EN AANBEVELINGEN

11.1 Vraagstellingsprocedure

In hoofdstuk 2 is reeds vermeld dat het aantal regionale AWT-stelsels in ons land aanzienlijk is en nog zal toenemen. Het is van belang aandacht te besteden aan een tweetal vragen:

- in hoeverre gelden de resultaten van dit onderzoek ook voor andere regionale AWT-stelsels;
- is de gekozen aanpak van het onderzoek toepasbaar op andere regionale AWT-stelsels.

Beide vragen kunnen wellicht het best beantwoord worden langs systeem-analytische weg. Uitgegaan wordt hier van figuur 20, welke op een eenvoudige wijze aangeeft om welke relaties het gaat bij het onderzoek van een regionaal AWT-stelsel.



Figuur 20. Eenvoudige systeem-analytische weergave van het transportproces in een regionaal AWT-stelsel.

Aan de hand van figuur 20 is de beantwoording van de vraag over de overdraagbaarheid van de resultaten van het AWT-stelsel "West-Brabant" naar een ander regionaal AWT-stelsel op te zetten.

De vijf begrippen in figuur 20 kunnen op onderdelen worden uitgesplitst, toegesneden op de vraagstelling. Op deze wijze ontstaat een lijst van aandachtspunten, welke kan worden nagelopen bij vergelijking van de regionale AWT-stelsels. Op grond van de uitkomst van deze deels kwalitatieve vergelijking kan een uitspraak worden gedaan over de mate van overeenkomst en verschil in het gedrag van de regionale AWT-stelsels. Op grond van deze uitspraak wordt beslist of overdraagbaarheid van de resultaten verantwoord is, of dat apart onderzoek aan het betreffende stelsel noodzakelijk is. Indien de beslissing over de eerste vraagstelling, de overdraagbaarheid van de resultaten, negatief uitvalt, komt de tweede vraag aan de orde. De procedure, zoals voorgesteld voor de beantwoording van de eerste vraagstelling, wordt dan toegepast bij de aanpak van het onderzoek.

11.2 Aandachtspunten

Voor beide vragen wordt een lijst van aandachtspunten geformuleerd. Zo ontstaan twee lijsten, enerzijds gebaseerd op de vraagstelling en anderzijds gebaseerd op de vijf begrippen in figuur 20. Er is niet naar volledigheid gestreefd.

Aandachtspunten voor vraagstelling 1: de overdraagbaarheid van de resultaten

- Invoer : - neerslagpatroon
- treksnelheid en trekrichting van buien en fronten
- AWT-systeem : - gebiedsgrootte
- topografie
- configuratie
- hoofdstroomrichting in het systeem
- toevoerleidingen naar de rwzi: vrijvervalleidingen met of zonder bergingsmogelijkheden of persleidingen
- karakteristieken van de kernen binnen het systeem: typen rioolstelsels, verspreiding binnen het gebied, dimensies, verhard oppervlak, verhouding rwa/dwa, beschikbare berging
- Randvoorwaarden: - toegestane toename van de hoeveelheid overstortend water
- toegestane toename van het aantal overstortingen
- additionele berging beschikbaar of mogelijk
- prioriteitsstellingen
- Sturing : - centraal of decentraal
- specifieke scenario's voor het beschouwde AWT-systeem
- deel van de aanvoer dat moet worden uitgesloten van ingrepen door sturing
- Uitvoer : - vorm van de aanvoerhydrograaf op de rwzi
- locatie van de belangrijkste overstorten

Aandachtspunten voor vraagstelling 2: de overdraagbaarheid van de aanpak

- Invoer : - beschikbaarheid van juiste neerslaggegevens van een voldoende aantal gebeurtenissen
- AWT-systeem : - beschikbaarheid van voldoende basisgegevens van kernen en AWT-systeem om een model te kunnen calibreren en verifiëren
- Randvoorwaarden: - toegestane toename van de hoeveelheid overstortend water
- toegestane toename van het aantal overstortingen
- additionele berging beschikbaar of mogelijk
- prioriteitsstellingen
- Sturing : - centraal of decentraal
- formuleren van scenario's
- keuze van referentieniveau's ter beoordeling van de effecten van sturing
- deel van de aanvoer dat moet worden uitgesloten van ingrepen door sturing
- Uitvoer : - beschikbaarheid, nauwkeurigheid en tijdsinterval van uitvoergegevens voor modellering van de kernen en het AWT-stelsel

11.3 Aanbevelingen en opmerkingen

- het verdient aanbeveling de werking van reeds bestaande sturingssystemen te onderzoeken en te evalueren, met name als het gaat om de vraag in hoeverre de doelstelling van de sturing wordt bereikt en welke aspecten het bereiken van deze doelstelling in de weg staan;
- informatie over de neerslag kan verbeterd worden, indien de neerslag in of nabij de (belangrijkste) kernen en over een korter tijdsinterval wordt gemeten. De neerslag op de kernen wordt hierdoor beter bepaald waardoor een betere calibratie en verificatie van het model mogelijk is;
- men dient zich bij de opzet van een onderzoek volgens de in dit verslag besproken aanpak goed te realiseren dat zeer veel tijd en aandacht be-

- steed moet worden aan gegevensverwerking, kwaliteitscontrole van de gegevens en aan calibratie en verificatie van het waterbalansmodel;
- indien men het gebruik van een sturingssysteem overweegt, is het van groot belang om het meetsysteem ten behoeve van het inwinnen van de benodigde gegevens reeds in een vroeg stadium op moderne wijze in te richten.

12 LITERATUUR

- 01 Atkinson, B.W., 1981. Meso-scale atmospheric circulations. Academic Press, London.
- 02 Bakker, K., H.J.G. Hartong en L.A. Bentschap Knook, 1984. Computergesteunde besturing van rioolgemalen in West-Friesland-Oost (1) H₂O 17:204-208.
- 03 Bakker, K., H.J.G. Hartong en J.J.W.M. Walter, 1983. Verschillen in neerslaghoogte en de invloed op de benodigde capaciteit van rwzi's. H₂O 16: 17-21.
- 04 BKH, 1979. Nota inzake de bepaling van het ontwerpdebiet voor de afvalwaterpersleiding westelijk Noord-Brabant.
- 05 Buishand, T.A. en C.A. Velds, 1980. Neerslag en verdamping. Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, De Bilt.
- 06 Cusell, H., 1985. De weerslag van neerslag op AWP en ZI Bath. Scriptie Landbouwwuniversiteit Wageningen.
- 07 DHV, 1981. Onderzoek naar verschillen in plaatselijke neerslaghoogten. DHV, Amersfoort.
- 08 DHV, 1982. Haalbaarheidsstudie signalerings-commanderingssysteem AWP, concept studie-rapport. DHV, Amersfoort.
- 09 DHV, 1985. Deelonderzoek beoordeling van rioleringsmodellen. DHV, Amersfoort.
- 10 Dircke, P.T.M., 1985. Onderzoek naar de hydraulische belasting van de rioolwaterzuiveringsinrichting Oost te Amsterdam. Dienst Openbare Werken, Amsterdam.
- 11 Dijkhuis, L.J., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Roosendaal. Scriptie Landbouwwuniversiteit, Wageningen.
- 12 Hartong, H.J.G., C.G. Poll en J.A. van de Surink, 1985. Computergesteunde besturing van rioolgemalen in West-Friesland-Oost (2) H₂O 18: 114-118.
- 13 Hovenkamp, J., 1985. Onderzoek naar de hydraulische capaciteit van ZI-Bath. Scriptie Landbouwwuniversiteit Wageningen.
- 14 Journel, A.G. en Ch.J. Huijbregts, 1978. Mining geostatistics. Academic Press, Londen.
- 15 KNMI, 1984. Klimatologische gegevens van Nederlandse stations, No. 11. Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, De Bilt.
- 16 Koot, A.C.J., 1977. Inzameling en transport van rioolwater. Waltman, Delft.
- 17 Shearman, R.J., 1977. The speed and direction of storm rainfall patterns with reference to urban storm sewer design. Hydrological Sciences Bulletin 22(3): 421-431.
- 18 Tamminga, J.L., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Bergen op Zoom. Scriptie Landbouwwuniversiteit, Wageningen.
- 19 Ven, F.H.M. van de, 1985. From rainfall to sewer inflow; a process with consequences. Verslagen en Mededelingen No. 33, Commissie voor Hydrologisch Onderzoek TNO, Den Haag.
- 20 Waterschap Zuiveringschap Limburg, 1985. Overzicht van de zuiveringstechnische werken. Roermond.

BASISGEGEVENS AWP-STELSEL "WEST-BRABANT"*

Tabel 25 geeft informatie over de aangesloten gescheiden stelsels. Tabel 26 bevat de voor het toepassen van het waterbalansmodel relevante informatie over de 26 aangesloten gemengde stelsels. Daarnaast is er nog slibaanvoer vanuit de kernen Putte (32 m³/etm) en Ossendrecht (43m³/etm; vanaf 12-4-'85).

kern	aansluiting	debietregistratie	bedrijfscapaciteit (m ³ /h)
IHM	vanaf begin	x	445 ³
Bosbad Hoeven	vanaf begin	x ¹	95 ³
Oude Molen	15-5-'85	x ²	20

Tabel 25. Gegevens van op het AWP-stelsel "West-Brabant" aangesloten gescheiden stelsels.

- ¹ Weekgegevens, verstrekt door de Stichting Bosbad Hoeven.
- ² Via debietregistratie Fijnaart.
- ³ Volgens [3; Bijlage 4].

* bij hoofdstuk 3

sector	kern	lozing-/injectie- punt ¹	verhard opp. (ha)	aansluiting	DWA (m ³ /stm)	registratie		bergings ¹⁶ (m ³)	overstortdrempel- hoogte vóór gemeal- m + NAP
						debiet	peil toeren		
1. Shell Nederland	Shell Nederland	PS. Moerdijk	6.85 ²	v.a. begin	8214 ⁸	x ⁹		240	-1 ⁹
2. Klundert	Noordschans	rs. Klundert	1.44 ³	24-11-'83	(58) ⁷			128	
	Klundert	PS. Moerdijk	24.82 ²	24-11-'83	1012 ⁸	x	x	2488	-1,30
3. Zevenbergen	Langeweg	ok. Zevenbergen	3.45 ³	04-04-'85	(159) ⁸	x	x	280	
	Zevenbergen	PS. Moerdijk	74.21 ²	v.a. begin	2791 ⁸	x	x	5994	-1,27
PS. Moerdijk					12550 ⁸		x	9130 ¹⁷	
4. Noordhoek	Noordhoek	AWP (via pl.)	5.6 ²	v.a. begin	315 ⁸	x	x	613	-0,16 ²⁰
5. Oudenbosch	Heijningen	ok. Fijnaart	2.1 ²	19-06-'85	(76) ⁸			154	
	Fijnaart	ok. Standaardbuiten	20.0 ²	Juni '83	(838) ⁸	x	x	1885	-0,60
	Standaardbuiten	ok. Oudenbosch	14.14 ²	april '83	(440) ⁸	x	x	1207	-0,70
	Oudenbosch	AWP (via pl.)	56.1 ²	v.a. begin	3606 ⁸	x	x	4645	+0,40 ²¹
6. Hoeven	Hoeven	zijtak AWP	26.5 ²	v.a. begin	1065 ⁸	x	x	1700	+0,32 ²⁵
7. Etten-Leur	Etten-Leur	AWP (via pl.)	8.8 ²	v.a. begin	1603 ⁸	x	x	616 ¹⁶	+2,20
8. Albano	Boschenhoofd	ok. Albano	12.5 ²	v.a. begin	(312) ⁷			1232	
	Albano	AWP (via pl.)	6.0 ²	v.a. begin	462 ⁸	x	x	780	-0,50 ²³
9. Oud Gastel	Stampersgat	ok. Oud Gastel	3.38 ²	maart '82	(204) ⁸			657	
	Oud Gastel	zijtak AWP	47.28 ²	v.a. begin	2002 ⁸	x	x	2365	+0,60 ²⁴
10. Steenbergen	Steenbergen	PS. Roosendaal	66.8 ²	maart '83	1785 ⁸			5788	+0,18
11. Kruisland	Kruisland	zijtak AWP	9.5 ²	maart '83	365 ⁸			1020	-0,70
12. Roosendaal	Mispin	rs. Roosendaal	9.09 ²	v.a. begin	(137) ⁸			641	
	Roosendaal	PS. Roosendaal	350.0 ²	v.a. begin	11516 ⁸	x	x	16915 ²⁶	+1,20
PS. Roosendaal					36559 ⁸		x	49965 ¹⁷	
13. Wouw	Heerle	ok. Wouw	4.9 ²	v.a. begin	(208) ⁷			426	
	Wouw	AWP (via pl.)	18.9 ²	v.a. begin	1008 ⁸	x	x	1851	+4,20
14. Wouwe Plantage	Wouwe Pl.	AWP (via pl.)	3.5 ²	v.a. begin	61 ⁸			381	
15. Bergen op Zoom	Bergen op Zoom	PS. B.o.Z.	275.0 ²	v.a. begin	13814 ⁸	x	x	19587 ²⁷	+2,90
PS. B.o.Z.					53970 ⁸		x	72210 ¹⁷	
16. Woensdrecht	Woensdrecht	AWP (via pl.)	3.2 ²⁵	v.a. begin	1043 ⁸	x	x	224 ¹⁸	
17. Lpl. Ossendrecht	Lpl. Ossendrecht	AWP (via pl.)	4.5 ²⁶	v.a. begin	3007			315 ¹⁸	+0,62
Bath					57711 ⁸	x	x	72749 ¹⁷	

Tabel 26. Basisgegevens van op het AWP-stelsel "West-Brabant" aangesloten gemengde stelsels; getallen tussen haken zijn subtotalen.

- 1 Volgens [1; Bijlage IV], en mondelinge informatie van het Hoogheemraadschap West-Brabant. Bij lozing op rioolstelsels of ontvangkelder van een andere kern, of bij lozing op het ontvangreservoir van een persstation, zijn de toevoerleidingen uitgevoerd als persleiding, behalve het knijprioel Heerle-Wouw en de leiding Bosschenhoofd-Albano. Dit zijn leidingen onder vrij verval. De aansluiting van Legerplaats Ossendrecht op de AWP is gedeeltelijk een vrijvervalleiding. Gebruikte afkortingen: rs.: rioolstelsel; ok.: ontvangkelder; pl.: persleiding; PS.: persstation.
- 2 Situatie november 1983 volgens [1; Bijlage VI].
- 3 DHV opgave, geciteerd in [1; Bijlage VI].
- 4 Vervalt.
- 5 Vervalt.
- 6 Gebruik wordt gemaakt van uitgebreide metingen in [2] en [4]. Hierbij wordt een onderscheid gemaakt tussen werkdagen, zaterdag en zondag; voorts wordt het etmaal onderverdeeld in acht 3-uur intervallen.
- 7 Schatting.
- 8 Op grond van metingen over de gehele maand Februari 1986. Gegevens verstrekt door Hoogheemraadschap West-Brabant.
- 9 Etmaalgegevens, verstrekt door Hoogheemraadschap West-Brabant.
- 10 Volgens [3; Bijlage 4].
- 11 Volgens [1; Bijlage X].
- 12 Debiet bij 2*HT en tegendruk van Kruisland en Oud Gastel. Zonder tegendruk is de bedrijfscapaciteit 940 m³/h.
- 13 Volgens [1; p. 12].
- 14 Capaciteit knijprioel [3; Bijlage 4]: loost zonder gemaal via knijprioel op ontvangkelder Wouw.
- 15 Volgens [1; Bijlage VII].
- 16 Schattingen, gebaseerd op verhard oppervlak en 7 mm berging. Na calibratie gecorrigeerd naar 1700 m³.
- 17 Gebaseerd op [1; Bijlage VII], gecorrigeerd in verband met de schattingen onder noot 16, en het verhard oppervlak van Moerdijk en de Heen (beide niet aangesloten) en Heijningen (aangesloten).
- 18 Overzicht, verstrekt door Hoogheemraadschap West-Brabant.
- 19 Geen overstort aanwezig.
- 20 Volgens [1; Bijlage IX]: 0.36 m - NAP.
- 21 Volgens [1; Bijlage IX]: 0.00 m + NAP.
- 22 Vervalt.
- 23 Volgens [1; Bijlage IX]: 0.20 m - NAP.
- 24 Volgens [1; Bijlage IX]: 0.45 m + NAP.
- 25 Mondelinge mededelingen, Hoogheemraadschap West-Brabant.
- 26 Gecorrigeerd na calibratie (zie [2]) naar 23800 m³ (Roosendaal plus Nispen).
- 27 Gecorrigeerd na calibratie (zie [4]) naar 18700 m³.

Literatuur

- [1] Cusell, H., 1985. De weerslag van neerslag op AWP en ZI Bath. Scriptie Landbouwniversiteit Wageningen.
- [2] Dijkhuis, L.J., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Roosendaal. Landbouwniversiteit Wageningen.
- [3] Hovenkamp, J., 1985. Onderzoek naar de hydraulische capaciteit van ZI-Bath. Scriptie Landbouwniversiteit Wageningen.
- [4] Tamminga, J.K., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Bergen op Zoom. Landbouwniversiteit Wageningen.

NEERSLAGCOMPONENT IN DE WATERBALANS*

Inleiding

Voor het doorrekenen van het waterbalansmodel van het aanvoerstelsel van de regionale rwzi Bath zijn alleen neerslaggebeurtenissen geselecteerd waarvoor de over het gebied gemiddelde neerslag een bepaalde drempelwaarde overschreed. Allereerst wordt de selectieprocedure beschreven en wordt enige algemene informatie gegeven over de geselecteerde neerslagen.

Het waterbalansmodel van het aanvoerstelsel omvat de waterbalansen van de 26 aangesloten bemalingsgebieden, alsmede de aanvoeren vanuit drie aangesloten gescheiden stelsels en slibaanvoer vanuit twee plaatsen (tabel 27). De neerslagpost in de waterbalansen is de gebiedsneerslag over het betrokken bemalingsgebied. De gebiedsneerslag wordt geschat op grond van de 30-min-waarnemingen van negen pluviografen in het gebied. De schattingsprocedure wordt beschreven, en een beschrijving van de ruimtelijke structuur van de geselecteerde neerslagen wordt gegeven.

<u>Gemengde stelsels:</u>		
Shell Nederland (SNC)	Etten-Leur	Roosendaal
Noordschans	Hoeven	Nispen
Klundert	Bosschenhoofd	Heerle
Zevenbergen	Albano	Wouw
Langeweg	Stampersgat	Wouwse Plantage
Noordhoek	Oud Gastel	Bergen op Zoom
Fijnaart	Steenbergen	Woensdrecht
Heijningen	Kruisland	Legerplaats Ossendrecht
Standaardbuiten		
Oudenbosch		
<u>Gescheiden stelsels:</u>		
Industrieterrein Moerdijk	Bosbad Hoeven	Oude Molen
<u>Slibaanvoer:</u>		
Ossendrecht	Putte	

Tabel 27. Aangesloten kernen op de rwzi Bath (periode 1983-1985).

De geselecteerde neerslagen

Bij de selectie van neerslaggebeurtenissen is onderscheid gemaakt tussen een zomer- (mei t/m september) en een winterseizoen (overige maanden). Vervolgens zijn de dagen bepaald waarop de dagneerslag, gemiddeld over zeven in het gebied gelegen KNMI-stations boven een zekere drempelwaarde lag: 12,1 mm in het zomer- en 10,9 mm in het winterseizoen. Voor deze dagen werden op de pluviograafstroken de neerslaggebeurtenissen geïdentificeerd, die voorts begrensd zijn door droge intervallen van minstens 10 uur lengte. Dit resulteerde in 19 zomerse en 18 winterse neerslaggebeurtenissen, ruimschoots meer dan gemiddeld tien per jaar. In rioleringsontwerpen wordt in het algemeen uitgegaan van gebeurtenissen die naar verwachting hoogstens tien keer per

* bij hoofdstuk 5

jaar voorkomen. Gezien de korte onderzoeksperiode (juli 1983 tot en met oktober 1985), en gezien de noodzaak een aantal neerslaggebeurtenissen te selecteren die vrijwel zeker niet leiden tot overstorten, in verband met de calibratie van het waterbalansmodel, zijn tamelijk lage drempelwaarden voor de dagneerslag gekozen. Eén zomerse en vier winterse neerslaggebeurtenissen in 1983 en 1984 die wél aan het selectie criterium voldoen, zijn niet geanalyseerd omdat eerst voor de jaren 1983 en 1984 een selectie is gemaakt. De daarbij behorende drempelwaarde van de dagneerslag bleek echter te hoog voor 1985. Tabel 28 geeft de gebiedsneerslag, duur, windsnelheid en -richting op het 700 mbar-niveau, het aantal functionerende pluviografen en het maximale aanvoerdebiet over een halfuurlijkse periode voor de 37 geselecteerde gebeurtenissen. De gebiedsneerslag in deze tabel is geschat als het rekenkundig gemiddelde van de pluviograafwaarnemingen.

Indien als criterium voor de selectie van neerslaggebeurtenissen niet was uitgegaan van de gemiddelde dagneerslag van de 7 KNMI-stations, maar van de maximale dagneerslag afgetapt op één van deze stations zou de selectie slechts weinig veranderen. De vier in tabel 28 met een ster aangeduide zomerse neerslaggebeurtenissen zouden uit de selectie verdwijnen. In plaats daarvan zouden vier neerslagen komen waarvoor het gemiddeld debiet te Bath 4523 m³/30-minuten bedraagt. De beschouwde drempelwaarden van de maximale puntneerslag bedragen 20,5 mm (zomer) en 14,5 mm (winter).

Uit tabel 28 blijkt dat er veel pluviograafwaarnemingen ontbreken. Vaak hevelen de pluviografen niet goed. Een ander belangrijk kwaliteitsaspect van de neerslagmetingen is de synchronisatie. Bij de dagelijkse of wekelijkse inspectie van de pluviograaf wordt op de registratiestrook het juiste tijdstip aangegeven, en van deze tijdsaanduiding wordt uitgegaan bij het digitaliseren van de waarnemingen.

Op grond van de gevolgde procedure bij het synchroniseren wordt aangenomen dat de synchronisatiefout minder dan vijf minuten bedraagt. Om dit enigszins te verifiëren zijn voor de geselecteerde zomerse en winterse neerslagen de correlatiecoëfficiënten geschat tussen zowel halfuurlijkse neerslagen als uurneerslagen (incl. de nulwaarnemingen). Hierbij was de veronderstelling dat een slechte synchronisatie van de waarnemingen zou resulteren in een aanmerkelijk geringere spreiding van de geschatte correlatiecoëfficiënten voor de uurneerslagen. In figuur 21 zijn de geschatte correlatiecoëfficiënten voor halfuurlijkse neerslagen afgebeeld als functie van de onderlinge afstand tussen pluviografen. Aan de schattingen is met behulp van de methode der kleinste kwadraten een lineaire correlatie-afstandsfunctie aangepast van de vorm:

$$\rho(h) = \begin{cases} 1 & (h=0) \\ \rho_0 + \theta h & (h>0), \end{cases} \quad (13)$$

met

h: afstand (km)
 ρ_0, θ : parameters
 $\rho(h)$: correlatiecoëfficiënt tussen waarnemingen op onderlinge afstand h.

De geschatte residuele standaardafwijking $\hat{\sigma}_r$ bedraagt 0,10, zowel voor de zomer als de winter, en voor zowel de halfuurlijkse neerslagen als voor de uurneerslagen.

zomer							winter						
start-datum	X	D	700 mbar niveau U Richting		no. pluv.	Q _{max}	start-datum	X	D	700 mbar niveau U Richting		no. pluv.	Q _{max}
24-07-83	16.2	8.5	6.4	ZZW	8	4511	25-11-83	43.5	47.5	24.5	W-NW	7-9	5014
06-05-84	12.8	11.5	3.9	ONO	7-9	4377	01-01-84	13.9	7.5	30.9	W	6-7	--
19-05-84*	14.6	11.5	12.9	O-Z	8-9	4632	02-01-84	15.1	15.0	32.6	W	9	5066
21-05-84	28.3	21.5	12.2	O-Z	4-9	5107	23-01-84	10.8	12.5	17.2	ZW	7-9	4070
28-05-84	8.3	19.5	9.7	NO	7	4412	06-02-84	18.5	27.0	31.9	W	7-9	5900
03-06-84*	13.1	19.0	18.8	ZO	7	4377	27-03-84	9.3	9.5	14.2	ZW	8	4365
09-07-84	8.3	4.0	18.0	ZZW	7-8	3988	28-03-84	8.9	17.0	15.5	ZW	5-7	4519
10-07-84	19.6	6.0	20.6	ZW	7-8	5303	30-09-84	14.3	20.5	16.7	ZW	4-6	4791
11-07-84	14.1	5.0	20.6	ZW	7-8	5277	19-10-84	15.8	12.5	25.8	ZW	8	5101
13-07-84*	4.4	4.5	14.2	WZW	6-8	3295	22-10-84	22.9	30.5	22.1	W	6-8	5317
14-07-84	22.5	31.0	10.8	W	5-8	4874	24-10-84	16.3	5.0	28.3	ZW	8-9	6201
07-09-84	85.7	96.0	15.1	NO-N-W	3-8	5161	22-11-84	16.6	31.0	29.9	WZW	6-7	4825
14-09-84	29.0	33.5	7.4	ZW-Z-NO	6-7	5109	25-01-85	13.0	15.0	10.3	W	6-7	4978
09-06-85	15.8	26.5	13.3	WZW-NW	5-8	4259	26-03-85	19.6	17.0	10.9	ZW	7-8	4610
26-07-85	12.6	13.0	13.7	ZO-ZW	5-6	5474	06-04-85	24.0	8.5	6.4	Z-O	5-6	5281
29-07-85	14.2	43.0	16.0	ZW	4-6	5212	11-04-85	35.8	49.5	15.8	Z-NW-W	4-6	4899
14-08-85*	8.4	7.5	18.0	Z	8	5816	14-04-85	8.5	13.0	12.0	ZW-NW	7	4307
16-08-85	19.6	28.0	11.3	ZZW-NW	6-9	5965	07-10-85	20.2	26.0	16.5	ZW	7-9	5028
03-09-85	13.3	27.0	18.0	ZW-NW	8-9	5335							

Tabel 28. Gegevens van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen.

- X: gemiddelde puntneerslag (mm)
D: duur van de neerslaggebeurtenis (h)
U: gemiddelde windsnelheid (m/s) op het 700 mbar-niveau
richting: gemiddelde windrichting op het 700 mbar-niveau
no pluv.: aantal functionerende pluviografen
Q_{max} : gemeten maximale aanvoer te Bath (m³/30 min)
- : geen gegevens

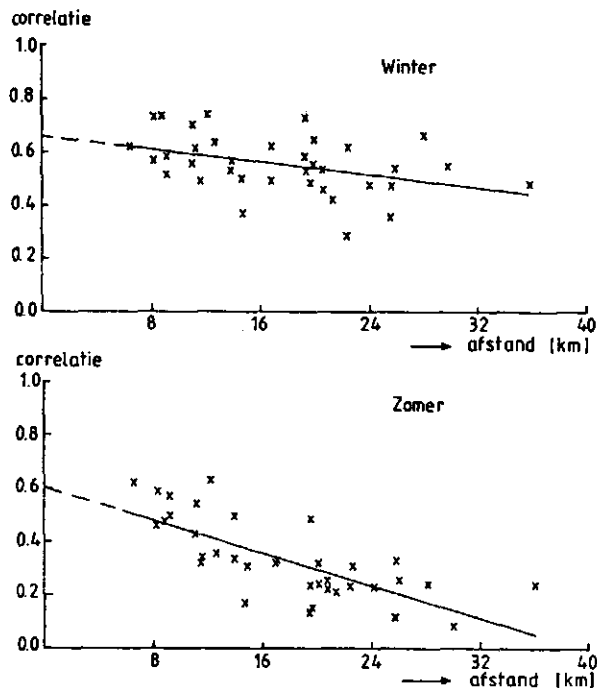
Voor onafhankelijke paren van bivariaat normaal verdeelde variabelen geldt voor de standaardafwijking σ_r van de schatting van de correlatiecoëfficiënt [5, p. 258]:

$$\sigma_r \approx \frac{1 - \rho^2(h)}{\sqrt{n}}, \quad (14)$$

met

n: aantal paren waarnemingen.

Voor de halfuurlijkse neerslagen resulteert dit, uitgaande van n=500, $\rho(h)=0,4$ (zomer) en $0,6$ (winter), in $\sigma_r \approx 0,04$ (zomer) en $\sigma_r \approx 0,03$ (winter). Voor de uurneerslagen vindt men met behulp van vergelijking 14 $\sigma_r \approx 0,05$ (zomer) en $\sigma_r \approx 0,03$ (winter). De nogal hoge waarden van σ_r zijn waarschijnlijk ten dele veroorzaakt door autocorrelatie en niet-normaliteit van de waarnemingen. Een derde-machtsworteltransformatie van de waarnemingen resulteert in aanzienlijk lagere waarden, $\sigma_r \approx 0,06$ (zomer) en $0,05$ (winter), voor zowel de halfuurlijkse neerslagen als de uurneerslagen. Vanwege het aanzienlijke aantal ontbrekende waarnemingen verschilt de steekproefom-



Figuur 21. Geschatte correlatiecoëfficiënten en aangepaste lineaire correlatie-afstandsfunctie voor halfuurlijkse neerslagen.

vang n tussen geschatte correlatiecoëfficiënten. Bovendien doet analyse van de correlatiecoëfficiënten vermoeden dat het patroon van de neerslag te Dintelsas en Roode Vaart enigszins afwijkt van dat in de overige meetpunten. De oorzaak hiervan is niet geheel duidelijk. Vanwege deze redenen en vanwege de autocorrelatie blijven de σ_T -waarden waarschijnlijk nogal hoog.

Het schatten van neerslagen over de bemalingsgebieden

Door middel van een lineaire interpolatietechniek, kriging genaamd, zijn halfuurlijkse gebiedsneerslagen geschat over de verharde oppervlakken van de 26 gemengde rioolstelsels die afvoeren naar de regionale rwzi Bath. De toegepaste variant van de kriging-methode is gebied-kriging, gebaseerd op intrinsieke toevalsfuncties van orde nul. De schattingsprocedure resulteert in zuivere, lineaire schattingen met minimale schattingsvariantie $\hat{X}_A(i,j)$, van de gebiedsneerslag over bemalingsgebied i en gedurende tijdsinterval j . Deze wordt voorspeld door een lineaire combinatie van N puntwaarnemingen, $X_S(u_k,j)$ op plaatsen met coördinaatvectoren u_k ($k=1,\dots,N$) en voor het tijdsinterval j :

$$\hat{X}_A(i,j) = \sum_{k=1}^N \lambda_k X_S(u_k,j), \quad (15)$$

met

λ_k : wegingsfactor.

Bij de kriging-methode zoals hier toegepast wordt verondersteld dat het ruimtelijk verloop van een variabele beschreven kan worden door intrinsieke toevalsfuncties van orde nul. Daardoor moet gelden:

$$\begin{cases} E(X_S(u_k, j) - X_S(u_{k+h}, j)) = 0 & (16.a) \\ \text{Var}(X_S(u_k, j) - X_S(u_{k+h}, j)) = 2\gamma(h), & (16.b) \end{cases}$$

waar de symbolen E en Var respectievelijk de verwachting en variantie aanduiden van een variabele. De functie $\gamma(h)$ in vergelijking (16.b) is het populatie semi-variogram. Er kunnen verschillende parametrische modellen worden verondersteld, bijvoorbeeld lineaire:

$$\gamma(h) = C\delta(h) + \alpha h, \quad (17.a)$$

of exponentiële:

$$\gamma(h) = C\delta(h) + \beta_1(1 - \exp(-h/\beta_2)), \quad (17.b)$$

met

$C, \alpha, \beta_1, \beta_2$: parameters

$\delta(h)$: $0(h=0)$ of $1(h \neq 0)$.

De parameter C in vergelijking (17) heeft dezelfde functie als de parameter ρ_0 in vergelijking (13), namelijk het beschrijven van de korte-afstandsvariabiliteit. Deze kan het gevolg zijn van zowel korte-afstandsvariabiliteit van het neerslagproces als van meetfouten.

De eisen van zuiverheid en minimale schattingsvariantie die gesteld worden aan de schatting $X_A(i, j)$ volgens vergelijking (15) leiden, tezamen met de voorwaarden volgens vergelijking (16), tot het volgende stelsel vergelijkingen [3]:

$$\begin{cases} \Gamma\lambda + \mu 1_N = \bar{\gamma} & (18.a) \\ 1_N' \lambda = 1, & (18.b) \end{cases}$$

waarin Γ een symmetrische $N \times N$ matrix is met elementen γ_{kl} , $\gamma_{kl} = \gamma(|u_k - u_l|)$, $\bar{\gamma}$ een vector is met $\bar{\gamma}' = (\bar{\gamma}(u_1; v), \dots, \bar{\gamma}(u_N; v))$, $1_N' = (1, \dots, 1)$, $\lambda' = (\lambda_1, \dots, \lambda_N)$, en μ een Lagrange vermenigvuldiger is. Gemiddelde semi-varianties $\gamma(u_k; v)$, waarbij een punt met coördinatenvector u_l het gebied v doorloopt en het andere vast is ter plaatse van het punt met coördinatenvector u_k , zijn berekend als

$$\bar{\gamma}(u_k; v) \approx \gamma(E|u_k - u_l|). \quad (19)$$

Hierbij is u_k de locatie van een pluviograaf, en v is het verhard oppervlak van een aangesloten gemengd rioolstelsel. In het geval van een lineair semi-variogram is vergelijking (19) exact. Alleen voor de verharde oppervlakken van de twee grootste kernen in het gebied, Bergen op Zoom en Roosendaal is $\bar{\gamma}(u_k; v)$ berekend in plaats van benaderd met behulp van vergelijking (19).

Het schatten van de parameters in een parametrisch model voor het populatie semi-variogram kan plaatsvinden door eerst het steekproefsemi-variogram te

schatten, bijvoorbeeld met behulp van een meervoudige realisatiebenadering:

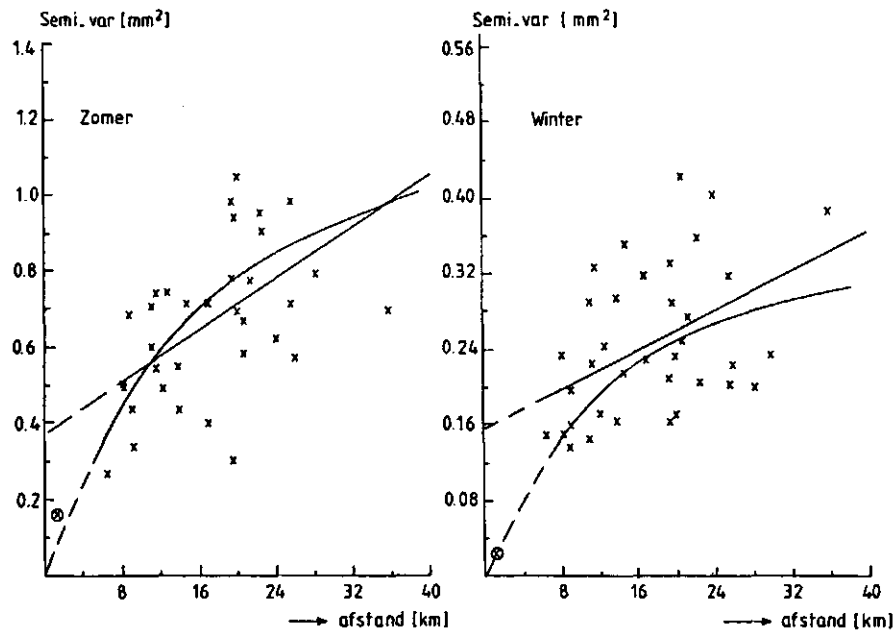
$$\hat{\gamma}(h) = \frac{1}{N_1} \sum_{i=1}^{N_1} \left[\frac{1}{2 N_2(i)} \sum_{j=1}^{N_2(i)} \{X_S(u_k, j) - X_S(u_1, j)\}^2 \right], \quad (20)$$

met

N_1 : aantal neerslaggebeurtenissen in de beschouwde groep (zomer of winter)

$N_2(i)$: aantal paren halfuurlijkse neerslagen voor gebeurtenis i en pluviografen te u_k en u_1 .

In figuur 22 zijn de geschatte semi-varianties en aangepaste semi-variogrammen afgebeeld. Aanpassing geschiedde met een gewogen kleinste kwadraten methode (weging door \sqrt{n}) in verband met het sterk uiteenlopend aantal waarnemingsparen waarop de geschatte semi-varianties berusten. Indien de semi-varianties worden geschat met behulp van een enkelvoudige realisatie benadering, verdient het aanbeveling om bij het aanpassen van semi-variogrammodellen geen gebruik te maken van geschatte semi-varianties voor onderlinge afstanden groter dan de helft van de karakteristieke lengte van het gebied. In het geval van West-Brabant bedraagt deze karakteristieke lengte ongeveer 40 km. Aangezien hier gebruik is gemaakt van de meervoudige realisatie benadering, is het semi-variogrammodel aangepast aan alle geschatte semi-varianties.



Figuur 22. Geschatte semi-varianties en aangepaste lineaire en exponentiële populatie semi-variogrammen voor halfuurlijkse neerslagen.

■: schattingen op grond van drie pluviografen in hydrologisch proefgebied "Hupselse Beek".

Uit figuur 22 blijkt dat aanpassing van een lineair populatiesemi-variogram leidt tot een grote waarde van de parameter C in vergelijking (17). Ook bij het aanpassen van de lineaire correlatie-afstandsfunctie aan de geschatte

correlatiecoëfficiënten bleek een duidelijke invloed van de korte-afstandsvariabiliteit. Het effect hiervan is dat de geschatte gebiedsneerslagen weinig variëren tussen de bemalingsgebieden, en dat het autocorrelatieverloop van de geschatte gebiedsneerslagen dat van de gebiedsneerslag over heel West-Brabant benadert. Merk hierbij op dat in het extreme geval $\alpha=0$ in vergelijking (17.a) de geschatte gebiedsneerslagen $\hat{X}_A(i,j)$ alle gelijk zijn aan het rekenkundig gemiddelde van de puntwaarnemingen voor tijdsinterval j . Aangezien de vraagstelling van het onderhavige onderzoek de variabiliteit naar tijd en ruimte behelst van aanvoeren die het gevolg zijn van de geschatte neerslagen, dient de parameter C in vergelijking (17) met de nodige zorg geschat te worden. Als gevolg van de grote onderlinge afstanden is dit niet mogelijk op grond van de gegevens van het meetnet in West-Brabant. Voor een meetnet in het Verenigd Koninkrijk met pluviografen op onderlinge afstand van ongeveer 1 km (grootste onderlinge afstand 4 km) wordt in [4] afwezigheid van een korte afstandsvariabiliteit-effect in het correlatieafstand verloop geconcludeerd. Het betrof hier vooral zomerse buien en als selectie criterium gold dat de piekintensiteit minstens 0,5 mm/2 min moest bedragen voor één of meer pluviografen. Dit leidde tot een steekproef van ongeveer 150 regens. Op grond hiervan is een exponentieel semi-variogram aangepast aan de geschatte semi-varianties (zie eveneens figuur 22) met behulp van een gewogen methode der kleinste kwadraten waarbij de parameter C in vergelijking (17.b) op nul is gesteld.

Met behulp van gegevens van drie registrerende regenmeters in het hydrologisch proefgebied "Hupselse Beek" is de juistheid van deze keuze nagegaan. Deze regenmeters liggen op onderlinge afstanden van elkaar van 1,44 km, en er zijn waarnemingen beschikbaar over de periode oktober 1969 tot oktober 1973. De neerslaggebeurtenissen zijn op overeenkomstige wijze geselecteerd als die voor West-Brabant, zij het nu op basis van vier KNMI stations in de Achterhoek. Neerslaggebeurtenissen waarvoor één of meer van de registrerende regenmeters niet functioneerde, zijn buiten beschouwing gelaten. Het totale aantal beschouwde halfuurlijkse perioden is 917 voor het winter- en 706 voor het zomerseizoen. De resulterende semi-varianties zijn in figuur 21 aangegeven. Zij ondersteunen de keuze voor het exponentiële semi-variogram.

Toepassen van het exponentiële semi-variogram resulteert in een grotere dispersievariantie en een lagere autocorrelatie van de geschatte gebiedsneerslagen dan in het geval van toepassing van het lineaire semi-variogram, zie tabellen 29 en 30.

In tabel 29 is de dispersievariantie geschat als de over alle tijdsintervallen gemiddelde steekproefvariantie. De dispersievariantie van de geschatte gebiedsneerslagen wordt dan geschat als

$$\hat{s}_A^2 = \frac{1}{N_1} \sum_{i=1}^{N_1} \left[\frac{1}{N_2(i)} \sum_{j=1}^{N_2(i)} \sum_{k=1}^{26} \{ \hat{X}_A(k,j) - \bar{\hat{X}}_A(j) \}^2 / 25 \right], \quad (21)$$

met

$$\begin{aligned} \hat{X}_A(k,j) &: \text{geschatte gebiedsneerslag over bemalingsgebied } k \text{ over interval } j \\ \bar{\hat{X}}_A(j) &: \frac{1}{26} \sum_{k=1}^{26} \hat{X}_A(k,j) / 26 \\ N_2(i) &: \text{aantal halfuurlijkse intervallen in neerslaggebeurtenis } i \end{aligned}$$

N_1 : aantal neerslaggebeurtenissen in de beschouwde groep (zomer of winter)

De dispersievariantie van de gemeten puntneerslagen kan eveneens worden geschat als het gemiddelde kwadratisch verschil tussen de puntneerslagen en het gemiddelde van de puntneerslagen.

Vergelijking (21) geeft de dispersievariantie van de geschatte gebiedsneerslag ("experimentele dispersievariantie"). Voor de dispersievariantie $\sigma'_A{}^2$ van de werkelijke, maar onbekende gebiedsneerslag over gebiedjes met oppervlakte v (de verharde oppervlakken), gelegen binnen een groter gebied V (West-Brabant), geldt:

$$\sigma'_A{}^2 = \bar{\gamma}(V;V) - \bar{\gamma}(v;v) \quad (22)$$

Hierin is $\bar{\gamma}(V;V)$ de gemiddelde semi-variantie indien beide punten V doorlopen. Een schatting $s'_A{}^2$ van $\sigma'_A{}^2$ kan worden verkregen door het gemiddelde te berekenen met behulp van numerieke integratie van $\gamma(V;V)$, en door $\bar{\gamma}(v;v)$ te baseren op de gemiddelde onderlinge afstand van twee punten van het verhard oppervlak van een rioolstelsel. Aangezien het verharde oppervlak 1 km² bedraagt, qua orde van grootte, is de gemiddelde onderlinge afstand ongeveer 0,5 km in het geval van een vierkant verhard oppervlak.

Voor beide semi-variogrammodellen blijkt de theoretische dispersievariantie groter te zijn dan de experimentele. Voor het exponentiële semi-variogram zijn de theoretische en experimentele dispersievarianties resp. 0,52 en 0,23 (mm²) (zomer) en 0,16 resp. 0,08 (mm²) (winter). Kriging leidt echter tot schattingen van het ruimtelijk verloop van een variabele met onrealistisch kleine dispersievariantie [3; p. 493], zie ook tabel 29. Aangezien het exponentiële semi-variogrammodel beter aansluit bij de metingen, en resulteert in een realistischer autocorrelatie verloop van de gebiedsneerslag, zal dit model worden gebruikt ten behoeve van de calibratie- en simulatieberekeningen. Door middel van een Monte-Carlo studie is in hoofdstuk 9 het effect nagegaan van het onderschatten van de dispersievariantie op de gesimuleerde waterbalans van het AWP-stelsel.

zomer			winter		
puntneerslagen	gebiedsneerslagen		puntneerslagen	gebiedsneerslagen	
	lin. sv	exp. sv		lin. sv	exp. sv
(0,75) ²	(0,28) ²	(0,48) ²	(0,47) ²	(0,15) ²	(0,29) ²

Tabel 29. Geschatte dispersievarianties (mm²) voor gemeten puntneerslagen en geschatte gebiedsneerslagen.

De geschatte eerste orde autocorrelatiecoëfficiënten, $\hat{\rho}_A(1)$, van de krigingschattingen van de gebiedsneerslagen over de op de AWP aangesloten kernen (tabel 30), kunnen worden vergeleken met de geschatte eerste orde autocorrelatiecoëfficiënten van de werkelijke, maar onbekende gebiedsneerslag, $\rho'_A(1)$, aangezien geldt [2]:

$$1 + \rho'_A(1) = (1 + \rho_S(1)) [\bar{r}_{60}(v;v) / \bar{r}_{30}(v;v)], \quad (23)$$

orde k	zomer			winter		
	$\hat{\rho}_S(k)$	$\hat{\rho}_A(k)$		$\hat{\rho}_S(k)$	$\hat{\rho}_A(k)$	
		lin. sv	exp. sv		lin. sv	exp. sv
1	0,35	0,55	0,45	0,50	0,68	0,61
2	0,15	0,28	0,20	0,22	0,35	0,30
3	0,06	0,12	0,07	0,10	0,16	0,13

Tabel 30. Geschatte autocorrelatiecoëfficiënten van orde 1 t/m 3 voor gemeten puntneerslagen en geschatte gebiedsneerslagen.

waarin r_{60} de ruimtelijke correlatiecoëfficiënt voor uurneerslagen is, r_{30} die voor halfuurlijkse neerslagen, en $\bar{r}(v;v)$ de gemiddelde correlatiecoëfficiënt is indien beide punten v doorlopen. Door gebruik te maken van de regenwaarnemingen uit het Hupselse Beekgebied, kon $\rho'_A(1)$ worden geschat als 0,48 in de zomer en 0,57 in de winter. Het autocorrelatieverloop van de werkelijke gebiedsneerslag wordt door de geschatte gebiedsneerslag, waarbij gebruik is gemaakt van het exponentiële semi-variogrammodel, bevredigend benaderd.

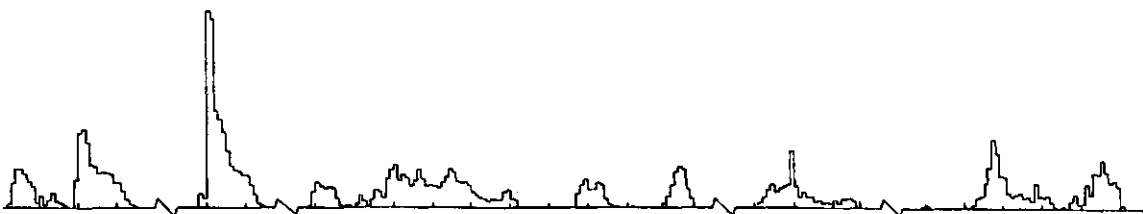
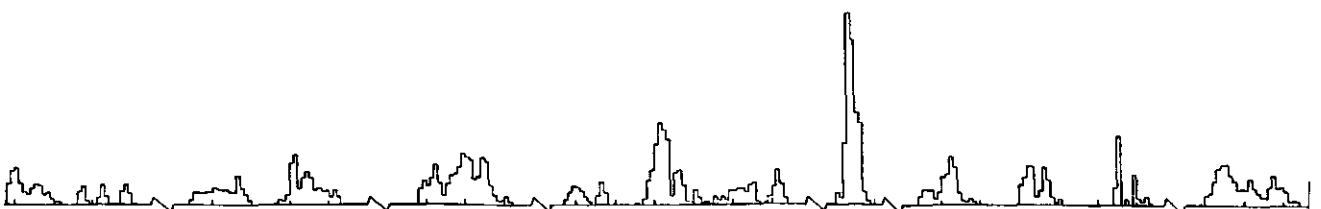
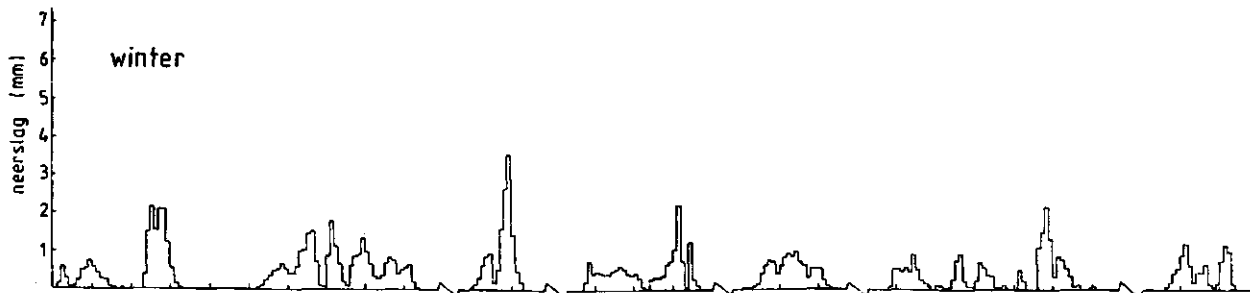
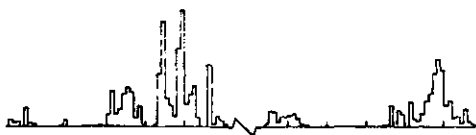
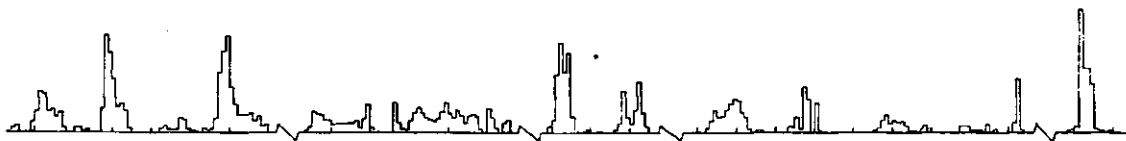
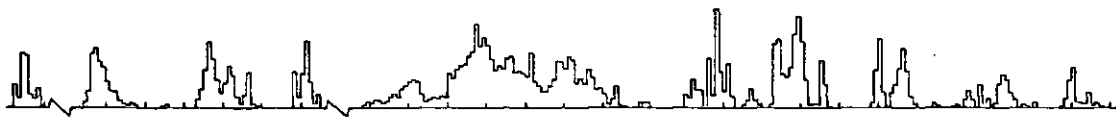
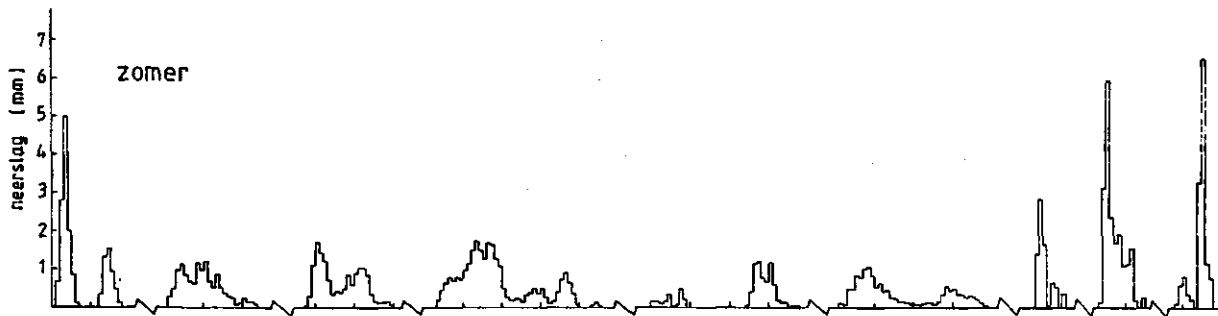
De ruimtelijke structuur van de geselecteerde neerslagen

Richting en snelheid van regens hangen in het algemeen samen met de wind op het 700 mbar-niveau. Zoals uit tabel 28 blijkt, komt deze meestal uit het zuidwesten en is de snelheid nogal hoog (gemiddeld 13,7 m/s in de zomer en 20,1 m/s in de winter). Gegeven de lengte van het gebied van 30 km, gemeten in ZW-NO richting, trekt een regensysteem dat parallel aan de lengte-as van het gebied met een snelheid van 15 m/s voortbeweegt, in 30 minuten over. Bij dergelijke hoge treksnelheden neemt de mogelijkheid tot reductie van de hydraulische capaciteit van de regionale zuiveringsinrichting af.

De ruimtelijke neerslagvariatie is bovendien relatief gering, omdat de meeste geselecteerde regens samengesteld zijn uit kortdurende periodes met hevige neerslag over het gehele onderzoeksgebied, gescheiden door relatief droge periodes (figuur 23). Hiermee hangt samen een snelle daling van het autocorrelatieverloop (tabel 30) in vergelijking met de neerslagduur (tabel 28). Een dergelijke situatie is mogelijk bij neerslag uit opeenvolgende buicellen en bij neerslag uit fronten [1]. Desondanks blijkt uit tabel 28, dat het maximale halfuurlijkse debiet voor de geselecteerde neerslagen vaak geringer is dan de som van de pompcapaciteiten van de aangesloten bemalingen.

De representativiteit van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen

De representativiteit van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen kan worden getoetst door na te gaan of juist deze neerslaggebeurtenissen verantwoordelijk zijn voor hoge aanvoeren te Bath. Gedurende de onderzoeksperiode van



Figuur 23. Gemiddelde puntneerslag als functie van de tijd (30-min perioden) voor geselecteerde regens voor de zomer en winter.

juli 1983 tot en met oktober 1985 kwamen er 173 aaneengesloten periodes met een totale lengte van 783,5 uur voor; waarin de aanvoer te Bath meer dan 4000 m³/30-minuten bedroeg. De geselecteerde neerslaggebeurtenissen zijn verantwoordelijk voor 83 periodes hiervan met een totale lengte van 514 uur en 89 periodes met een totale lengte van 536,5 uur indien het criterium van de drempelwaarde strikt was toegepast. Er kwamen 32 aaneengesloten periodes met een totale lengte van 62,5 uur voor, waarin de aanvoer te Bath meer dan 5000 m³/30-minuten bedroeg, en hiervan vallen 25 periodes met een totale lengte van 56,5 uur binnen de geselecteerde neerslaggebeurtenissen.

Een ander aspect van de representativiteit van de geselecteerde neerslaggebeurtenissen wordt belicht door de representativiteit van het neerslagregime in West-Brabant gedurende de onderzoeksperiode na te gaan. Op grond van de 50-procentpunten van de maandneerslagen voor stations in West-Brabant [6] blijken de wintermaanden oktober, november en december 1983, april, november en december 1984, januari, februari en oktober 1985 relatief droog te zijn (9 van de 16 maanden). Eveneens zijn relatief droog de zomermaanden juli en augustus 1983, juni en augustus 1984 en mei en september 1985 (6 van de 13 maanden).

De herhalingstijd van een gebiedsneerslag kan worden gevonden met behulp van de statistische gebiedsreductiefactor. Dit is het quotiënt van de gebiedsneerslag die optreedt bij een zekere herhalingstijd en de puntneerslag met dezelfde herhalingstijd. Bij de berekening van de herhalingstijd wordt uitgegaan van een statistische gebiedsreductiefactor van 0,93 voor de zomer en 0,95 voor de winter [7] (deze waarden gelden strikt genomen slechts bij een herhalingstijd van een half jaar en voor een gebiedsgrootte van 1000 km²). Ook wordt ervan uitgegaan dat de bij de selectie gehanteerde minimale gebiedsneerslagen van 12,1 mm in de zomer en 10,9 mm in de winter een neerslagduur hebben van één dag. Voor het zomer- of winterseizoen kan de puntneerslag in West-Brabant met een onderschrijdingskans van 95%, respectievelijk 98% worden gevonden op grond van de gegevens in [6], door te middelen over de stations Oudenbosch, Bergen op Zoom en Hoogerheide, en over de tot het seizoen behorende maanden. Het blijkt dan dat de gebiedsneerslagen corresponderen met puntneerslagen met een onderschrijdingskans van 96.3% in de winter en 95.6% in de zomer, dat wil zeggen dat ze naar verwachting ongeveer zeven keer elke zomer en acht keer elke winter zullen voorkomen. Het aantal geselecteerde neerslaggebeurtenissen komt redelijk overeen met het voor de duur van de onderzoeksperiode verwachte aantal overschrijdingen van de gehanteerde drempelwaarden.

Literatuur

- [1] Atkinson, B.W., 1981. Meso-scale atmospheric circulations. Academic Press, Londen.
- [2] Buishand, T.A., 1977. De variantie van de gebiedsneerslag als functie van puntneerslagen en hun onderlinge samenhang. Mededelingen Landbouwuniversiteit 77-10, Veenman & Zonen, Wageningen.
- [3] Journel, A.G., en Huijbregts, Ch.J., 1978. Mining geostatistics. Academic Press, Londen.
- [4] Holland, D.J., 1967. The Cardington rainfall experiment. Meteorological Magazine 96: 193-202.
- [5] Kendall, M.G., en Stuart, A.D., 1977. The advanced theory of statistics. Volume I. Distribution theory. Charles Griffin & Company Limited, Londen.
- [6] KNMI, 1984. Klimatologische gegevens van Nederlandse stations. No. 11. Koninklijk Nederlands Meteorologisch Instituut, De Bilt.
- [7] Witter, J.V., 1984. Heterogeneity of Dutch rainfall. Proefschrift Landbouwuniversiteit Wageningen.

CALIBRATIERESULTATEN*

Inleiding

Deze bijlage bevat calibratieresultaten voor de kernen die zijn aangesloten op het AWP-stelsel "West-Brabant", tezamen met relevantie informatie en eventuele bijzonderheden van deze kernen. Met HT wordt "hoog toeren", met LT "laag toeren" aangeduid. De in de tabellen genoemde dwa-factor is een factor waarmee de dwa vermenigvuldigd moet worden om overeen te stemmen met de gemeten dwa vòòr de aanvang van de regen. De in de tabellen genoemde afvoercoëfficiënt is berekend als het quotiënt van de regenwaterafvoer en de neerslag minus initiële verliezen. De niet vermelde afvoercoëfficiënten (--) hebben betrekking op neerslaggebeurtenissen waarbij volgens model overstorting optrad. Deze waarden zijn niet gebruikt bij de bepaling van de afvoercoëfficiënt per kern zoals beschreven in hoofdstuk 6. Onder de beschikbare berging wordt het percentage berging verstaan, dat weer beschikbaar is aan het einde van de neerslaggebeurtenis. De vermelde overstortende hoeveelheden zijn modeluitkomsten, het maximale peil is geregistreerd. Hieronder worden de afzonderlijke kernen behandeld.

1. Shell Nederland Chemie (SNC)

Van SNC zijn alleen dagtotalen van het geïnjecteerde debiet naar persstation Moerdijk bekend voor de dagen waarop de waterbalans van het AWP-stelsel wordt gesimuleerd. Deze dagtotalen variëren van 0 tot 9500 m³. Het gemiddelde bedraagt 6154 m³/d. Het feit dat het gemiddelde voor de droge maand februari 1986, 8214 m³ bedraagt (bijlage 1), wijst erop dat het geïnjecteerde debiet niet afhangt van de neerslag. Aangezien de rwa van SNC zeer gering is ten opzichte van de dwa en er een bergingsvijver op het terrein van SNC is met een inhoud van 21000 m³, is bij ontbreken van verdere gegevens ook niets te zeggen over de verdeling van het geïnjecteerde debiet in de tijd. Dientengevolge was calibratie van het waterbalansmodel voor SNC niet mogelijk en is het debiet uniform over de dag verdeeld verondersteld op basis van een gemiddeld dagtotaal van 6154 m³.

2. Noordhoek

De debieten zijn afgeleid uit de geregistreerde draaiuren van de pompen. In het rioolstelsel vinden, ondanks de relatief grote statische berging van 11 mm, regelmatig overstortingen plaats, waarschijnlijk ten gevolge van de volgende twee oorzaken. Allereerst voldoet de geïnstalleerde pomp, een plunjerpomp, niet: dit type pomp is zeer gevoelig voor vervuiling. Ten tweede is bij het ontwerp uitgegaan van een te lage schatting van de dwa. De champignonkwekerijen in Noordhoek blijken namelijk grote hoeveelheden afvalwater op het rioolstelsel te lozen. Gevolg is ook een lange ledigingstijd. Hierdoor zijn maar weinig neerslaggebeurtenissen bruikbaar voor de calibratie. Als gevolg van bovengenoemde foutenbronnen is de afvoercoëfficiënt mogelijk verkeerd geschat, daar deze uit slechts drie gebeurtenissen bepaald moest worden.

* bij hoofdstuk 6

verhard oppervlak : 5,6 ha
 berging : 613 m³
 hoogte overstortdrempel: 0,16 m - NAP
 pompregime : 22 m³/h (1LT)
 44 m³/h (1HT) bij 585 m³ berging
 66 m³/h (2HT) bij 460 m³ berging

	neerslaggebeurtenis (begindatum)					
	01-01 -'84	02-01 -'84	23-01 -'84	19-10 -'84	22-10 -'84	14-08 -'85
dwa-factor	0,83	0,80	0,91	1,44	1,29	1,48
afvoercoëfficiënt	0,48	0,99	1,33	(--)	(--)	(--)
beschikbare berging (%)	95,4	99,0	100	100	99,7	100
overstorting (m ³)	--	--	--	210	480	378
max. peil (m tov NAP)	-0,03	+0,37	-1,10	-0,46	-0,18	-0,56
Σ neerslag (m ³)	835	1061	565	1309	893	418
Σ rwa (m ³)	371	995	675	1726	1429	1077

Tabel 31. Calibratieresultaten voor Noordhoek.

3. Standaardbuiten

Er zijn twee pompen, waarvan er steeds maar één in bedrijf is. Het debiet varieert in werkelijkheid nogal: tussen 110 en 170 m³/h. Ook de dwa-factor fluctueert nogal, zoals uit onderstaande tabel blijkt. Dit wordt veroorzaakt door vier champignonkwekerijen die incidenteel op het stelsel lozen, met een gezamenlijke pompcapaciteit van 60 m³/h, terwijl de dwa ongeveer 25 m³/h bedraagt.

verhard oppervlak : 14,14 ha
 berging : 1207 m³
 hoogte overstortdrempel: 0,70 m - NAP
 pompregime : 120 m³/h

	neerslaggebeurtenis (begindatum)												
	23-01 -'84	27-03 -'84	28-03 -'84	19-05 -'84	28-05 -'84	09-07 -'84	30-09 -'84	19-10 -'84	22-11 -'84	25-01 -'85	26-07 -'85	14-08 -'85	02-09 -'85
dwa-factor	0,60	0,64	1,53	0,73	2,15	0,73	1,07	0,84	1,15	1,89	2,75	1,60	0,83
afvoercoëfficiënt	0,34	1,01	1,37	0,68	0,16	1,86	(--)	(--)	1,05	(--)	0,57	1,23	0,54
beschikbare berging (%)	99,7	95,0	92,0	99,3	85,3	97,8	100	100	95,2	100	98,7	100	98,8
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	--	186	291	--	233	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	?	-1,31	-1,32	-1,41	**	-0,50	-0,82	-0,75	-1,22	-0,57	-0,61	-0,42	-1,47
Σ neerslag (m ³)	1526	1372	1196	2149	1160	837	2093	2360	2552	1797	2250	1193	2265
Σ rwa (m ³)	467	1230	1449	1367	166	1280	2650	2221	2525	1969	1200	1315	1113

Tabel 32. Calibratieresultaten voor Standaardbuiten.

** inslagpeil

? onbekend

4. Etten-Leur

Etten-Leur heeft van oorsprong een gescheiden stelsel, dat echter gaandeweg is veranderd in een gemengd stelsel. Aangezien de veranderingen slecht zijn gedocumenteerd, bevatten de basisgegevens van Etten-Leur grote onzekerheden. Bij herberekening bleek de berging 1700 m³ te zijn, in plaats van 600 m³, waarvan aanvankelijk werd uitgegaan. De dwa varieert sterk in de tijd. Dit is logisch aangezien de dwa voor het grootste deel afkomstig is van industriële bedrijven. De dwa-factor is echter daardoor niet te bepalen en is daarom op 1,00 gesteld.

Calibratie van het waterbalansmodel voor Etten-Leur was moeilijk te realiseren. Er waren weinig debietregistraties voorhanden, bij deze registraties fluctueert het debiet bovendien sterk, ten gevolge van tegendruk in de AWP en het af en toe aanzuigen van lucht door de pompen. De schatting van het verharde oppervlak is vermoedelijk te laag.

verhard oppervlak : 8,8 ha
 berging : 1700 m³
 hoogte overstortdrempel : 2,20 m + NAP
 pompregime : 250 m³/h
 geschatte afvoercoëfficiënt: 2,0

5. Hoeven

Hoeven beschikt over twee pompen, waarvan er steeds maar één in bedrijf is.

verhard oppervlak : 26,5 ha
 berging : 1700 m³
 hoogte overstortdrempel: 0,32 m + NAP
 pompregime : 80 m³/h (1LT)
 202 m³/h (1HT) bij 1400 m³ berging

	neerslaggebeurtenis (begindatum)										
	23-01 -'84	27-03 -'84	28-03 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	22-10 -'84	21-11 -'84	26-07 -'85	29-07 -'85	14-08 -'85	16-08 -'85
dwa-factor	0,88	0,73	0,78	0,70	0,69	1,00	0,76	0,67	1,00	0,79	1,02
afvoercoëfficiënt	0,55	0,86	1,21	0,79	0,69	(--)	1,19	0,61	0,53	(--)	0,54
beschikbare berging (%)	95,5	97,0	96,8	99,0	100	100	98,3	99,3	50,5	99,3	95,7
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	559	--	--	--	63	--
max. peil (m tov NAP)	-0,65	+0,09	-0,50	+0,31	+0,16	+0,31	+0,25	+0,34	+0,64	+0,33	+0,52
Σ neerslag (m ³)	2891	2748	2237	1481	6000	6453	4836	4489	4163	2703	6002
Σ rwa (m ³)	1448	2128	2393	955	3978	5043	5457	2562	2148	2016	3096

Tabel 33. Calibratieresultaten voor Hoeven.

6. Steenbergen

Door tegendruk in de AWP komen in werkelijkheid behoorlijke debietschommelingen voor (1LT: 250-240; 2LT: 360-550 m³/h, 2HT: 650-780 m³/h). Daar pas sinds maart 1985 registratieapparatuur aanwezig is in het gemeal, zijn er weinig voor calibratie geschikte neerslaggebeurtenissen beschikbaar. Bovendien vindt de registratie plaats op vouwcassettes, waarvan het

transportmechanisme nogal onbetrouwbaar is en dit kan onjuist gesynchroniseerde waarnemingen tot gevolg hebben.

verhard oppervlak : 66,8 ha
 berging : 5788 m³
 hoogte overstortdrempel: 0,18 m + NAP
 pompregime : 360 (1LT)
 430 (2LT) bij 4000 m³ berging
 700 (2HT) bij 3500 m³ berging

	neerslaggebeurtenis (begindatum)			
	11-04 -'85	14-04 -'85	14-08 -'85	03-09 -'85
dwa-factor	1,09	3,17	1,15	1,03
afvoercoëfficiënt	(--)	1,21	1,15	0,76
beschikbare berging (%)	100	100	100	98,1
overstorting (m ³)	3276	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	+0,16	+0,15	-0,50	-0,43
Σ neerslag (m ³)	21677	5832	5785	9613
Σ rwa (m ³)	26633	6239	5918	6731

Tabel 34. Calibratieresultaten voor Steenbergen.

7. Kruisland

Er zijn twee pompen, waarvan er steeds maar één in bedrijf is, met een vast toerental. Het debiet varieert zeer sterk ten gevolge van tegendruk in het AWP-stelsel. Aangezien pas sinds maart '85 registratieapparatuur aanwezig is in het gemaal van Kruisland, zijn er nog weinig voor calibratie geschikte neerslaggebeurtenissen beschikbaar. De gecalibreerde dwa-factoren zijn nogal hoog; hiervoor is geen verklaring gevonden.

verhard oppervlak : 9,5 ha
 hoogte overstortdrempel : 0,70 m - NAP
 pompregime : 85 m³/h

	neerslaggebeurtenis (begindatum)		
	11-04 -'85	14-08 -'85	16-08 -'85
dwa-factor	2,16	1,45	1,36
afvoercoëfficiënt	0,76	1,05	0,66
beschikbare berging (%)	95,3	95,2	94,0
overstorting (m ³)	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	-0,35	-0,90	-0,71
Σ neerslag (m ³)	3449	830	2121
Σ rwa (m ³)	2550	724	1286

Tabel 35. Calibratieresultaten voor Kruisland.

8. Woensdrecht

Woensdrecht heeft een gescheiden stelsel, waarop een gemengd stelsel loost. De pompcapaciteit van deze onderbemaling is 165 m³/h. Het injectiegemaal heeft 2 pompen, waarvan er afwisselend één in bedrijf is, en waarvan de pompcapaciteit varieert tussen 200-400 m³/h. De oorzaak van deze variatie is onduidelijk. De gegevens over verhard oppervlak en berging zijn onbetrouwbaar, aangezien de gemeente Woensdrecht nog steeds geen rioleringsplan heeft ingediend. Daar de registraties erg gebrekkig zijn (veel ontbrekende waarnemingen, waarneming slecht op datum gezet, geen debietwaarnemingen, grote variatie in pompcapaciteit, lucht aanzuigen van de pomp), is van het gebruik van de calibratieresultaten afgezien en zijn de modelparameters geschat. De afvoercoëfficiënt en de dwa-factor zijn op 1 gesteld. Gekozen is voor modelering van de kern Woensdrecht als een gescheiden stelsel, met een dwa van 915 m³/etm. Deze dwa bedraagt 88% van de totale dwa voor Woensdrecht (zie bijlage 1) en komt overeen met het percentage inwoners van Woensdrecht, dwa deel met het gescheiden stelsel woont. Op dit stelsel loost een gemengd stelsel met een verhard oppervlak van 3,2 ha en een dwa van 128 m³/etm; de capaciteit van de pomp van het geïnjecteerde gemengde m³/h. De capaciteit van het injectiegemaal is gesteld op 300 m³/h, de afvoercoëfficiënt op 1. Het maximale geïnjecteerde debiet bedraagt echter slechts 218 m³/h, daar de maximale uur-dwa van het gescheiden stelsel 53 m³/h bedraagt.

verhard oppervlak : 3,2 ha
 hoogte overstortdrempel: 0,62 m + NAP
 pompregime : 165 m³/h (pompgemengd stelsel)
 : 300 m³/h (injectiegemaal)
 maximaal debiet : 218 m³/h

9. Klundert met Noordschans

Het injectiegemaal te Klundert (2 pompen) verpompt ook de aanvoer (zonder debietregeling) uit het gemengde stelsel van Noordschans. De debieten te Klundert zijn geregistreerd. De gecalibreerde dwa-factoren zijn onverklaarbaar hoog.

	<u>Klundert</u>	<u>Noordschans</u>
berging	: 24,88 m ³	128
hoogte overstortdrempel	: 1,30 m - NAP	onbekend
pompregime	: 190 m ³ /h (1 pomp) 270 m ³ /h (2 pompen) bij 2320 m ³ berging	
aanvoer vanuit Noordschans:	18 m ³ /h	

	neerslaggebeurtenis (datum)							
	01-01 '84	02-01 '84	27-03 '84	13-07 '84	22-10 '84	11-04 '85	14-08 '85	02-09 '85
dwa-factor	0,81	1,84	1,13	2,74	1,06	1,56	1,42	0,94
afvoercoëfficiënt	0,77	(--)	1,24	1,00	(--)	(--)	1,50	0,59
beschikbare berging (%)	98,1	100	89,2	99,4	100	100	81,4	91,2
overstorting (m ³)	--	2164	--	--	1053	3413	--	--
max. peil (m tov NAP)	-2,05	-1,40	-2,25	-2,33	-1,65	-1,57	-1,81	-2,58
Σ neerslag (m ³)	3722	5046	2297	1035	5631	9524	1622	2793
Σ rva (m ³)	2833	7469	2524	892	7667	10064	2209	1483

Tabel 36. Calibratieresultaten voor Klundert met Noordschans.

10. Zevenbergen met Langeweg

Het injectiegemaal te Zevenbergen verpompt ook de aanvoer (zonder debietregeling) uit het gemengde stelsel van Langeweg. Sinds juli 1985 is registratieapparatuur aanwezig in het gemaal van Langeweg. Voor vier neerslaggebeurtenissen, waarvoor de peilen in de ontvangkelder van Langeweg geregistreerd zijn, is de waterbalans van Langeweg doorgerekend. De mediaan van de dwa-factor bedraagt 0,90. Voor twee van deze vier gebeurtenissen voorspelde het model overstort, voor de andere twee gebeurtenissen bedroeg de geschatte afvoercoëfficiënt 0.83 en 0.92. Gelet op het geringe aantal waarnemingen zal voor de simulatieberekeningen voor Langeweg dezelfde afvoercoëfficiënt als voor Zevenbergen worden aangenomen.

	<u>Zevenbergen</u>	<u>Langeweg</u>
verhard oppervlak	: 74,21 ha	3,45 ha
berging	: 5994 m ³	280 m ³
hoogte overstortdrempel:	1,27 m - NAP	onbekend
pompregime	: 385 m ³ /h (LLT)	
	670 m ³ /h (LHT) bij 4500 m ³ berging	
aanvoer vanuit Langeweg:	45 m ³ /h	

	neerslaggebeurtenis (begindatum)													
	27-03 '84	19-05 '84	21-05 '84	28-05 '84	09-07 '84	10-07 '84	13-07 '84	14-07 '84	22-10 '84	26-07 '85	29-07 '85	14-08 '85	16-08 '85	
dwa-factor	0,92	1,04	0,96	1,29	0,74	0,68	1,24	0,82	1,00*	0,67	1,00*	1,00	1,19	
afvoercoëfficiënt	1,24	0,78	(--)	0,90	1,30	(--)	0,12	1,01	(--)	0,79	1,04	1,47	(--)	
beschikbare berging (%)	97,6	97,8	100	98,6	99,4	100	99,3	99,3	95,2	98,5	73,2	99,9	100	
overstorting (m ³)	--	--	2346	--	--	291	--	--	2142	--	--	--	898	
max. peil (m tov NAP)	-2,09	-1,89	-1,22	-2,27	-2,62	-0,88	**	-1,23	-1,01	-1,06	-1,56	-0,87	-0,70	
Σ neerslag (m ³)	15025	12396	24793	5046	3990	25617	3827	16071	18046	11318	11592	5240	16973	
Σ rwa (m ³)	17704	9063	15486	4335	4219	15043	442	15424	19580	8872	13825	7246	13689	

Tabel 37. Calibratieresultaten voor Zevenbergen met Langeweg.

* aangenomen waarde

** inslagpeil

11. Albano met Bosschenhoofd

Het injectiegemaal te Albano heeft tot oktober 1984 een proportioneel geïntegreerde toerenregeling, daarna een LT/HT regeling, die overigens veelvuldig is aangepast. Voor de simulatieberekeningen zal worden uitgegaan van een pomp zonder debietregeling. Alhoewel de debieten te Albano geregistreerd zijn, zijn deze vaak moeilijk af te lezen van de stroken. De debieten tijdens de rwa-periodes zijn moeilijk afleesbaar omdat de debietregeling soms niet optimaal is afgesteld, en het debiet via twee kanalen wordt geregistreerd; de debieten tijdens dwa-periodes omdat de pomp dan vaak (afhankelijk van het in- en uitslagpeil) in heel korte tijd de ontvangkelder leegpompt. Het injectiegemaal verpompt ook de aanvoer (zonder debietregeling) vanuit het gemengde stelsel van Bosschenhoofd. Opvallend is dat het kleine Albano een grotere rwa (125 m³/h) kan hebben dan het veel grotere, toevoerende Bosschenhoofd (75 m³/h).

	<u>Albano</u>	<u>Bosschenhoofd</u>
verhard oppervlak	: 6,0 há	12,5 ha
bergging	: 780 m ³	1232 m ³
hoogte overstortdrempel	: 0,50 m - NAP	onbekend
pompregime	: 200 m ³ /h	
aanvoer vanuit Bosschenhoofd:	75 m ³ /h	

	neerslaggebeurtenis (begindatum)									
	19-05 -'84	21-05 -'84	09-07 -'84	10-07 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	30-09 -'84	19-10 -'84	22-10 -'84	21-11 -'84
dwa-factor	1,05	0,82	0,85	0,44	1,25	0,79	1,07	1,43	1,00	0,94
afvoercoëfficiënt	0,51	0,61	0,32	0,54	0,78	0,65	0,70	0,61	0,67	0,67
beschikbare bergging (%)	83,5	71,2	93,4	100	95,9	95,5	96,1	75,2	23,4	98,8
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	-2,39	-1,86	**	-1,94	**	-2,29	-2,36	-2,50	-2,54	-2,57
Σ neerslag (m ³)	2952	5422	974	7084	697	4379	2799	3286	4721	3277
Σ rwa (m ³)	1400	3245	215	3707	368	2689	1803	1930	3017	2080

Tabel 38. Calibratieresultaten voor Albano met Bosschenhoofd.

12. Fijnaart met Heijningen

Het gemaal te Fijnaart verpompt sinds 19 juni 1985 ook de aanvoer (zonder debietregeling) uit het gemengde stelsel van Heijningen. Vanaf 15 mei 1985 loost ook het gescheiden stelsel van Oude Molen op Fijnaart. De invloed hiervan is zeer gering, en is bij de calibratie met behulp van de dwa-aanpassingsfactor gemodelleerd. De calibratieresultaten voor Fijnaart vertonen een nogal grote spreiding. Dit wordt mogelijk veroorzaakt doordat het hoofdgebied van Fijnaart met twee stadspompen, elk met een capaciteit van 190 m³/h, loost op een kleine onderbemaling waarin het gemaal staat. Vaak staat echter maar één van beide stadspompen aan. Het gemaal kan het aanbod dan gemakkelijk aan, zodat ook tijdens regens het afvoerpatroon op dwa lijkt. Als er twee stadspompen aanstaan is het aanbod groter dan het gemaal kan verwerken, en kunnen er overstortingen optreden. Het gemaal verpompt zijn water niet in de AWP, maar in het rioolstelsel van Oudenbosch.

	<u>Fijnaart</u>	<u>Heijningen</u>
verhard oppervlak	: 200 ha	2,1 ha
bergging	: 1885 m ³	154 m ³
hoogte overstortdrempel	: 0,60 m - NAP	onbekend
pompregime	: 110 m ³ /h (1LT) 270 m ³ /h (1HT)	
aanvoer vanuit Heijningen:	20 m ³ /h	

13. Oud-Gastel met Stampersgat

Het injectiegemaal te Oud-Gastel verpompt ook de aanvoer (zonder debietregeling) uit het gemengde stelsel van Stampersgat. Het pompregime van het injectiegemaal zou 260 m³/h (1LT), 440 m³/h (1HT) en 600 m³/h (2HT) kunnen bedragen. Deze debieten gelden echter alleen indien er weinig tegendruk vanuit de AWP is. Bij forse tegendruk ten gevolge van volle belasting van de AWP is het debiet maximaal 400 m³/h (2HT). Daar de pompen zeer snel van 1LT op 2HT overgaan, wordt de 1HT schakeling in het model overgeslagen.

	neerslaggebeurtenis (begindatum)												
	19-05 -'84	21-05 -'84	28-05 -'84	09-07 -'84	10-07 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	19-10 -'84	22-10 -'84	22-11 -'84	14-08 -'85	16-08 -'85	02-09 -'85
dwa-factor	1,02	1,07	1,06	1,00*	1,02	1,00*	1,20	1,29	1,99	1,00	1,24	1,36	1,03
afvoercoëfficiënt	(--)	(--)	0,88	(--)	(--)	0,22	(--)	(--)	(--)	(--)	1,22	(--)	0,78
beschikbare berging (%)	100	100	99,0	100	100	98,2	100	100	100	100	99,7	100	93,8
overstorting (m³)	140	1815	--	139	2569	--	964	1157	1566	420	--	2215	--
max. peil (m tov NAP)	**	-0,70	**	+0,06	-0,24	**	-0,59	-0,80	-0,65	-0,74	-1,82	-0,46	-0,88
Σ neerslag (m³)	2774	5170	1102	1676	6342	810	4652	3010	4566	3588	1807	5847	2535
Σ rwa (m³)	3614	6891	891	2505	8072	163	6861	4849	6817	7676	1968	6954	1858

Tabel 39. Calibratieresultaten voor Fijnaart met Heijningen.

* aangenomen waarde

** inslagpeil

	<u>Oud-Gastel</u>	<u>Stampersgat</u>
verhard oppervlak	: 47,28 ha	3,38 ha
berging	: 2365 m³	657 m³
hoogte overstortdrempel	: 0,60 m + NAP	onbekend
pompregime	: 260 m³/h (1LT) 400 m³/h (2HT) bij 1800 m³ berging	
aanvoer vanuit Stampersgat:	65 m³/h	

	neerslaggebeurtenis (begindatum)													
	01-01 -'84	19-05 -'84	21-05 -'84	28-05 -'84	09-07 -'84	10-07 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	30-09 -'84	19-10 -'84	22-10 -'84	22-11 -'84	11-04 -'85	16-08 -'85
dwa-factor	1,00*	0,46	1,21	0,91	0,87	1,25	1,12	1,01	0,72	1,27	0,65	1,11	1,00	1,50
afvoercoëfficiënt	(--)	0,51	(--)	0,33	0,86	(--)	0,01	0,57	(--)	(--)	(--)	0,85	(--)	0,33
beschikbare berging (%)	100	98,3	100	95,9	99,2	100	98,1	98,8	100	99,5	100	97,8	100	94,6
overstorting (m³)	1421	--	950	--	--	345	--	--	1048	342	2258	--	3306	--
max. peil (m tov NAP)	+0,12	-0,50	+0,18	**	+0,50	+0,37	**	-0,18	-0,33	-0,02	+0,07	-0,43	+0,11	+0,29
Σ neerslag (m³)	14151	7808	13175	4230	3543	12091	1637	12310	7125	8508	12662	8682	21077	13290
Σ rwa (m³)	10015	3738	6973	1215	2618	3710	53	6669	6654	5057	11013	6943	19052	4266

Tabel 40. Calibratieresultaten voor Oud-Gastel met Stampersgat.

* aangenomen waarde

** inslagpeil

14. Wouw met Heerle

Het injectiegemaal te Wouw verpompt ook de aanvoer uit het gemengde stelsel van Heerle. De aanvoer uit Heerle wordt bepaald door de capaciteit van het knijpriool dat de aanvoer verzorgt. De pompen van het injectiegemaal Wouw, waarvan er steeds slechts één afzonderlijk in bedrijf is, leveren een min of meer constant debiet van 330 à 340 m³/h bij een variabel toerental. Omdat de pompcapaciteit groot is ten opzichte van de inhoud van de ontvangkelder, wordt de ontvangkelder zeer snel leeggepompt, en is de dwa moeilijk te

bepalen. Overigens is dit geen verklaring voor de hoge dwa-factoren. De hoge waarden van de afvoercoëfficiënt worden waarschijnlijk veroorzaakt door onderschatten van het verhard oppervlak.

	<u>Wouw</u>	<u>Heerle</u>
verhard oppervlak	: 18,9 ha	4,9 ha
berging	: 1851 m ³	426 m ³
hoogte overstortdrempel:	4,20 m + NAP	onbekend
pompregime	: 340 m ³ /h	
aanvoer vanuit Heerle	: 40 m ³ /h	

	neerslaggebeurtenis (begindatum)										
	01-01 -'84	02-01 -'84	23-01 -'84	27-03 -'84	28-03 -'84	19-05 -'84	28-05 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	30-09 -'84	22-11 -'84
dwa-factor	1,06	1,64	1,10	1,12	1,52	1,11	1,29	1,01	0,51	1,00	1,90
afvoercoëfficiënt	1,32	1,46	0,90	1,59	1,93	1,09	(--)	1,57	(--)	(--)	1,83
beschikbare berging (%)	100	97,0	96,4	96,7	92,2	98,5	100	99,0	100	100	99,1
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	--	50	--	1206	803	--
max. peil (m tov NAP)	+3,44	+3,78	+2,36	+4,00	+3,40	+4,00	+3,56	+1,65	+3,99	+3,60	+4,00
Σ neerslag (m ³)	1972	3501	2918	2760	2264	3848	2508	534	6166	3132	3875
Σ rwa (m ³)	2291	4752	2405	4000	3905	3934	2923	454	10283	5974	6654

Tabel 41. Calibratieresultaten voor Wouw met Heerle.

15. Oudenbosch

Het injectiegemaal van Oudenbosch verpompt ook de aanvoer uit Fijnaart (12) en Standaardbuiten (3), deze kernen zijn apart gemodelleerd. Het pompregime bij 1HT en 2HT fluctueert in werkelijkheid nogal, resp. 340-620 m³/h en 740-880 m³/h.

verhard oppervlak	: 56,1 ha
berging	: 4645 m ³
hoogte overstortdrempel:	0,40 m + NAP
pompregime	: 300 m ³ /h (1LT)
	580 m ³ /h (1HT) bij 3900 m ³ berging
	800 m ³ /h (2HT) bij 3600 m ³ berging

16. Wouwse Plantage

Debieten en peilen worden niet geregistreerd. Bij de simulatieberekeningen zal worden uitgegaan van een afvoercoëfficiënt c=1.

verhard oppervlak	: 3,5 ha
berging	: 381 m ³
hoogte overstortdrempel:	onbekend
pompregime	: 20 m ³ /h (LT)
	40 m ³ /h (HT) bij 300 m ³ berging.

	neerslaggebeurtenis (begindatum)						
	27-03 -'84	19-05 -'84	28-05 -'84	09-07 -'84	19-10 -'84	14-08 -'85	02-09 -'85
dwa-factor	1,00*	1,13	1,15	1,00*	0,85	0,85	0,93
afvoercoëfficiënt	0,93	0,37	0,67	1,18	0,78	0,78	0,58
beschikbare berging (%)	97,1	94,7	98,5	96,9	99,5	99,3	97,7
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	+0,11	+0,58	+0,38	+0,07	+0,31	-0,47	-0,04
Σ neerslag (m ³)	6036	8763	5801	2625	9902	4948	10799
Σ rwa (m ³)	6204	3004	3516	2346	7288	3439	5893

Tabel 42. Calibratieresultaten voor Oudenbosch.

* aangenomen waarde

17. Legerplaats Ossendrecht

Debieten en peilen worden niet geregistreerd. Bij de simulatieberekeningen zal worden uitgegaan van een afvoercoëfficiënt $c = 1$.

verhard oppervlak : 4,5 ha
 berging : 315 m³
 hoogte overstortdrempel: 0,62 m + NAP
 pompregime : 80 m³/h

18. Bergen op Zoom

Twee vijzelpompen met een gezamenlijke maximale capaciteit van 3360 m³/h (sinds december 1984; daarvoor was er slechts één vijzelpomp) brengen het rioolwater in de zandvanger van het persstation Bergen op Zoom. Vandaar wordt het door drie centrifugaalpompen, met een gezamenlijke maximale capaciteit van 3200 m³/h in de hoogreservoirs van het persstation gepompt. De capaciteit van de centrifugaalpompen is dus geringer dan die van de vijzels, indien deze beide in hoog toerental draaien. Er vindt dan een overstorting plaats van de zandvanger op het rioolstelsel. De hiergenoemde calibratieresultaten zijn overgenomen uit [2]. In deze publicatie is een uitvoerige beschrijving van de calibratie van het waterbalansmodel voor Bergen op Zoom te vinden.

verhard oppervlak : 275 ha
 berging : 18700 m³
 hoogte overstortdrempel: 2,90 m + NAP
 pompregime :
 - voor dec. 1984: 1680 m³/h bij 17875 m³ berging
 - na dec. 1984 : 1680 m³/h (1HT) bij 17875 m³ berging
 2740 m³/h (2LT) bij 15125 m³ berging
 3200 m³/h (2HT) bij 12650 m³ berging

	neerslaggebeurtenis (begindatum)												
	19-05 -'84	21-05 -'84	28-05 -'84	09-07 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	30-09 -'84	19-10 -'84	25-01 -'85	09-06 -'85	26-07 -'85	14-08 -'85	16-08 -'85
dwa-factor	1,03	1,06	0,98	0,95	0,90	1,22	1,18	1,15	1,13	1,19	1,01	1,03	1,10
afvoercoëfficiënt	0,69	(--)	0,83	0,92	0,63	(--)	0,84	(--)	(--)	1,01	1,10	1,18	0,70
beschikbare berging (%)													
overstorting (m ³)	--	2377	--	--	--	3660	--	1800	1100	--	--	--	--
max. peil (m tov NAP)	+2,47	+2,47	+1,61	+2,53	+0,26	+2,46	+1,74	+2,42	+2,09	+2,01	+1,49	+1,88	+0,77
Σ neerslag (m ³)	41992	59317	20157	23705	12237	63992	34567	45760	36602	54285	30250	19277	51012
Σ rwa (m ³)	26918	39347	14460	19302	5941	52270	26838	28955	32213	51985	30333	19474	33786

Tabel 43. Calibratieresultaten voor Bergen op Zoom.

19. Roosendaal met Nispen

Roosendaal is de grootste kern van het AWP-stelsel "West-Brabant". Alhoewel er ook toevoer is uit het rioolstelsel van Nispen, is de waterbalans van Nispen niet gemodelleerd, aangezien het verhard oppervlak van Nispen verwaarloosbaar is ten opzichte van dat van Roosendaal (2,6%). Twee vijzel-pompen brengen het water in de zandvanger van het persstation, dat onder vrij verval loost op de ontvangkelder. De maximale capaciteit van beide vijzels is 4700 m³/h. Het zal duidelijk zijn dat deze slechts in zeer uitzonderlijke situaties bereikt wordt, daar de capaciteit van het aanvoerriool slechts 3100 m³ bedraagt. De tweede vijzel kan slechts korte tijd in laag toeren meedraaien met de eerste vijzel. Aangenomen wordt dat dit ongeveer de helft van een tijdsinterval mogelijk is. In Roosendaal wordt na regenval niet met beoogde pompcapaciteit (3100 m³/h) doorgepompt, totdat de berging weer volledig beschikbaar is, maar wordt een terugschakelschema gebruikt. Dit schema treedt in werking zodra de berging toeneemt met 1000 m³/h. De hieronder vermelde calibratieresultaten zijn overgenomen uit [1]. In deze publicatie is een uitvoerige beschrijving van de calibratie van het waterbalansmodel voor Roosendaal te vinden.

verhard oppervlak : 350 ha
 berging : 23800 m³
 hoogte overstortdrempel: 1,20 m + NAP

berging (m ³)	debiet bij afnemende berging (m ³ /h)	debiet bij toenemende berging (m ³ /h)
> 23100	0	0
> 22295	1400	1400
> 19460	2400	1400
> 17850	3100	2400
> 9240	3100	2400
< 9240	3100	3100

Tabel 44. Pompregime Roosendaal.

	neerslaggebeurtenis (begindatum)									
	01-01 -'84	23-01 -'84	28-05 -'84	29-05 -'84	09-07 -'84	10-07 -'84	13-07 -'84	14-07 -'84	30-09 -'84	22-11 -'84
dwa-factor	0,78	1,10	1,37	1,13	1,10	1,10	1,12	1,11	1,71	1,74
afvoercoëfficiënt	0,92	0,71	0,45	1,20	0,21	(--)	1,31	0,96	0,78	1,07
beschikbare berging (%)	96,4	99,2	98,4	97,6	97,4	97,0	97,4	97,4	97,2	97,7
overstorting (m ³)	--	--	--	--	--	67	--	--	--	--
max. peil (m tov NAP)										
Σ neerslag (m ³)	86730	43645	10150	30205	23415	136920	10710	87640	49035	59710
Σ rwa (m ³)	75228	27170	2229	29877	3830	59114	9892	79093	34192	58360

Tabel 45. Calibratieresultaten voor Roosendaal.

Literatuur

1. Dijkhuis, L.J., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Roosendaal. Scriptie Landbouwuniversiteit, Wageningen.
2. Tamminga, J.L., 1987. Neerslag-afvoermodel voor het rioolstelsel Bergen op Zoom. Scriptie Landbouwuniversiteit, Wageningen.

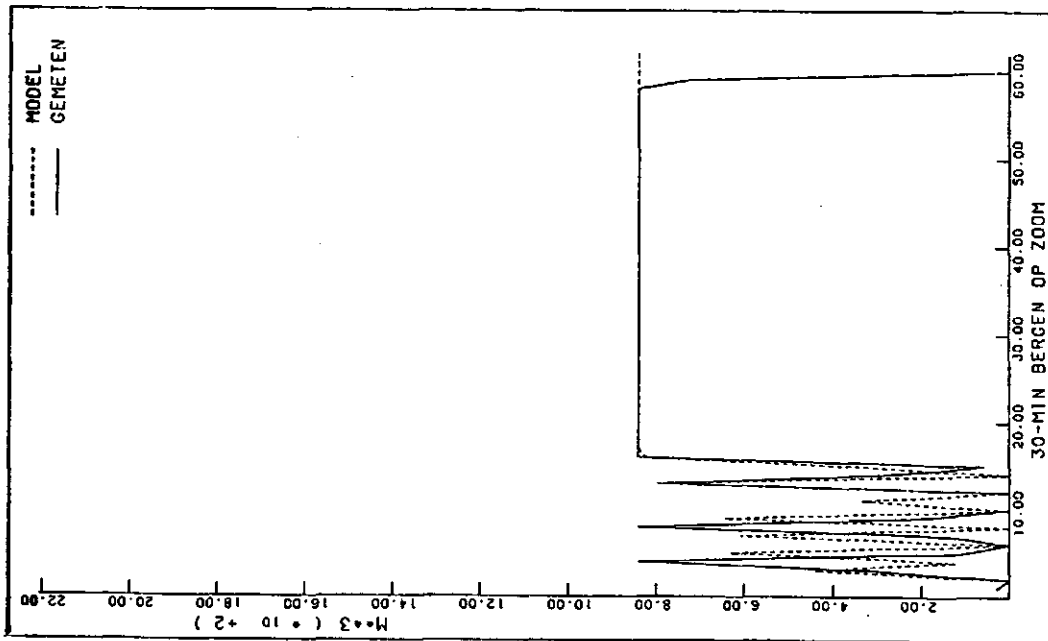
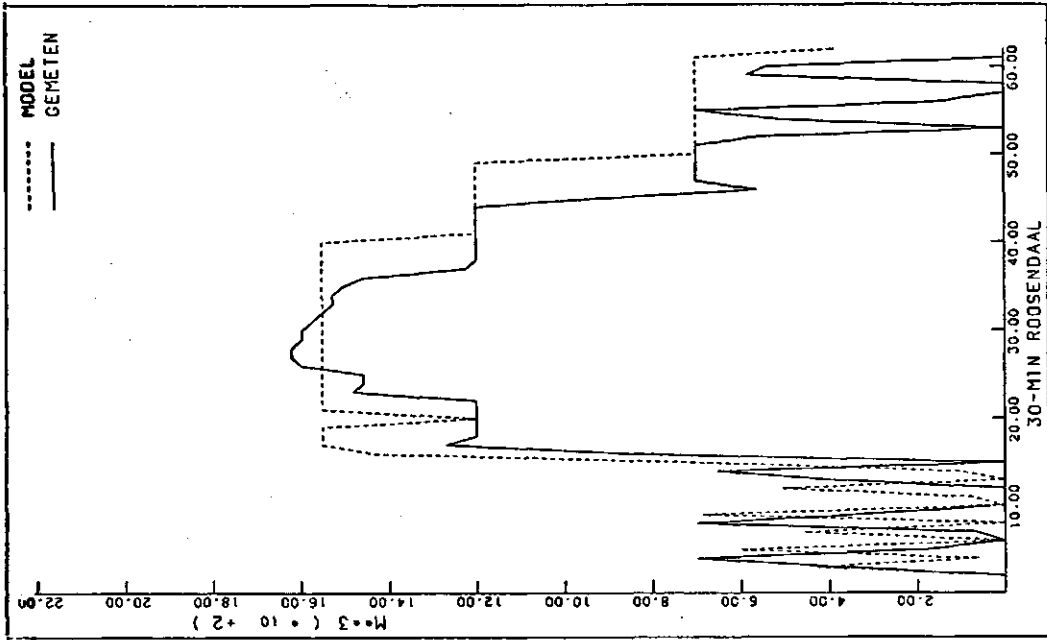
VERIFICATIERESULTATEN*

In deze bijlage is het afvoerverloop in de tijd voor de zes verificatie-neerslaggebeurtenissen voor Bergen op Zoom en Roosendaal opgenomen (figuren 24 t/m 29).

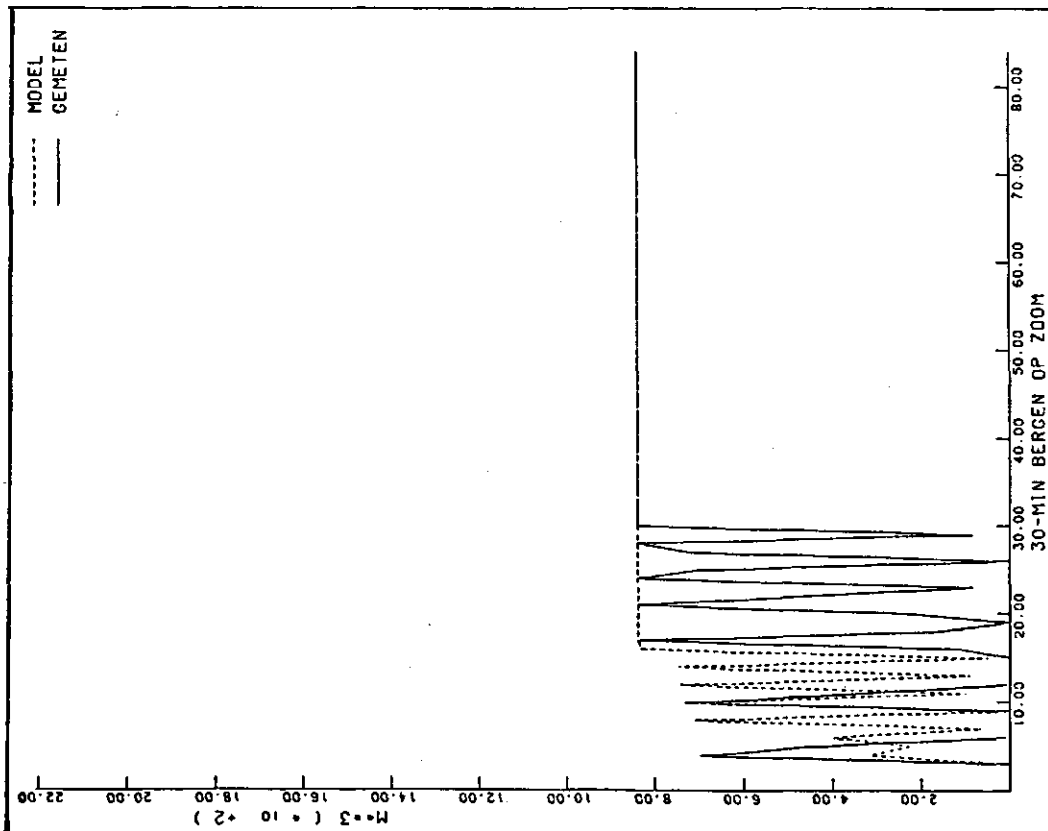
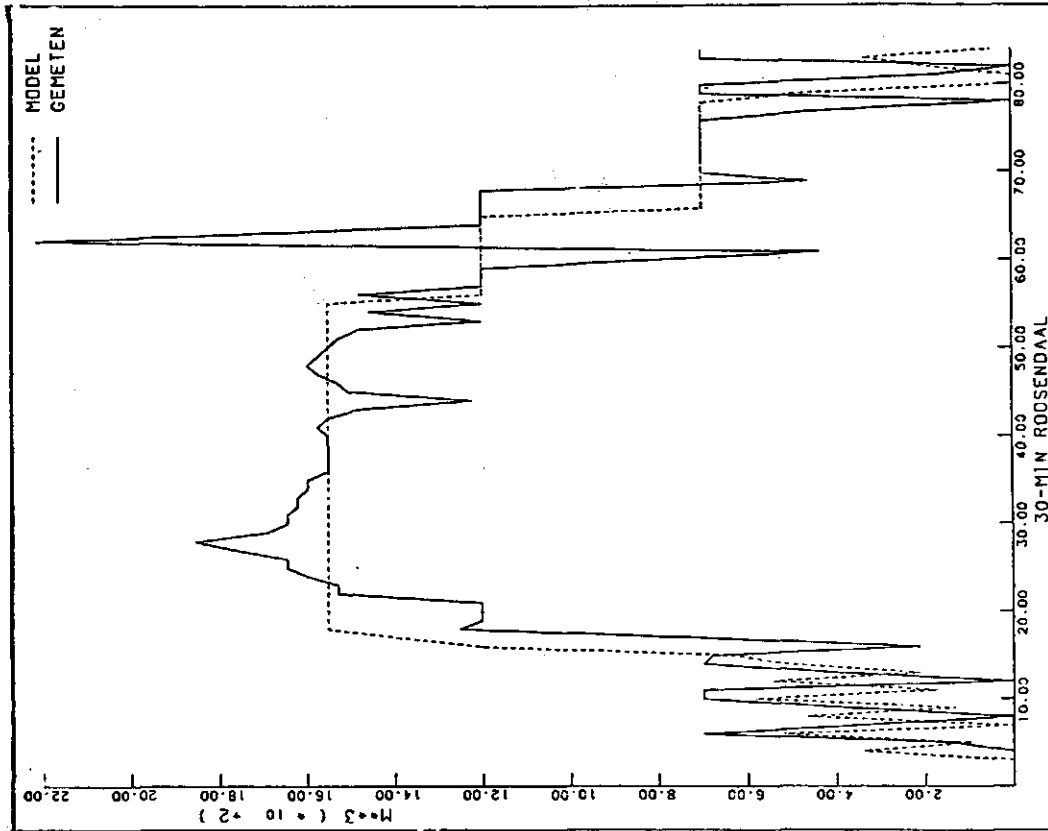
Bij de figuren wordt het volgende opgemerkt:

- figuur 24 Voor deze bui is waarschijnlijk voor Roosendaal de neerslag ca. 20% overschat.
- figuur 25 Tijdens deze bui werd in Roosendaal tijdelijk met meer dan de beoogde pompcapaciteit van 1550 m³/30 min en zeer kort zelfs 2350 m³/30 min gepompt.
- figuur 26 In Roosendaal werd ook in dit geval tijdelijk met meer dan de beoogde pompcapaciteit van 1550 m³/30 min gepompt.
- figuur 27 Zoals uit deze figuur blijkt werd gedurende deze bui door zowel Roosendaal als ook Bergen op Zoom lang niet met beoogde capaciteit gepompt. Uit de registratiestroken van de kelderpeilen blijkt echter dat met beoogde capaciteit had moeten worden gepompt. Dit afwijken leidde tot een afvlakking van de aanvoercurve.
- figuur 28 Voor deze gebeurtenis leidt een in het model gesimuleerd stoppen van de vijzels (rioolstelsel is leeg) te Bergen op Zoom tot een tijdelijk sterke afname van de modelaanvoer te Bath.
- figuur 29 Waarschijnlijk overschat het model de werkelijk gevallen neerslag in Roosendaal.

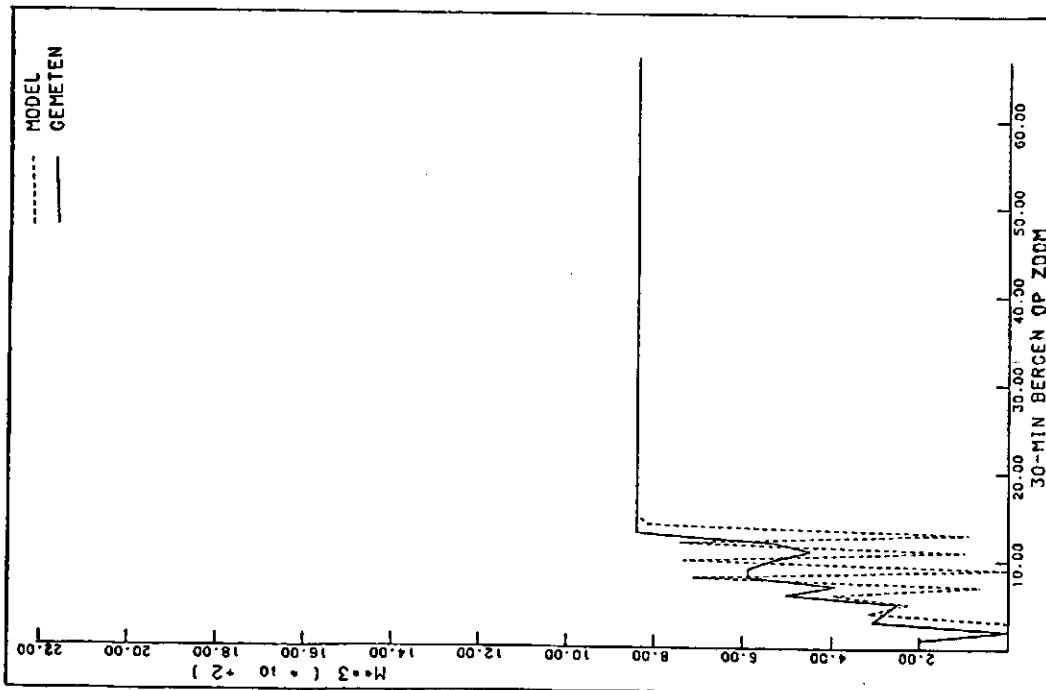
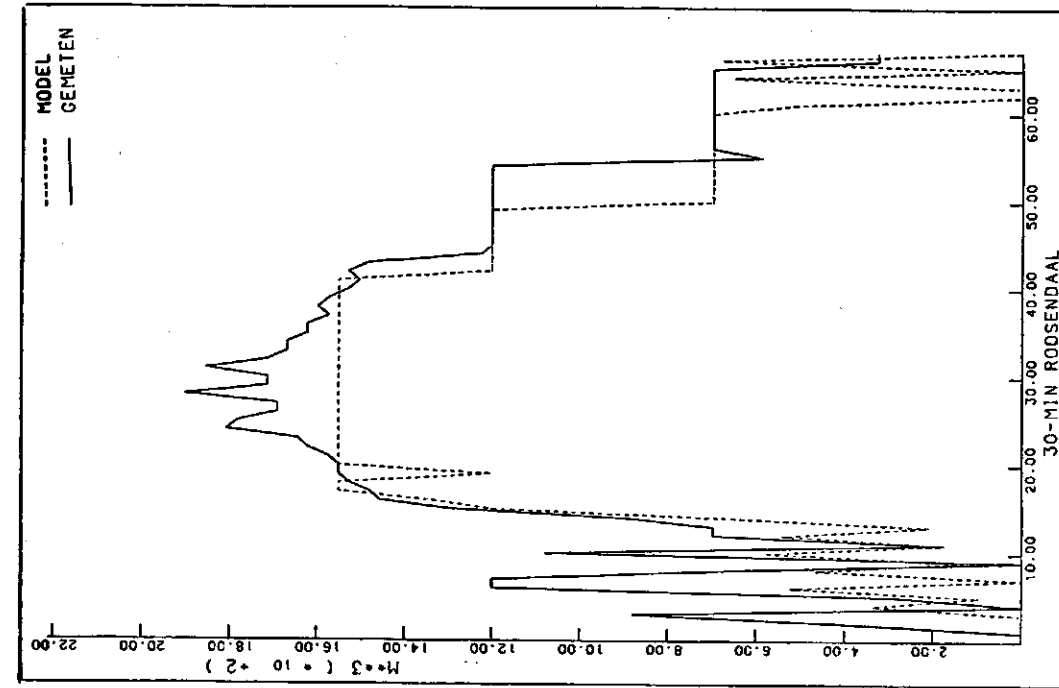
* bij hoofdstuk 7



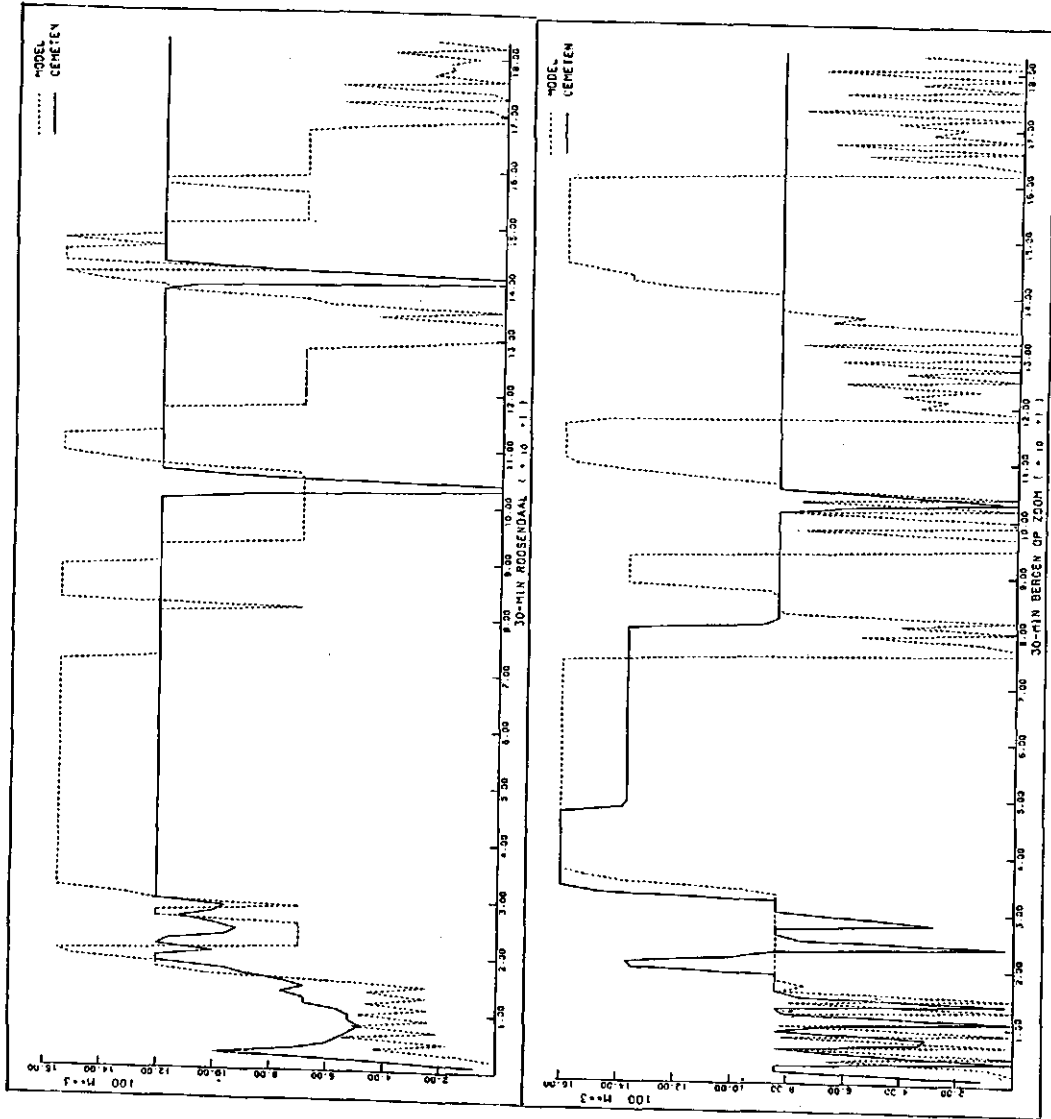
Figuur 24. Verificatie-neerslagbeurtenis 19-5-'84.



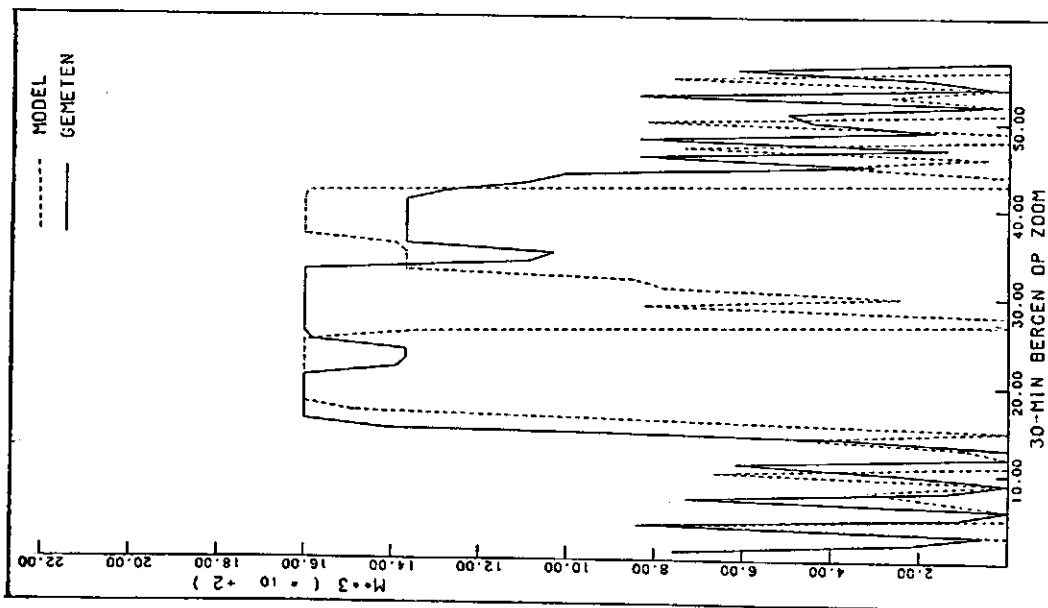
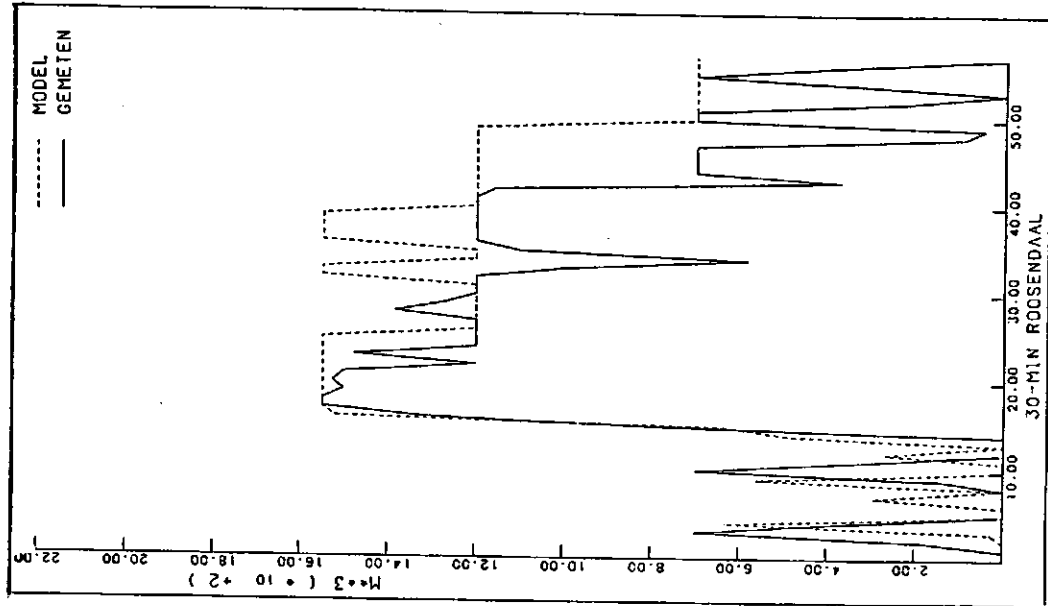
Figuur 25. Verificatie-neerslaggebeurtenis 21-5-'84.



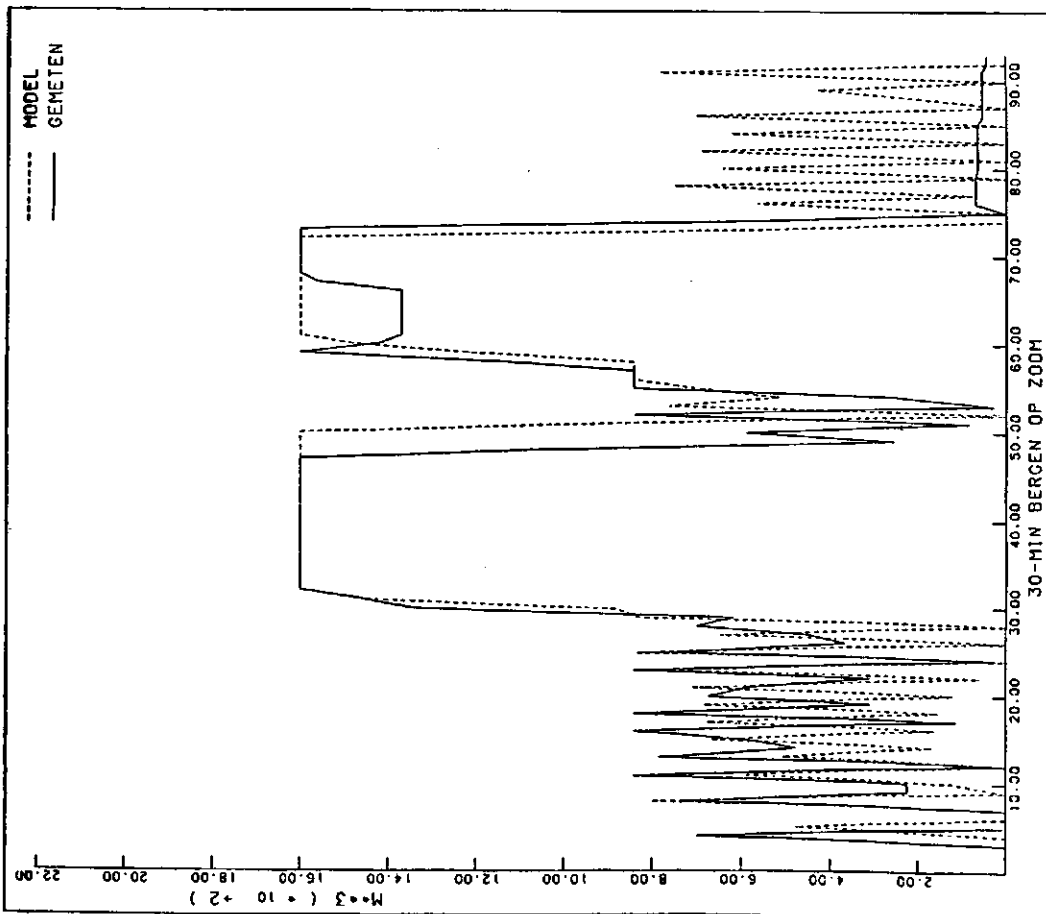
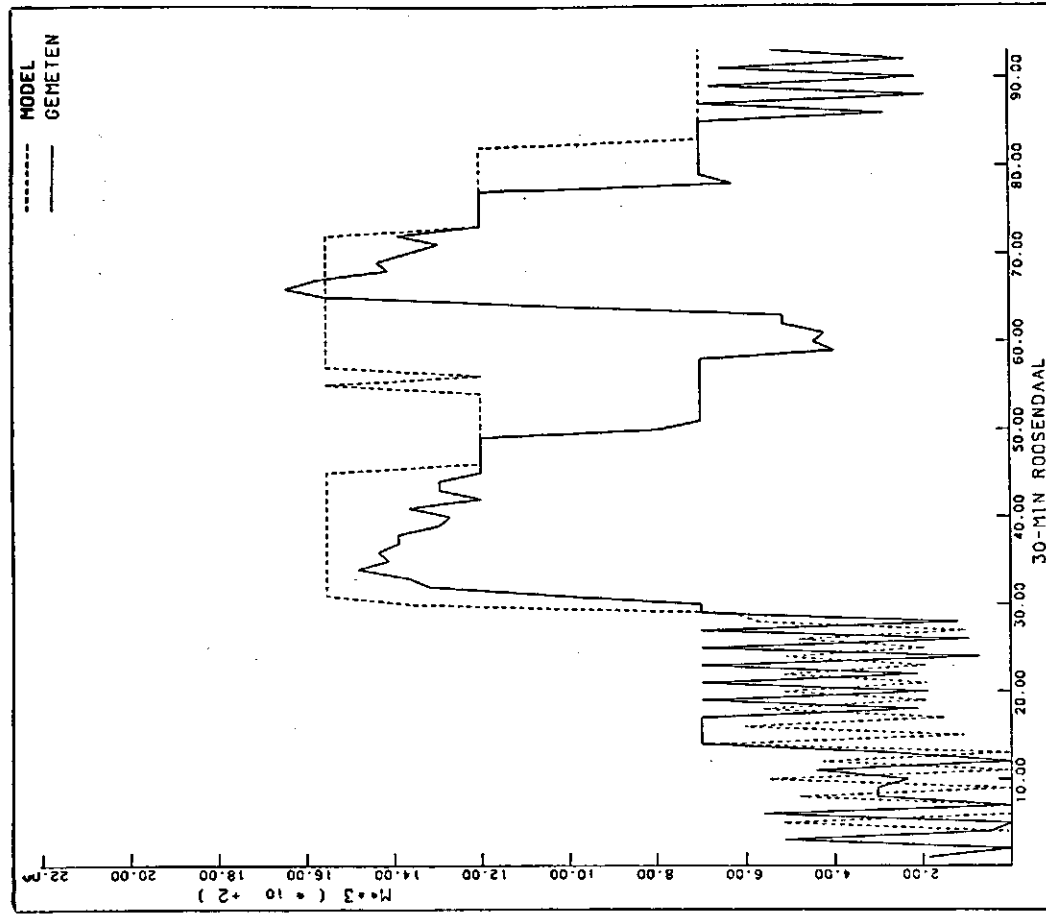
Figuur 26. Verificatie-neerslagbeurtenis 19-10-'84



Figur 27. Verificatie-neerslagbeurtenis 11-4-'85



Figuur 28. Verificatie-neerslagbeurtenis 26-7-'85



Figuur 29. Verificatie-neerslagbeurtenis 7-10-'85

SIMULATIERESULTATEN*

Scenario 1 met drempelwaarde voor de bergingsverandering kleiner dan 5%.

Scenario 1 is nog doorgerekend met drempelwaarden kleiner dan 5% voor de bergingsverandering in de rioolstelsels. Deze lagere drempelwaarden leiden weliswaar tot enige toename van de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstortingen, maar resulteren ook in een kleiner benodigd extra reservoir dan de in hoofdstuk 9 voorgestelde 5% drempelwaarde. Scenario 1 is doorgerekend voor drempelwaarden van 1, 2, 3 en 4%. De resultaten staan vermeld in tabel 46 t/m 49.

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
5	4741	2318	1806	1605	1552
10	15474	10082	7705	6679	6098
15	32203	24474	16736	13803	12055
20	49195	42123	34189	27653	20179
som overgestort (m ³)	754743	766945	781085	796161	820553
aantal overstortingen	193	197	201	200	204

Tabel 46. Resultaten scenario 1 met drempelwaarde bergingsverandering 1%.

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
5	4741	2502	1773	1599	1564
10	15474	10246	8034	6687	5931
15	32203	24736	17390	14732	12761
20	49195	42381	34859	28994	22166
som overgestort (m ³)	754743	765153	776877	791095	807846
aantal overstortingen	193	196	199	199	201

Tabel 47. Resultaten scenario 1 met drempelwaarde bergingsverandering 2%.

* bij hoofdstuk 9

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
5	4741	3308	2935	2827	2766
10	15474	11479	10116	9086	8650
15	32203	24818	18951	17456	16140
20	49195	42431	34895	28268	24926
som overgestort (m ³)	754743	764236	774585	786087	800738
aantal overstortingen	193	195	197	197	198

Tabel 48. Resultaten scenario 1 met drempelwaarde bergingsverandering 3%.

reductie Bath (%)	grootte reservoir (m ³) bij reductie pompcapaciteit				
	0%	5%	10%	15%	20%
5	4741	4007	3723	3420	3172
10	15474	12241	11743	11347	11010
15	32203	26239	20677	19901	19241
20	49195	43652	38006	31235	28027
som overgestort (m ³)	754743	762269	769104	778082	789439
aantal overstortingen	193	195	196	197	199

Tabel 49. Resultaten scenario 1 met drempelwaarde bergingsverandering 4%.

Effect per afzonderlijke neerslaggebeurtenis

Hieronder volgt de berekeningswijze van de getallen van tabel 20.1, hoofdstuk 9.4, voor scenario 2. De andere getallen kunnen op soortgelijke wijze worden berekend.

We definiëren:

N = aantal neerslaggebeurtenissen ($N=30$)

X_i = de hoeveelheid overstortend water van de i -de neerslaggebeurtenis bij referentiescenario A;

$$\sum_{i=1}^N X_i = 754,7 * 10^3 m^3$$

Y_i = de hoeveelheid overstortend water van de i -de neerslaggebeurtenis bij referentie A van de i -de neerslaggebeurtenis

T = totale toename van de hoeveelheid overstortend water over alle neerslaggebeurtenissen ($T=212,8 * 10^3 m^3$)

$QT = \bar{Y}/\bar{X}$ ($QT = 1,282$)

de variantie van T

Daar de T_i 's als onafhankelijke, gelijkverdeelde kansvariabelen kunnen worden opgevat geldt:

$$\text{var } T = N \text{ var } T_i \quad (24)$$

De steekproefvariantie $\Sigma(T_i - \bar{T})^2/N$ is een schatter voor $\text{var } T_i$. Als schatter voor $\text{var } T$ kan men daarom nemen:

$$\hat{\sigma}_t^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i - \bar{T})^2 \quad (25)$$

De Jackknife en de bootstrap leveren in dit geval nagenoeg dezelfde uitdrukking op voor $\hat{\sigma}_t^2$ [1].

de variantie van QT

Het quotiënt QT is een niet-lineaire functie. De variantie van zo'n functie kan worden benaderd met een Taylor ontwikkeling [2]:

$$\text{var } QT \approx \frac{1}{N} \left(\frac{\mu_y}{\mu_x} \right)^2 \left\{ C_y^2 + C_x^2 - 2r_{xy} C_x C_y \right\} \quad (26)$$

C_x en C_y zijn de variatiecoëfficiënten van respectievelijk x_i en y_i , r_{xy} is de correlatiecoëfficiënt tussen x_i en y_i . μ_x en μ_y kunnen worden geschat door respectievelijk \bar{X} en \bar{Y} . Berekening van $\text{var } QT$ via de Jackknife levert vergelijkbare resultaten op.

Monte-Carlo simulatie

Om de gevoeligheid van de modeluitkomsten voor variaties in de neerslagcomponent te bepalen, is in hoofdstuk 9 een aantal van de berekeningen als Monte-Carlo simulatie herhaald. Daarbij is gebruik gemaakt van een exponentiële variabele aangezien de dispersievariantie van de geschatte neerslag minder dan de helft van de dispersievariantie van de werkelijke gebiedsneerslag. Voor de exponentiële verdeling is de variantie van de random factor ($\text{var } \hat{f}$) gelijk aan 1.

Het gebruikte Monte-Carlo model kent drie tekortkomingen:

- als $\text{var } \hat{f}$ groot is, gaan de autocorrelaties omlaag, terwijl dit op grond van bijlage 2 eigenlijk niet toegelaten mag worden;
- als $\text{var } \hat{f}$ groot is, gaan ook de kruiscorrelaties omlaag, waarschijnlijk sterker dan gewenst is;
- voor grote kernen (Roosendaal en Bergen op Zoom) leidt een $\text{var } \hat{f}$ van 1 tot een input met een te grote variantie.

Het gevolg van de eerste twee tekortkomingen is dat de hoeveelheid overstortend water en het aantal overstortingen in het referentiescenario en de overige scenario's sterker toeneemt dan in werkelijkheid het geval is. De laatste twee tekortkomingen kunnen tot gevolg hebben dat de modelresultaten een gunstiger sturingseffect opleveren dan dat in werkelijkheid het geval is. Het gebruikte model overschat dus de sturingsmogelijkheden.

Literatuur

1. Efron, B. en G. Gong, 1983. A leisurely look at the bootstrap, the jackknife, and cross-validation. *The American Statistician* 37: 36-48.
2. Kendall, M.G. en A.D. Stuart, 1977. *The advanced theory of statistics. Volume I. Distribution theory.* Charles Griffin & Company limited, London.

HANDLEIDING NAMRAP: NEERSLAG-AFVOERMODEL VAN EEN REGIONAAL AFVALWATERPERS-LEIDINGSTELSEL*

Dit programma is ontwikkeld door de vakgroep Hydraulica en afvoerhydrologie van de landbouwuniversiteit Wageningen, in opdracht van de Stichting Toegepast Onderzoek Reiniging Afvalwater (STORA). Beide instanties geven geen enkele garantie, expliciet of impliciet, met betrekking tot de nauwkeurigheid, volledigheid, betrouwbaarheid, bruikbaarheid of geschiktheid voor welk doel dan ook van het programma. Beide instanties aanvaarden geen enkele aansprakelijkheid voortvloeiend uit het gebruik van dit programma door derden.

Inleiding

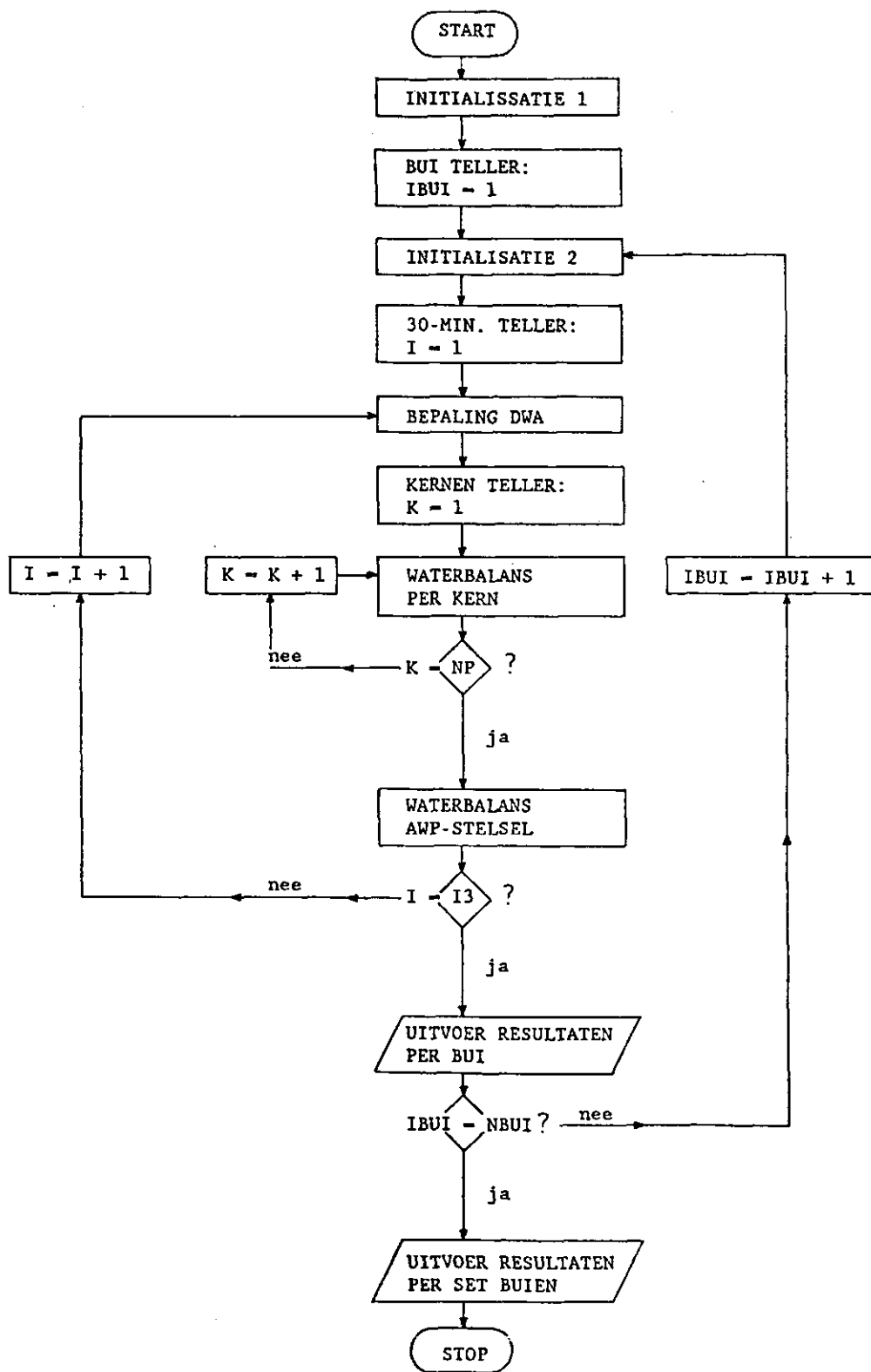
Dit programma is ontwikkeld door de Vakgroep Hydraulica en afvoerhydrologie van de Landbouwuniversiteit Wageningen, in opdracht van de Stichting Toegepast Onderzoek Reiniging Afvalwater (STORA). Het beschrijft de transformatie van neerslag tot afvoer in een aantal gemengde rioolstelsels, en het daarop volgende transport in een regionaal afvalwatertransportstelsel. Zowel de afzonderlijke rioolstelsels als het transportstelsel zijn als reservoirs gemodelleerd.

Het programma is geschreven in standaard Fortran-77. Het is ontwikkeld op een Atari-1040STF computer. Voor het draaien van het programma is een harde schijf niet essentieel, maar in de praktijk kan deze niet worden gemist. Ondanks grondige controle kan het programma nog fouten bevatten. De gebruiker wordt daarom dringend verzocht de resultaten kritisch te onderzoeken.

De structuur van het programma is als volgt (figuur 30). Eerst worden een aantal parameterwaarden bepaald en worden de gegevens van de verschillende rioolstelsels en van het regionaal afvalwatertransportstelsel ingelezen (initialisatie 1). Vervolgens wordt de lus voor de verschillende neerslaggebeurtenissen doorlopen (IBUI = 1, NBUI): eerst wordt algemene informatie over de bepaalde neerslaggebeurtenis ingelezen vanuit de invoerfile STUUR.DAT, wordt de bijbehorende invoerfile met 30-minuten neerslagen voor de verschillende kernen geopend (Bnn.D30, waarbij nn het volgnummer van de neerslaggebeurtenis is) en worden een aantal parameters geïntialiseerd (initialisatie 2). Daarna wordt de lus voor de verschillende 30-minuten perioden binnen één neerslaggebeurtenis doorlopen (I = 1, I3): eerst worden de droogweerafvoeren als fractie van de dwa (FR) berekend, vervolgens wordt de neerslag ingelezen, (P(N), N = 1, 25) en wordt voor elke kern (K = 1, NP) de waterbalans berekend, daarna wordt de waterbalans van het regionale AWP-stelsel berekend. Het doorrekenen van de waterbalansen vindt plaats in aparte subroutines, deze zijn opgenomen in het pakket SUB.FOR. In het subroutinepakket DATSUB.FOR wordt de gewone tijdrekening (jaar, maand, dag, uur) omgezet naar de tijdrekening (in 30-minuten intervallen) van het programma. Uitvoer vindt plaats naar de files AWPnn.DAT of PLOTnn.DAT, waarin nn het volgnummer van de neerslaggebeurtenis is.

Als een neerslaggebeurtenis geheel is doorgerekend, worden de resultaten weggeschreven naar de uitvoerfile BALANS.DAT. Als alle neerslaggebeurtenissen zijn doorgerekend, worden de eindresultaten weggeschreven naar de uitvoerfile TOTAAL.DAT. Hier eindigt het programma. Een listing van het programma vindt men achterin deze bijlage.

* bij hoofdstuk 3



Figuur 30. Stroomdiagram van het programma NAMRAP.

Methodes en veronderstellingen

De waterbalansen van een kern met een gemengd rioolstelsel en van het regionale AWP-stelsel zijn als volgt gemodelleerd.

waterbalans van een kern met gemengd rioolstelsel

Voor de waterbalans van een kern, aangeduid met i , geldt gedurende een periode j :

$$q(i,j) = cA_v(i)\hat{h}_r(i,j-j') - q_0(i,j) + \Delta B(i,j) + q_d(i,j) + q_a(i,j), \quad (27)$$

waarin:

- q : vanuit de kern in de AWP geïnjecteerd debiet [L^3T^{-1}]
- c : afvoercoëfficiënt [-]
- A_v : verhard oppervlak [L^2]
- \hat{h}_r : geschatte gebiedsneerslag minus initiële verliezen (V_i) over het verharde oppervlak [LT^{-1}]
- j' : aantal intervallen vertraging ten gevolge van de stroming naar en in het rioolstelsel [-]
- q_0 : overstortend debiet [L^3T^{-1}]
- ΔB : bergingsverandering in het rioolstelsel (negatief bij afname van de beschikbare berging) [L^3T^{-1}]
- q_d : droogweerafvoer [L^3T^{-1}]
- q_a : aanvoer van afvalwater uit "bovenstroomse" kernen [L^3T^{-1}].

De parameters c en j' zijn geschat bij de calibratie van het model; A_v , q_d en q_a zijn bekende basisgegevens van het transportstelsel (eventueel volgt q_a uit een berekening van de waterbalans voor de bovenstroomse kern); \hat{h}_r is geschat op grond van metingen, en per tijdstap van 30 minuten worden q , q_0 en ΔB berekend.

waterbalans van het regionale afvalwatertransportstelsel

De waterbalans van een traject k van een persleiding tussen twee persstations in gelegen, luidt voor een periode j :

$$q_{bo}(k,j) + \sum_{i=1}^n q(i,j) = q_{be}(k,j) - \Delta B_{ps}(k,j), \quad (28)$$

waarin:

- q_{bo} : debiet van bovenstrooms persstation [L^3T^{-1}]
- q_{be} : debiet van benedenstrooms persstation [L^3T^{-1}]
- n : aantal op het traject aangesloten kernen [-]
- $q(i,j)$: vanuit kern i in de AWP geïnjecteerd debiet gedurende periode j [L^3T^{-1}]
- ΔB_{ps} : bergingsverandering in de buffertoren en in het benedenstroomse ontvangreservoir van traject k (negatief bij afname van beschikbare berging) [L^3T^{-1}].

Indien in een traject van het AWP-stelsel stroming onder vrij verval met een vrije waterspiegel optreedt, luidt de waterbalans:

$$q_{bo}(k,j) + \sum_{i=1}^n q(i,j) + \Delta B_{p1}(k,j) = q_{be}(k,j) - \Delta B_{ps}(k,j), \quad (29)$$

waarin:

ΔB_{p1} : bergingsverandering in de vrijvervalleiding (negatief bij afname van beschikbare berging) [L^3T^{-1}].

Niet-stationaire verschijnselen, zowel in de afzonderlijke rioolstelsels als in het regionale transportstelsel, zijn buiten beschouwing gelaten.

Invoer

De invoervariabelen staan vermeld in drie files: KERN.DAT, STUUR.DAT en Bnn.D30 (voor elke neerslaggebeurtenis één). Daarnaast vindt enige invoer interactief plaats en hebben een aantal variabelen standaardwaarden gekregen, die bij andere toepassingen van het programma moeten worden veranderd.

dimensionering en standaardwaarden

Het programma is gedimensioneerd op NP=25 gemengde stelsels, waarvan 17 (= KERN1) primair, 7 (= KERN2) secundair en 1 (= KERN3) tertiair, en KGESCH = 2 gescheiden stelsels. Er wordt van uitgegaan dat het transportstelsel uit vier sectoren bestaat. Andere parameters die in de aanvang van het programma worden geïntialiseerd zijn:

- DREFAC (-2,00): de factor waarmee de droogweerafvoer moet worden overschreden, voordat de berging in het regionaal transportstelsel wordt gevuld;
- BABFAC (=1,00): de factor waarmee de droogweerafvoer in het vrijvervaltraject moet worden overschreden, voordat deze berging gevuld wordt;
- STEP (-200,): afname in aanvoerdebiet ($m^3/30$ min) dat nodig is voordat de berging in het regionaal transportstelsel wordt geleidigd;
- BOS (-10,) : initiële verliezen (in tienden van mm).

invoer vanaf terminal

Eerst wordt het aantal neerslaggebeurtenissen (NBUI) dat doorgerekend moet worden opgegeven. Vervolgens wordt gekozen welke uitvoer gewenst is:

- ITOTAL = 1: alleen balansresultaten per neerslaggebeurtenis (BALANS.DAT) en algemene balanstotalen (TOTAL.DAT);
- ITOTAL = 0: indien meer uitvoer gewenst, nader specificeren:
- IPLOT = 1: plotfiles per neerslaggebeurtenis (PLOTnn.DAT) met per 30 min de aanvoer ($m^3/30$ min), de beschikbare berging in de rioolstelsels (m^3), de hoeveelheid overstort (m^3) en de beschikbare berging in de AWP (m^3);
- IPLOT = 0: AWPnn.DAT-files per neerslaggebeurtenis met per 30 min de afvoer ($m^3/30$ min) en het percentage beschikbare berging voor elke kern, plus alle onder IPLOT=1 genoemde uitvoer.

invoer vanuit file KERN.DAT

(nb.: NP = 25 (default) is het aantal gemengde stelsels; zie hierboven)
Achtereenvolgens moeten worden ingevoerd (formats staan tussen vierkante

haken):

A(I), I = 1, NP [6F10.2] : verharde oppervlakken (ha)
BO(I), I = 1, NP [6F10.2] : initiele bergingen (m³)
DWA(I), I = 1, NP [6F10.2] : droogweerafvoeren tijdens werkdagen
(m³/d)
DWAFAAC(I), I = 1, NP [6F10.2] : correctiefactoren in verband met eventuele discrepantie tussen metingen en opgegeven waarden.
S1MAX, S2MAX, S3MAX, S4MAX [6F10.2] : berging in het regionaal transportstelsel per sector (m³) (nb.: S1 is bovenstroomse sector; S4 benedenstroomse).

Vervolgens voor elk van de NP aangesloten gemengde stelsels:

* C(K), INJ(K), IND(K), STATUS(K) [F10.2, 4I10]:
C(K) = afvoercoëfficiënt voor stelsel K
INJ(K) = nummering (van 1 t/m 17) indien het stelsel een injecterend of primair gemaal heeft (zo niet: 0)
IND(K) = aanduiding van het type kern (zie tabel 50)
STATUS(K) = 1, 2 of 3, afhankelijk van of het een primair, secundair of tertiair gemaal betreft.

* één regel met additionele informatie, afhankelijk van IND(K):
IND = 1 of 2: CAP(1, K) [8F10.2], de capaciteit van het gemaal
IND = 3 : CAP(1, K), CAP(2, K), BV(1, K) [8F10.2], respectievelijk de pomp-capaciteiten (van laag naar hoog) en het bergingsniveau waarbij de pomp schakelt
IND = 4 : CAP(1, K), CAP(2, K), CAP(3, K), BV(1, K), BV(2, K) [8F10.2], analoog aan de uitvoer voor IND = 3
IND = 5 : CAP(1, K), IK1(K) [F10.2, I10], volgnummering in de nummering 1, ..., NP van de bovenstroomse kern.
IND = 6 : CAP(1, K), CAP(2, K), BV(1, K), IK1(K) [3F10.2, I10], zie IND=5
IND = 7 : CAP(1, K), CAP(2, K), CAP(3, K), BV(1, K), BV(2, K), IK1(K), IK2(K) [5F10.2, 2I10], zie IND=5, nu echter met twee bovenstroomse kernen
IND = 8 : CAP(1, K), CAP(2, K), CAP(3, K), BV(1, K), BV(2, K), BV(3, K), BV(4, K), BV(5, K) [8F10.2], 3 pompcapaciteiten, van laag naar hoog.
BV(1, K): van nul naar CAP(1, K); BV(2, K): van CAP(1, K) naar CAP(2, K); BV(3, K): van CAP(2, K) naar CAP(3, K); BV(4, K): van CAP(2, K) naar CAP(1, K); BV(5, K): van CAP(3, K) naar CAP(2, K).
(nb.: alle capaciteiten zijn in m³/h, alle bergingsniveaus in m³)

Een listing van de file KERN.DAT voor het stelsel "West-Brabant" vindt men achterin deze bijlage.

Tenslotte komen nog KGESCH (maximaal 2) regels met op elke regel de capaciteit CGESCH(K) van het injecterend gemaal van het gescheiden stelsel (m³/h).

invoer vanuit file STUUR.DAT

Voor elk van de NBUI buien één regel met de variabelen BUI, JDAG, IJ1, IM1, ID1, IU1, IMIN1, ..., IJ4, IM4, ID4, IU4, IMIN4 [1X, A2, 1X, I1, 4(2X, 5I2)].

BUI = volgnummer van de neerslaggebeurtenis,
JDAG = dag van de week van de begindag van de neerslagge-

beurtenis,
 IJ1, IM1, ID1, IU1, IMIN1 - jaar, maand, dag, uur en minuut van het begintijdstip
 voor de afvoersimulatie,
 IJ2, IM2, ID2, IU2, IMIN2 - idem, eindtijdstip,
 IJ3, IM3, ID3, IU3, IMIN3 - idem begintijdstip van de neerslaggegevens,
 IJ4, IM4, ID4, IU4, IMIN4 - idem, eindtijdstip.

Type kern	IND(K)
constant debiet	1
1 pompcapaciteit, geen toevoer	2
2 pompcapaciteiten, geen toevoer	3
3 pompcapaciteiten, geen toevoer	4
1 pompcapaciteit, 1 bovenstroomse kern	5
2 pompcapaciteiten, 1 bovenstroomse kern	6
3 pompcapaciteiten, 2 bovenstroomse kernen	7
3 pompcapaciteiten, afwijkend terugschakelschema, geen toevoer	8

Tabel 50. Typering van de kernen met behulp van de variabele IND(K).

invoer vanuit files Bnn.D30

Voor alle 30-minuten intervallen begrensd door (IJ3, IM3, ID3, IU3, IMIN3) en (IJ4, IM4, ID4, IU4, IMIN4): de geschatte gebiedsneerslag (in tienden van mm) voor de NP (-25) kernen: PN(K), K=1, NP [10X, 18F5.1, 5X, 7F5.1].

uitvoer

Default: totalen per bui en totalen voor alle buien.

per bui: BALANS.DAT

buinummer	(BUI)	-
totaal Bath aanvoer	(SQMT)	m ³
totaal overgestort	(SUMOS)	m ³
nog in rioolstelsels	(DELTA)	m ³
nog in AWP geborgen	(SAWP)	m ³
aantal 30-minuten intervallen	(I3)	-
maximum debiet	(QMAX)	m ³ /30min
overgestort per kern:		
primaire kernen	(ISO1(K1), K1=2, KERN1)	
secundaire kernen	(ISO2(K2), K2=1, KERN2)	
tertiaire kernen	(ISO3(K3), K3=1, KERN3)	

voor alle buien: TOTAAL.DAT

totaal aangevoerd	(SUMSQT)	m ³
totaal in rioolstelsels	(SUMDEL)	m ³
totaal in AWP-stelsels	(SUMSAW)	m ³
algemeen totaal som	(TOTTOT)	m ³
totaal overgestort per kern:		m ³
primaire kernen	(ISUM1(K1), K1=2, KERN1)	
secundaire kernen	(ISUM2(K2), K2=1, KERN2)	
tertiaire kernen	(ISUM3(K3), K3=1, KERN3)	
totaal aantal overstortingen	(IELTEL)	-

aantal overstortingen per kern:

primaire kernen (TELL(K1),K1=2,KERN1)

secundaire kernen (TEL2(K2),K2=1,KERN2)

tertiare kernen (TEL3(K3),K3=1,KERN3)

facultatief: resultaten per half uur voor elke bui, alleen totalen of totalen plus resultaten per kern.

totalen per half uur: PLOTnn.DAT

aanvoerdebiet te Bath	(SQTM)	m ³ /30min
berging in rioolstelsels	(SUMBE)	m ³
hoeveelheid overstort in 30 min	(SUMOV)	m ³
berging in AWP-stelsel	(SAWP)	m ³

resultaten per kern per half uur: AWPnn.DAT

zelfde uitvoer als PLOT.DAT, alleen nu als integers, dus ISQTM, ISUMBE, ISUMOV, ISAWP

debiet per kern:		m ³ /30min
primaire kernen	(IQ1(K1),K1=1,KERN1)	
secundaire kernen	(IQ2(K2),K2=1,KERN2)	
tertiaire kernen	(IQ3(K3),K3=1,KERN3)	
percentage beschikbare berging per kern:		%
primaire kernen	(IB1(K1),K1=2,KERN1)	
secundaire kernen	(IB2(K2),K2=1,KERN2)	
tertiare kernen	(IB3(K3),K3=1,KERN3)	

testen van het programma

Als testinvoer wordt een fictieve neerslaggebeurtenis genomen, waarbij op 10 juli 1984 er in 30 minuten 10 mm neerslag viel op alle kernen, zie de listing van B01.D30 en STUUR.DAT.

Listing of the file : B01.D30

```
-----  
1007 1800 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
          0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
          0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
1007 1830 100.0100.0100.0100.0100.0100.0100.0100.0  
          100.0100.0100.0100.0100.0100.0100.0100.0  
          100.0100.0100.0100.0100.0100.0100.0  
1007 1900 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
          0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0  
          0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
```

Listing of the file : STUUR.DAT

```
-----  
01 2 8407101330 8407110930 8407101800 8407101900
```

Als invoer vanuit de file KERN.DAT is uitgegaan van de gegevens zoals die voor het AWP-stelsel "West-Brabant" zijn gebruikt. De listing van deze file bevindt zich achterin deze bijlage. Default resulteert deze invoer in de uitvoerfiles BALANS.DAT en TOTAAL.DAT. Deze dienen er als volgt uit te zien:

Listing of the file : BALANS.DAT

BUI NUMMER 01

BEGIN VAN DE PERIODE: 84 7101330

EINDE VAN DE PERIODE: 84 711 930

TOTAAL BATH AANVOER	:	116802. M**3	TOTAAL OVERGESTORT	:	10252. M**3
NOG IN RIJDLSTELSLS	:	-430. M**3	NOG IN AWP GEBORGEN	:	900. M**3
AANTAL 30-MIN INTERVALLEN	:	41	MAXIMUM DEBIET	:	5358. M**3/30 MIN

M**3 OVERGESTORT PER KERN :

INJNR:	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
KERN1:	0	801	0	0	0	0	0	968	0	0	4814	453	0	2915	0	57
KERN2:	0	11				0	30	0		0		190				
KERN3:						12										

Listing of the file : TOTAAL.DAT

TOTAAL AANGEVDERD	:	116802. M**3	TOTAAL IN RIJDLSTELSLS	:	-430. M**3
TOTAAL IN AWP-STELSEL	:	900. M**3	ALGEMEEN TOTAAL SOM(Q+OS+B)	:	127524. M**3

TOTALE MH OVERGESTORT VOOR 30 BUIEN : 10252.

INJNR:	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
KERN1:	0	801	0	0	0	0	0	968	0	0	4814	453	0	2915	0	57
KERN2:	0	11				0	30	0		0		190				
KERN3:						12										

AANTAL OVERSTORTINGEN VOOR 30 BUIEN : 10

INJNR:	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
KERN1:	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1	0	1	0	1
KERN2:	0	1				0	1	0		0		1				
KERN3:						1										

Listing of the file : KERN.DAT

```

-----
      6.85      1.44      24.82      3.45      74.21      5.60
      8.80      26.50      2.10      20.00      14.14      56.10
     12.50      6.00      66.80      9.50      3.38      47.28
    350.00      4.90      18.90      3.50     275.00      3.20
      4.50
    240.00     128.00     2488.00     280.00     5994.00     613.00
    1700.00    1700.00      154.00     1885.00     1207.00    4645.00
    1232.00     780.00     5788.00    1020.00     657.00    2365.00
   23800.00     426.00     1851.00     381.00    18700.00     224.00
     315.00
    8214.00     58.00      954.00     159.00     2632.00     315.00
    1603.00    1065.00      76.00     762.00     440.00    2328.00
     312.00     150.00     1785.00     365.00     204.00    1798.00
   11516.00     208.00      800.00      61.00    13814.00     128.00
     300.00
      1.00      1.28      1.28      0.90      1.00      1.10
      1.00      0.78      1.06      1.06      1.07      1.00
      0.97      0.97      1.12      1.45      1.01      1.01
      1.12      1.11      1.11      1.00      1.06      1.00
      1.00
     400.00     970.00     2500.00     500.00
      1.00          1          1          1
   6154.00
     0.89          0          2          2
      9.00
     0.89          2          6          1
     95.00     135.00     2320.00          2
      1.00          0          2          2
     22.50
      1.05          3          6          1
    192.50     335.00     4500.00          4
     0.99          4          4          1
     11.00     22.00      33.00     585.00     460.00
      2.00          5          2          1
    125.00
     0.73          6          3          1
     40.00     101.00     1400.00
     0.92          0          2          3
     10.00
     0.92          0          6          2
     55.00     135.00     1600.00          9
      1.01          0          2          2
     60.00
     0.66          7          7          1
    150.00     290.00     400.00     3900.00     3600.00     10     11
     0.60          0          2          2
     37.50
     0.60          8          5          1
    100.00     13
      1.15          9          4          1
    180.00     215.00     350.00     4000.00     3500.00

```

0.74	10	2	1				
42.50							
0.51	0	2	2				
32.50							
0.51	11	5	1				
130.00	200.00	1800.00	17				
0.90	12	9	1				
700.00	1200.00	1550.00	23100.00	22295.00	19460.00	17850.00	9240.00
1.43	0	2	2				
20.00							
1.43	13	5	1				
170.00	20						
1.00	14	3	1				
10.00	20.00	300.00					
0.86	15	8	1				
840.00	1370.00	1600.00	17875.00	15125.00	12650.00		
1.00	16	2	1				
82.50							
1.00	17	2	1				
40.00							
700.00							
490.00							

Listing of the file : NAMRAP.FOR

```
-----
C
C-----PROGRAMMA NAMRAP: NEERSLAG-AFVOER MODEL REGIONAAL AWP-STELSEL
C-----
C-----          VICTOR WITTER EN PIET DIRCKE, 1987
C
C
C-----DIMENSIONERING VAN ARRAYS EN CHARACTERSTRINGS. VITLEG IN BIJLAGE 6.
C
      DIMENSION P(25),QGESCH(2),CGESCH(2),SP(25),A(25),B0(25),
1         DWA(25),C(25),CAP(5,25),BV(5,25),SD(25),B(25),
2         SPM(25),QT(25),QM(25),Q1(17),DWAFC(25),
3         SUMSD(25),SUM1(17),SUM2(7),SUM3(1)
      INTEGER INJ(25),IND(25),ISW(25),STATUS(25),ID(25),
1         IK1(25),IK2(25),IQGES(2),
2         IQ1(17),IQ2(7),IQ3(1),IB1(17),IB2(7),IB3(1),
3         IS01(17),IS02(7),IS03(1),TEL1(17),TEL2(7),TEL3(1),
4         ISUM1(17),ISUM2(7),ISUM3(1)
      CHARACTER BUI*2,BUID30*7,AWPDAT*9,PLTDAT*10,WAAR*5,RESULT*10
C
C-----CONSTANTEN VOOR EEN SET BUIEN
C
      NP=25
      KERN1=17
      KERN2=7
      KERN3=1
      KGESCH=2
      DREFAC=2.00
      BABFAC=1.00
      STEP=200.
      BOS=10.
C
C-----OPGAVE VANAF TERMINAL VAN AANTAL BUIEN EN GEWENSTE UITVOER.
C
      OPEN(6,FILE='CON:')
      WRITE(*,107)
107     FORMAT(' GEEF HET AANTAL NEERSLAGGEBEURTENISSEN  : ')
      READ(*,112) NBUI
      WRITE(*,108)
108     FORMAT(' INDIEN ALLEEN TOTALEN GEWENST,TIK DAN  1: ')
      READ(*,112) ITOTAL
      IF (ITOTAL.EQ.1) THEN
          IPL0T=0
          GOTO 384
      END IF
      WRITE(*,111)
111     FORMAT(' INDIEN ALLEEN PLOTFILES GEWENST,TIK DAN 1: ')
      READ(*,112) IPL0T
112     FORMAT(I3)
      IF (IPL0T.EQ.0) THEN
          WRITE(*,947)
947     FORMAT(' ZONDER GEBRUIK VAN 20 MB-HARDDISC WAARSCHIJN',
1         'LIJK RUIMTEGEBREK !')
      END IF
```

```

C
C-----LEES GEGEVENS KERN.DAT
C
384 OPEN(4,FILE='KERN.DAT')
    READ(4,907) (A(I),I=1,NP)
    READ(4,907) (B0(I),I=1,NP)
    READ(4,907) (DWA(I),I=1,NP)
    READ(4,907) (DWAFAK(I),I=1,NP)
    READ(4,907) S1MAX,S2MAX,S3MAX,S4MAX
907  FORMAT(1X,6F10.2)
    DO 1 K=1,NP
        DWA(K)=DWA(K)*DWAFAK(K)
        READ(4,908) C(K),INJ(K),IND(K),STATUS(K)
        IF(IND(K).LE.2) READ(4,909) CAP(1,K)
        IF(IND(K).EQ.3) READ(4,909) CAP(1,K),CAP(2,K),BV(1,K)
        IF(IND(K).EQ.4) READ(4,909) CAP(1,K),CAP(2,K),CAP(3,K),
1          BV(1,K),BV(2,K)
        IF(IND(K).EQ.5) READ(4,912) CAP(1,K),IK1(K)
        IF(IND(K).EQ.6) READ(4,911) CAP(1,K),CAP(2,K),BV(1,K),IK1(K)
        IF(IND(K).EQ.7) READ(4,910) CAP(1,K),CAP(2,K),CAP(3,K),
1          BV(1,K),BV(2,K),IK1(K),IK2(K)
        IF(IND(K).GE.8) READ(4,909) CAP(1,K),CAP(2,K),CAP(3,K),
1          BV(1,K),BV(2,K),BV(3,K),BV(4,K),BV(5,K)
1  CONTINUE
    DO 2 K=1,KGESCH
        READ(4,909) CGESCH(K)
2  CONTINUE
908  FORMAT(1X,F10.2,4I10)
909  FORMAT(1X,8F10.2)
910  FORMAT(1X,5F10.2,2I10)
911  FORMAT(1X,3F10.2,I10)
912  FORMAT(1X,F10.2,I10)
    CLOSE(4)
C
C-----BEPAL GEMIDDELDE DAGDWA EN SINKDREMPEL PER SECTOR
C
    DWA1=CGESCH(1)
    DO 51 N=1,5
        DWA1=DWA1+DWA(N)
51  CONTINUE
    DWA2=CGESCH(2)+DWA1
    DO 52 N=6,19
        DWA2=DWA2+DWA(N)
52  CONTINUE
    DWA3=DWA2
    DO 53 N=20,23
        DWA3=DWA3+DWA(N)
53  CONTINUE
    DWA4=DWA3
    DO 54 N=24,25
        DWA4=DWA4+DWA(N)
54  CONTINUE
    DREMP1=DREFAC*DWA1/48.
    DREMP2=DREFAC*DWA2/48.
    DREMP3=BABFAC*DWA4/48.
    DREMP4=DREFAC*DWA4/48.
C
C-----LOOP VOOR ALLE (NBU1) BUIEN
C

```

```

      DO 15 IBUI=1,NBUI
C
C-----LEES STUUR.DAT
C
      OPEN (3,FILE='STUUR.DAT')
      READ(3,333)BUI,JDAG,
1     IJ1,IM1,ID1,IU1,IMIN1,
2     IJ2,IM2,ID2,IU2,IMIN2,
3     IJ3,IM3,ID3,IU3,IMIN3,
4     IJ4,IM4,ID4,IU4,IMIN4
333   FORMAT(1X,A2,1X,11,4(2X,5I2))
C
C-----OPENEN RELEVANTE NEERSLAGFILE EN HET
C-----CREEREN VAN DE BIJBEHORENDE UITVOERFILES
C
      BUID30='B'//BUI//'.D30'
      AWPDAT='AWP'//BUI//'.DAT'
      PLTDAT='PLOT'//BUI//'.DAT'
      RESULT='BALANS.DAT'
      OPEN(1,FILE=BUID30)
      OPEN(8,FILE=AWPDAT)
      OPEN(9,FILE=PLTDAT)
      OPEN(10,FILE=RESULT)
C
C-----SCHRIJF NUMMER, BEGIN EN EINDE VAN DE GESIMULEERDE PERIODE
C
      WRITE (10,998) BUI
      IF (IPL0T.EQ.1) WRITE (9,998) BUI
      WAAR='BEGIN'
      WRITE (10,301) WAAR,IJ1,IM1,ID1,IU1,IMIN1
      WAAR='EINDE'
      WRITE (10,301) WAAR,IJ2,IM2,ID2,IU2,IMIN2
301   FORMAT(1X,A5,' VAN DE PERIODE: ',5I2)
C
C-----DATUM EN TIJD
C
302   JAAR=IJ1
      MAAND=IM1
      IF ((IU1.EQ.0).AND.(IMIN1.EQ.30)) THEN
          JDAG=JDAG-1
      END IF
      MBA=MINUUT(ID1,IM1,IJ1+1900,IU1,IMIN1)
      MEA=MINUUT(ID2,IM2,IJ2+1900,IU2,IMIN2)
      MBR=MINUUT(ID3,IM3,IJ3+1900,IU3,IMIN3)
      MER=MINUUT(ID4,IM4,IJ4+1900,IU4,IMIN4)
      I1=(MBR-MBA)/30
      I2=(MER-MBR)/30
      I3=(MEA-MBA)/30
      I3=I3+1
C
C-----INITIALISATIE VOOR ELKE BUI
C
      IDOWN=0
      SAWP= 0.
      SUMOS=0.
      SQOLD=0.
      SINK1=0.
      SINK2=0.
      SINK3=0.
      SINK4=0.
      P1R00=0.

```

```

P2R00=0.
P1B0Z=0.
P2B0Z=0.
SQTMT=0.
SINK=0.
QMAX=0.
DO 3 K=1,NP
    B(K)=80(K)
    QT(K)=0.
    ISW(K)=1
    ID(K)=0
    SPM(K)=0.
    SP(K)=0.
    SD(K)=0.
    SUMSQ(K)=0.
3    CONTINUE
C
C-----START 30 MINUTEN-LOOP
C
    DO 6 I=1,I3
    SUMBE=0.
    SUMOV=0.
    SQTM=0.
    JK=1
C
C-----DROEG WEER AFVOER
C
    IU=IU1*100+IMIN1
    IF(IU.GT. 800.AND. IU.LE.1100) THEN
        FR=0.117
        ELSE IF (IU.GT.1100.AND. IU.LE.1400) THEN
            FR=0.171
        ELSE IF (IU.GT.1400.AND. IU.LE.1700) THEN
            FR=0.164
        ELSE IF (IU.GT.1700.AND. IU.LE.2000) THEN
            FR=0.145
        ELSE IF (IU.GT.2000.AND. IU.LE.2300) THEN
            FR=0.135
        ELSE IF (IU.GT.2300.OR. IU.LE. 200) THEN
            FR=0.110
        ELSE IF (IU.GT. 200.AND. IU.LE. 500) THEN
            FR=0.084
        ELSE
            FR=0.074
    END IF
C
C-----BEPALEN WEEKDAGNUMMER (JDAG)
C
    IF (IU.EQ.30) THEN
        JDAG=JDAG+1
        IF (JDAG.EQ.8) THEN
            JDAG=1
        END IF
    END IF
C
C-----DWA REDUCTIE VOOR WEEKENDDAGEN
C
    IF (JDAG.EQ.6) THEN
        FR=FR*0.94
    ELSE IF (JDAG.EQ.7) THEN

```

```

          FR=FR*0.83
        END IF
C
C-----INLEZEN NEERSLAGGEGEVENS
C
        IF ((I.LE.I1).OR.(I.GT.(I1+I2))) THEN
          DO 7 N=1,25
            P(N)=0.
7          CONTINUE
        ELSE
          READ(1,917) (P(N),N=1,25)
917        FORMAT(10X,18F5.1,5X,7F5.1)
        END IF
C
C----- INITIELE VERLIEZEN
C
        DO 9 N=1,NP
          SP(N)=SP(N)+P(N)
          IF(SP(N).LE.BDS) THEN
            P(N)=0.
          ELSE
            IF(SPM(N).LT.BDS) THEN
              P(N)=P(N)-BDS+SPM(N)
            ENDIF
          ENDIF
          SPM(N)=SP(N)
9        CONTINUE
C
C-----LOOP VOOR KERNEN MET GEMENGD RIJDLSTELSEL
C
        DO 400 K=1,NP
          GO TO (100,110,120,130,110,120,130,140,150) IND(K)
C
C-----KERN MET DEBIET UNIFORM OVER DAG VERDEELD (SNC)-----
C
100      QM(K)=CAP(1,K)/48.
          GO TO 300
C
C-----KERN MET 1 DEBIET (CAP1)-----
C
110      CPA=C(K)*A(K)*P(K)
          D=FR*DWA(K)/6.
          CAP1=CAP(1,K)
          BERGO=B0(K)
          BERG=B(K)
          INDOV=ID(K)
C
C-----BOVENSTROOMSE TOEVOER (QTK)
          IF (IND(K).EQ.2) THEN
            QTK=0.
          ELSE
            QTK=QM(IND(K))
          END IF
C
C-----AANROEPEN WATERBALANS SUBROUTINE BLANS1
          CALL BLANS1(BERGO,BERG,CAP1,D,CPA,INDOV,QV,QTK,QKERN)
          SD(K)=QV
          ID(K)=INDOV
          B(K)=BERG

```



```

      QM(K)=QKERN
C
C-----CORRECTIE TOEVOER WOENSRECHT
C
      IF(K.EQ.24) THEN
          QM(K)=QM(K)+SINK+(FR*915./6.)
          IF(QM(K).GT.150.) THEN
              SINK=SINK+QM(K)-150.
              QM(K)=150.
          ELSE
              SINK=0.
          ENDIF
      END IF
C
C-----CORRECTIE TOEVOER LEGERPLAATS OSSENDRECHT
C
      IF(K.EQ.25) THEN
          QM(K)=QM(K)+FR*32./6.
      END IF
      GO TO 300
C
C-----KERN MET 2 DEBIETEN (CAP1,CAP2)-----
C
120   CPA=C(K)*A(K)*P(K)
      D=FR*DWA(K)/6.
      CAP1=CAP(1,K)
      CAP2=CAP(2,K)
      BERGO=B0(K)
      BERG=B(K)
      BERGS1=BV(1,K)
      ISWK=ISW(K)
      INDOV=IO(K)
C
C-----BOVENSTROOMSE TOEVOER (QTK)
      IF (IND(K).EQ.3) THEN
          QTK=0.
      ELSE
          QTK=QM(IK1(K))
      END IF
C
C-----AANROEPEN WATERBALANS SUBROUTINE BLANS2
      CALL BLANS2(BERGO,BERG,BERGS1,CAP1,CAP2,D,CPA,INDOV,
1   ISWK,DV,QTK,QKERN)
      SD(K)=DV
      IO(K)=INDOV
      ISW(K)=ISWK
      B(K)=BERG
      QM(K)=QKERN
      GO TO 300
C
C-----KERN MET 3 DEBIETEN (CAP1,CAP2,CAP3)-----
C
130   CPA=C(K)*A(K)*P(K)
      D=FR*DWA(K)/6.
      CAP1=CAP(1,K)
      CAP2=CAP(2,K)
      CAP3=CAP(3,K)
      BERGO=B0(K)

```

```
BERG=B(K)
BERGS1=BV(1,K)
BERGS2=BV(2,K)
ISWK=ISW(K)
INDOV=IO(K)
```

C-----BOVENSTROOMSE TOEVOER (QTK)

```
IF (IND(K).EQ.4) THEN
  QTK=0.
ELSE
  QTK=QM(IK1(K))+QM(IK2(K))
END IF
```

C-----AANROEPEN WATERBALANS SUBROUTINE BLANS3

```
CALL BLANS3(BERGO,BERG,BERGS1,BERGS2,CAP1,CAP2,CAP3,D,CPA,
1 INDOV,ISWK,OV,QTK,QKERN)
SD(K)=OV
IO(K)=INDOV
ISW(K)=ISWK
B(K)=BERG
QM(K)=QKERN
GO TO 300
```

C

C-----KERN MET 3 DEBIETEN EN 1 UUR VERTRAGING (BERGEN OP ZOOM)-----

C

```
140 CPA=C(K)*A(K)*P2BOZ
D=FR*DWA(K)/6.
CAP1=CAP(1,K)
CAP2=CAP(2,K)
CAP3=CAP(3,K)
BERGO=B0(K)
BERG=B(K)
BERGS1=BV(1,K)
BERGS2=BV(2,K)
BERGS3=BV(3,K)
ISWK=ISW(K)
INDOV=IO(K)
```

C-----AANROEPEN WATERBALANS SUBROUTINE BLANS4

```
CALL BLANS4(BERGO,BERG,BERGS1,BERGS2,BERGS3,CAP1,CAP2,CAP3,
1 D,CPA,INDOV,ISWK,OV,QKERN)
SD(K)=OV
IO(K)=INDOV
ISW(K)=ISWK
B(K)=BERG
QM(K)=QKERN
P2BOZ=P1BOZ
P1BOZ=P(K)
GO TO 300
```

C

C-----KERN MET 3 DEBIETEN (BIJ 5 BERGINGEN), 1 UUR VERTRAGING (ROOSENDAAL)

C

```
150 CPA=C(K)*A(K)*P2ROO
D=FR*DWA(K)/6.
CAP1=CAP(1,K)
CAP2=CAP(2,K)
CAP3=CAP(3,K)
```

```

BERG0=B0(K)
BERG=B(K)
BERGS1=BV(1,K)
BERGS2=BV(2,K)
BERGS3=BV(3,K)
BERGS4=BV(4,K)
BERGS5=BV(5,K)
ISWK=ISW(K)
INDOV=IQ(K)

```

C-----AANROEPEN WATERBALANS SUBROUTINE BLANS5

```

1 CALL BLANS5(BERG0,BERG,BERGS1,BERGS2,BERGS3,BERGS4,BERGS5,
CAP1,CAP2,CAP3,D,CPA,INDOV,ISWK,DV,QKERN)
SO(K)=0V
IQ(K)=INDOV
ISW(K)=ISWK
B(K)=BERG
QM(K)=QKERN
P2ROO=P1ROO
P1ROO=P(K)
300 CONTINUE
C

```

C-----INTEGER MAKEN VAN DEBIET EN PERCENTAGE BESCHIKBARE

C-----BERGING VOOR DE KERNEN, VERDEELD NAAR STATUS: 1,2 OF 3

C-----T.B.V. UITVOER AWPnn.DAT

```

C
IF (STATUS(K).EQ.1) THEN
  Q1(INJ(K))=QM(K)
  IQ1(INJ(K))=INT(QM(K)+0.5)
  IF (K.NE.1) THEN
    IB1(INJ(K))=INT((100.*B(K)/B0(K))+0.5)
  END IF
  SQTM=SQTM+QM(K)
ELSE IF (STATUS(K).EQ.2) THEN
  IQ2(JK)=INT(QM(K)+0.5)
  IB2(JK)=INT((100.*B(K)/B0(K))+0.5)
  JK=JK+1
ELSE IF (STATUS(K).EQ.3) THEN
  IQ3(1)=INT(QM(K)+0.5)
  IB3(1)=INT((100.*B(K)/B0(K))+0.5)
END IF

```

C-----SOMMEREN TOTAAL OVERSTORT EN BESCHIKBARE BERGING PER 30 MIN.

```

SUMBE=SUMBE+B(K)
SUMOV=SUMOV+SO(K)

```

C-----VOLGENDE KERN MET GEMENGD RIOOLSTELSEL

400 CONTINUE

```

ISUMBE=INT(SUMBE+0.5)
ISUMOV=INT(SUMOV+0.5)

```

C

C-----OVERIGE KERNEN, MET GESCHEIDEN RIOOLSTELSEL

C

```

DO 10 K=1,KGESCH
  QGESCH(K)=CGESCH(K)/48.
  SQTM=SQTM+QGESCH(K)

```

```

10  CONTINUE
C
C-----BERGINGSVERLOOP IN HET AWP-STELSEL PER SECTOR-----
C
C-----BEPALEN OPGAANDE OF NEERGAANDE TAK VAN DE AFVOERGOLF

      OUT=SQOLD-SQTM-STEP
      IF (OUT.LT.0.) THEN
          OUT=0.
      END IF
      IF ((OUT.GT.0.).OR.((IDOWN.EQ.1)
1   .AND.(SQOLD+100..GE.SQTM))) THEN
          IDOWN=1
      ELSE
          IDOWN=0
      END IF

C-----SECTOR 1

      QSEC1=QGESCH(1)
      DO 25 L=1,3
          QSEC1=QSEC1+Q1(L)
25  CONTINUE
      IF (IDOWN.EQ.1) THEN
          CALL LEDIG(OUT,Q1OLD,SECFAC,SINK1,QSEC1)
      ELSE IF (QSEC1.GT.DREMP1) THEN
          CALL ZINK(QSEC1,SINK1,S1MAX,DREMP1)
      END IF

C-----SECTOR 2

      QSEC2=QSEC1+QGESCH(2)
      DO 30 L=4,12
          QSEC2=QSEC2+Q1(L)
30  CONTINUE
      IF (IDOWN.EQ.1) THEN
          CALL LEDIG(OUT,Q2OLD,SECFAC,SINK2,QSEC2)
      ELSE IF (QSEC2.GT.DREMP2) THEN
          CALL ZINK(QSEC2,SINK2,S2MAX,DREMP2)
      END IF

C-----SECTOR 3

      QSEC3=QSEC2
      DO 35 L=13,15
          QSEC3=QSEC3+Q1(L)
35  CONTINUE
      IF ((IDOWN.EQ.1).AND.((SQTM.GT.1750).OR.(I.GT.30))) THEN
          IF (SQTM+100..GT.SQOLD) THEN
              QSEC3=QSEC3+SQOLD-SQTM
              SINK3=SINK3-SQOLD+SQTM
          ELSE
              SINK3=SINK3-100.
              QSEC3=QSEC3+100.
          END IF
          IF (SINK3.LT.0.) THEN
              QSEC3=QSEC3+SINK3
              SINK3=0.
          END IF
      END IF

```

```

ELSE
    IF (I.LT.30) THEN
        CALL ZINK(QSEC3,SINK3,S3MAX,DREMP3)
    END IF
END IF

C-----SECTOR 4

QSEC4=QSEC3+Q1(16)+Q1(17)
IF (IDOWN.EQ.1) THEN
    CALL LEDIG(OUT,Q4OLD,SECFAC,SINK4,QSEC4)
ELSE IF (QSEC4.GT.DREMP4) THEN
    CALL ZINK(QSEC4,SINK4,S4MAX,DREMP4)
END IF

C-----RESULTERENDE AANVOER OP DE RWZI

SQTM=QSEC4
IF (QMAX.LT.SQTM) QMAX=SQTM
Q1OLD=QSEC1
Q2OLD=QSEC2
Q3OLD=QSEC3
Q4OLD=QSEC4
SECFAC=QSEC1+QSEC2+QSEC4
SAWP=SINK1+SINK2+SINK3+SINK4
SQOLD=SQTM

C    BIJ INVOREN VAN STURINGSSCENARIO'S OP DEZE PLAATS:
C-----BEPALEN VAN WELKE GEMALEN DE CAPACITEIT GEREDUCEERD MOET WORDEN
C-----INDIEN DE AANVOER (SQTM) GROTER IS DAN DE HYDRAULISCHE CAPACITEIT
C    VAN DE RWZI,VULLING ADDITIONEEL RESERVOIR.

C-----SOMMEREN EN INTEGER MAKEN

DO 45 K=1,NP
    SUMSQ(K)=SUMSQ(K)+SQ(K)
45  CONTINUE
DO 46 K=1,KGESCH
    IQGES(K)=INT(QGESCH(K)+0.5)
46  CONTINUE
SQTMT=SQTMT+SQTM
ISQTM=INT(SQTM+0.5)
ISAWP=INT((4370.-SAWP)+0.5)
IF (I.EQ.1) SUMBE=SUMBE

C
C-----WEGSCHRIJVEN VAN RESULTATEN PER HALF UUR VOOR ELKE BUI.
C
IF (ITOTAL.EQ.1) GOTO 273
IF (IPLT.EQ.1) THEN
    WRITE(9,404) SQTM,SUMBE,SUMOV,SAWP
ELSE
    WRITE(8,401) I,(IQ(K1),K1=1,KERN1),
1      (IQGES(K0),K0=1,KGESCH),ISQTM
    WRITE(8,402) (IQ2(K2),K2=1,KERN2)
    WRITE(8,403) (IQ3(K3),K3=1,KERN3)
    WRITE(8,405) (IB1(K1),K1=2,KERN1),ISUMBE,ISAWP
    WRITE(8,406) (IB2(K2),K2=1,KERN2),ISUMOV
    WRITE(8,403) (IB3(K3),K3=1,KERN3)
END IF

```

```

401  FORMAT(1X,I2,7I5,5X,4I5,I6,2I5,I6,4I5,2I7)
402  FORMAT(8X,2I5,15X,3I5,10X,I5,6X,I5)
403  FORMAT(33X,I5)
404  FORMAT(1X,4(1X,F6.0))
405  FORMAT(8X,6I5,5X,4I5,I6,2I5,I6,2I5,10X,2I7)
406  FORMAT(8X,2I5,15X,3I5,10X,I5,6X,I5,3I5,I7)
C
C-----TIJD PLUS 30 MIN.
C
273  MBA=MBA+30
      IMIN1=MBA
      CALL DATUM(ID1,IM1,IJ1,IU1,IMIN1)
6     CONTINUE
C
C-----EIND 30 MINUTEN-LOOP
C
      KJ=1
      DO 66 K=1,NP
          IF ((STATUS(K).EQ.1).AND.(K.NE.1)) THEN
              ISQ1(INJ(K))=INT(SUMSQ(K)+0.5)
              IF (IO(K).EQ.1) THEN
                  TEL1(INJ(K))=TEL1(INJ(K))+1
                  SUM1(INJ(K))=SUM1(INJ(K))+SUMSQ(K)
              END IF
          ELSE IF (STATUS(K).EQ.2) THEN
              IF (IO(K).EQ.1) THEN
                  TEL2(KJ)=TEL2(KJ)+1
                  SUM2(KJ)=SUM2(KJ)+SUMSQ(K)
              END IF
              ISQ2(KJ)=INT(SUMSQ(K)+0.5)
              KJ=KJ+1
          ELSE IF (STATUS(K).EQ.3) THEN
              IF (IO(K).EQ.1) THEN
                  TEL3(1)=TEL3(1)+1
                  SUM3(1)=SUM3(1)+SUMSQ(K)
              END IF
              ISQ3(1)=INT(SUMSQ(K)+0.5)
          END IF
          SUMDS=SUMDS+SUMSQ(K)
          IF (IO(K).EQ.1) THEN
              IELTEL=IELTEL+1
          END IF
      END IF
66   CONTINUE
      DELTA=SUMBDE-SUMBE
C
C-----WEGSCHRIJVEN VAN RESULTATEN PER BUI
C
998  FORMAT(/,' BUI NUMMER ',A2)
      WRITE(10,1000) SQTMT,SUMDS,DELTA,SAWP,I3,QMAX
1000 FORMAT(' TOTAAL BATH AANVOER           : ',F10.0,' M**3',
1      ' TOTAAL OVERGESTORT                : ',F10.0,' M**3',/,
2      ' NOG IN RIJOLSTELSELS              : ',F10.0,' M**3',
3      ' NOG IN AWP GEBORGEN                : ',F10.0,' M**3',/,
4      ' AANTAL 30-MIN INTERVALLEN         : ',I10,' ',
5      ' MAXIMUM DEBIET                     : ',F10.0,' M**3/30 MIN')
      WRITE(10,503)
      WRITE(10,504)
      WRITE(10,505) (ISQ1(K1),K1=2,KERN1)
      WRITE(10,506) (ISQ2(K2),K2=1,KERN2)
      WRITE(10,507) (ISQ3(K3),K3=1,KERN3)

```

```

503  FORMAT(/, ' M**3 OVERGESTORT PER KERN      :',/)
504  FORMAT(' INJNR: ',4X,'2',5X,'3',4X,'4',4X,'5',5X,'6',5X,'7'
1      ,10X,'8',5X,'9',3X,'10',3X,'11',5X,'12',4X,'13',3X
2      ,'14',5X,'15',3X,'16',3X,'17')
505  FORMAT(' KERN1: ',15,16,215,216,6X,15,16,215,17,16,15,17,215)
506  FORMAT(' KERN2: ',15,16, 16X,216,15,11X,15,7X,16)
507  FORMAT(' KERN3: ',27X,16,/)
      CLOSE(1)
      CLOSE(2)
      CLOSE(8)
      CLOSE(9)
      SUMSUM=SUMSUM+SUMOS
      SUMSQT=SUMSQT+SQTMT
      SUMDEL=SUMDEL+DELTA
      SUMSAW=SUMSAW+SAWP
15   CONTINUE
C
C-----WEGSCHRIJVEN VAN RESULTATEN VOOR TOTAAL AANTAL BUIEN
C
      OPEN(11,FILE='TOTAAL.DAT')
      DO 266 K1=2,KERN1
          ISUM1(K1)=INT(SUM1(K1)+0.5)
266   CONTINUE
      DO 267 K2=1,KERN2
          ISUM2(K2)=INT(SUM2(K2)+0.5)
267   CONTINUE
      ISUM3(1)=INT(SUM3(1)+0.5)
      TOTTOT=SUMSQT+SUMSUM+SUMDEL+SUMSAW
      WRITE(11,767)SUMSQT,SUMDEL,SUMSAW,TOTTOT
767   FORMAT(' TOTAAL AANGEVOERD      : ',F10.0,' M**3',
4       ' TOTAAL IN RIJOLSTELSLS    : ',F10.0,' M**3',/,
5       ' TOTAAL IN AWP-STELSEL     : ',F10.0,' M**3',
8       ' ALGEMEEN TOTAAL SOM(Q+OS+B) : ',F10.0,' M**3')
      WRITE(11,603) SUMSUM
      WRITE(11,504)
      WRITE(11,505) (ISUM1(K1),K1=2,KERN1)
      WRITE(11,506) (ISUM2(K2),K2=1,KERN2)
      WRITE(11,507) (ISUM3(K3),K3=1,KERN3)
603   FORMAT(/, ' TOTALE HH OVERGESTORT VOOR 30 BUIEN : ',F10.0,/)
      WRITE(11,704) IELTEL
      WRITE(11,504)
      WRITE(11,505) (TEL1(K1),K1=2,KERN1)
      WRITE(11,506) (TEL2(K2),K2=1,KERN2)
      WRITE(11,507) (TEL3(K3),K3=1,KERN3)
704   FORMAT(' AANTAL OVERSTORTINGEN VOOR 30 BUIEN : ',I10,/)
      END

```

Listing of the file : SUB.FOR

```
C
C 1-----SUBROUTINEPAKKET SUB.FOR, BESTAAND UIT :-----1
C 1 -BLANS1 T/M BLANS5 (5 WATERBALANSEN VOOR VERSCHILLENDE TYPES KERNEN) 1
C 1 -IND (OVERSTORTINDICATIE) EN VLOER (RIJDLSTELSEL IS LEEG: POMP UIT) 1
C 1 -ZINK(VULLING AWP-BERGING) EN LEDIG (LEDIGING AWP-BERGING) 1
C 1-----1
```

```
SUBROUTINE BLANS1(XB0,XB,XC,XD,XP,NIND,XOV,XQT,XQ)
```

```
XBB=XB
```

```
XOV=0.
```

```
XQ=XC
```

```
XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
```

```
IF(XB.GT.XB0) CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
```

```
IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
```

```
RETURN
```

```
END
```

```
SUBROUTINE BLANS2(XB0,XB,XBS,XC1,XC2,XD,XP,NIND,NISW,XOV,XQT,XQ)
```

```
XBB=XB
```

```
IF(NISW.EQ.2) THEN
```

```
  XQ=XC2
```

```
  XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
```

```
  XOV=0.
```

```
  IF(XB.GT.XB0) THEN
```

```
    CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
```

```
    GO TO 10
```

```
  ENDIF
```

```
  IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
```

```
ENDIF
```

```
IF(NISW.EQ.1) THEN
```

```
  XOV=0.
```

```
  XQ=XC1
```

```
  XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
```

```
  IF(XB.GT.XB0) CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
```

```
  IF(XBB.GE.XBS.AND.XB.LT.XBS) THEN
```

```
    DT=(XBB-XBS)/(XBB-XB)
```

```
    XQ=(DT*XC1)+(1.-DT)*XC2
```

```
    XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
```

```
    IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
```

```
    IF(XB.LT.XBS) NISW=2
```

```
  ENDIF
```

```
ENDIF
```

```
10 CONTINUE
```

```
RETURN
```

```
END
```

```
SUBROUTINE BLANS3(XB0,XB,XBS1,XBS2,XC1,XC2,XC3,XD,XP,  
1 NIND,NISW,XOV,XQT,XQ)
```

```
XBB=XB
```

```
IF(NISW.EQ.3) THEN
```

```
  XQ=XC3
```

```
  XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
```

```
  XOV=0.
```



```

        IF(XB.GT.XB0) THEN
            CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
            GO TO 10
        ENDIF
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
    ENDIF
    IF(NISW.EQ.2) THEN
        XQ=XC2
        XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
        XOV=0.
        IF(XB.GT.XB0) THEN
            CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
            GO TO 10
        ENDIF
        IF(XBB.GE.XBS2.AND.XB.LT.XBS2) THEN
            DT=(XBB-XBS2)/(XBB-XB)
            XQ=(DT*XC2)+(1.-DT)*XC3
            XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
            IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
            IF(XB.LT.XBS2) NISW=3
        ENDIF
    ENDIF
    IF(NISW.EQ.1) THEN
        XOV=0.
        XQ=XC1
        XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
        IF(XB.GT.XB0) CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
        IF(XBB.GE.XBS1.AND.XB.LT.XBS1) THEN
            DT=(XBB-XBS1)/(XBB-XB)
            XQ=(DT*XC1)+(1.-DT)*XC2
            XB=XBB+XQ-XP-XD-XQT
            IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
            IF(XB.LT.XBS1) NISW=2
            IF(XB.LT.XBS2) NISW=3
        ENDIF
    END IF
10    CONTINUE
    RETURN
    END

```

```

SUBROUTINE BLANS4(XB0,XB,XBS1,XBS2,XBS3,XC1,XC2,XC3,XD,XP,
1    NIND,NISW,XOV,XQ)
    XBB=XB
    IF(NISW.EQ.4) THEN
        XQ=XC3
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        XOV=0.
        IF(XB.GT.XB0) THEN
            CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
            GO TO 10
        ENDIF
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
    ENDIF
    IF(NISW.EQ.3) THEN
        XQ=XC2
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        XOV=0.
        IF(XB.GT.XB0) THEN
            CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
            GO TO 10

```

```

ENDIF
IF(XBB.GE.XBS3.AND.XB.LT.XBS3) THEN
    DT=(XBB-XBS3)/(XBB-XB)
    XQ=(DT*XC2)+(1.-DT)*XC3
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
    IF(XB.LT.XBS3) NISW=4
ENDIF
ENDIF
IF(NISW.EQ.2) THEN
    XOV=0.
    XQ=XC1
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    IF(XB.GT.XB0) THEN
        CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
        GOTO 10
    END IF
    IF(XBB.GE.XBS2.AND.XB.LT.XBS2) THEN
        DT=(XBB-XBS2)/(XBB-XB)
        XQ=(DT*XC1)+(1.-DT)*XC2
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
        IF(XB.LT.XBS2) NISW=3
        IF(XB.LT.XBS3) NISW=4
    ENDIF
ENDIF
IF(NISW.EQ.1) THEN
    XOV=0.
    XQ=0.
    XB=XBB-XP-XD
    IF(XB.GT.XB0) CALL VLDER(XB0,XB,XQ,NISW)
    IF(XBB.GE.XBS1.AND.XB.LT.XBS1) THEN
        DT=(XBB-XBS1)/(XBB-XB)
        XQ=(1.-DT)*XC1
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
        IF(XB.LT.XBS1) NISW=2
        IF(XB.LT.XBS2) NISW=3
        IF(XB.LT.XBS3) NISW=4
    ENDIF
ENDIF
10 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE BLANS5(XB0,XB,XBS1,XBS2,XBS3,XBS4,XBS5,
1 XC1,XC2,XC3,XD,XP,NIND,NISW,XOV,XQ)
INTEGER NEER
REAL MARGE
MARGE=500.
NEER=0
XBB=XB
IF(NISW.EQ.6) THEN
    XQ=XC3
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    XOV=0.
    IF(XB.GT.XB0) THEN
        CALL VLDER(XB0,XB,XQ,NISW)
        GO TO 10
    ENDIF

```

```

        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
ENDIF
IF(NISW.EQ.5) THEN
    XQ=XC3
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    IF (XB.GT.(XBB+MARGE)) THEN
        NEER=1
        GO TO 72
    END IF
    XOV=0.
    IF(XB.GT.XB0) THEN
        CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
        GO TO 10
    ENDIF
    IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
ENDIF
IF(NISW.EQ.4) THEN
    XQ=XC3
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    IF (XB.GT.(XBB+MARGE)) THEN
        NEER=1
        GO TO 71
    END IF
    XOV=0.
    IF(XB.GT.XB0) THEN
        CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
        GO TO 10
    ENDIF
    IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
END IF
72 IF((NISW.EQ.3).OR.((NISW.EQ.5).AND.(NEER.EQ.1))) THEN
    XQ=XC2
    XB=XBB+XQ-XP-XD
    IF ((XB.GT.(XBB+MARGE)).AND.(NEER.EQ.0)) THEN
        NEER=1
        GO TO 71
    END IF
    XOV=0.
    IF(XB.GT.XB0) THEN
        CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
        GO TO 10
    ENDIF
    IF (NISW.EQ.3) THEN
        IF(XBB.GE.XBS3.AND.XB.LT.XBS3) THEN
            DT=(XBB-XBS3)/(XBB-XB)
            XQ=(DT*XC2)+(1.-DT)*XC3
            XB=XBB+XQ-XP-XD
            IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
        END IF
    ENDIF
    IF (NISW.EQ.5) THEN
        IF(XBB.GE.XBS5.AND.XB.LT.XBS5) THEN
            DT=(XBB-XBS5)/(XBB-XB)
            XQ=(DT*XC2)+(1.-DT)*XC3
            XB=XBB+XQ-XP-XD
            IF(XB.LT.0.) CALL IND(XOV,XB,NIND)
        END IF
    ENDIF
    IF(NISW.EQ.2).OR.((NISW.LE.4).AND.(NEER.EQ.1))) THEN
71

```

```

XQ=XC1
XB=XBB+XQ-XP-XD
XQV=0.
IF(XB.GT.XB0) THEN
    CALL VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
    GOTO 10
END IF
IF ((NISW.EQ.2).AND.(NEER.EQ.0)) THEN
    IF(XBB.GE.XBS2.AND.XB.LT.XBS2) THEN
        DT=(XBB-XBS2)/(XBB-XB)
        XQ=(DT*XC1)+(1.-DT)*XC2
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XQV,XB,NIND)
    ENDIF
ENDIF
IF (NISW.EQ.4) THEN
    IF(XBB.GE.XBS4.AND.XB.LT.XBS4) THEN
        DT=(XBB-XBS4)/(XBB-XB)
        XQ=(DT*XC1)+(1.-DT)*XC2
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XQV,XB,NIND)
    ENDIF
ENDIF
ENDIF
IF (NISW.EQ.1) THEN
    XQ=0.
    XB=XBB-XP-XD
    XQV=0.
    IF(XBB.GE.XBS1.AND.XB.LT.XBS1) THEN
        DT=(XBB-XBS1)/(XBB-XB)
        XQ=(1.-DT)*XC1
        XB=XBB+XQ-XP-XD
        IF(XB.LT.0.) CALL IND(XQV,XB,NIND)
    ENDIF
END IF
IF(XB.LT.XBS1) NISW=2
IF(XB.LT.XBS2) NISW=3
IF(XB.LT.XBS3) NISW=4
IF(XB.LT.XBS4) NISW=5
IF(XB.LT.XBS5) NISW=6
10 CONTINUE
RETURN
END

SUBROUTINE IND(XQV,XB,NIND)
XQV=-XB
XB=0.
IF (NIND.EQ.0) THEN
    NIND=1
END IF
RETURN
END

SUBROUTINE VLOER(XB0,XB,XQ,NISW)
XQ=XQ-XB+XB0
XB=XB0
NISW=1
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE LED16(OUT,QOLD,SECFAC,SINK,QSEC)
REAL FACTOR
FACTOR=QOLD/SECFAC
SINK=SINK-FACTOR*OUT
QSEC=QSEC+FACTOR*OUT
IF (SINK.LT.0.) THEN
    QSEC=QSEC+SINK
    SINK=0.
END IF
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE ZINK(QSEC,SINK,SMAX,DREMP)
IF (QSEC.LE.DREMP) THEN
    QSEC=QSEC+SINK
    SINK=0.
END IF
IF (QSEC.GT.DREMP) THEN
    SINK=SINK+QSEC-DREMP
    QSEC=DREMP
END IF
IF (SINK.GT.SMAX) THEN
    QSEC=QSEC+SINK-SMAX
    SINK=SMAX
END IF
RETURN
END

```

Listing of the file : DATSUB.FOR

```

C
C-----SUBROUTINEPAKKET DATSUB.FOR : OMREKENEN DATUM EN TIJD.
C
      FUNCTION MINUUT(ID,IM,IJ,IH,IMIN)
C      DOEL: OMREKENEN DATUM -> MINUTEN          C
      DPJ=1461./4.
      MINUUT=IMIN+IH*60+(INT((IJ-1901)*DPJ)+MDC(IM,IJ)+ID)*1440
      RETURN
      END

      SUBROUTINE DATUM(ID,IM,IJ,IH,IMIN)
C      DOEL: OMREKENEN MINUTEN -> DATUM          C
      DPJ=1461./4.
      ID=IMIN/1440
      IMIN=IMIN-ID*1440
      IJ=INT(ID/DPJ)
      ID=ID-INT(IJ*DPJ)
      IJ=IJ+1901
      IH=IMIN/60
      IMIN=IMIN-IH*60
      IF(ID.EQ.0) THEN
          IJ=IJ-1
          IM=12
          ID=31
          RETURN
      ENDIF
      IM=INT(ID/32)+1
      ID=ID-MDC(IM,IJ)
C      IF(ID.GT.MD(IM,IJ)) THEN
          ID=ID-MD(IM,IJ)
          IM=IM+1
          GO TO 40
      ENDIF
      IF(IM.GT.12) THEN
          IM=1
          IJ=IJ+1
      ENDIF
      RETURN
      END

      FUNCTION MDC(IM,IJ)
C      DOEL: GEEFT VERSTREKEN DAGEN SINDS BEGIN VAN   C
C      MAAND, BECORRIGEERD VOOR SCHRIKKELJAREN       C
      INTEGER MDCT(13)
      DATA MDCT/0,31,59,90,120,151,181,212,243,273,304,334,365/
      MDC=MDCT(IM)
      IF(MOD(IJ,4).EQ.0.AND.IM.GT.2) MDC=MDC+1
      RETURN
      END

      FUNCTION MD(IM,IJ)
C      DOEL: GEEFT AANTAL DAGEN IN DE OPGEGEVEN MAAND,   C
C      BECORRIGEERD VOOR SCHRIKKELJAREN               C

```

```
INTEGER MDT(12)
DATA MDT/31,28,31,30,31,30,31,31,30,31,30,31/
MD=MDT(IM)
IF(MOD(IJ,4).EQ.0.AND.IM.EQ.2) MD=29
RETURN
END
```