

ANALYSE VAN HET AFVOERVERLOOP
VAN GEBIEDEN MET
HOOFDZAKELIJK GRONDWATERAFVOER

HYDROGRAPH ANALYSIS OF AREAS
WITH PREVAILING GROUNDWATER DISCHARGE

PROEFSCHRIFT

TER VERKRIJGING VAN DE GRAAD
VAN DOCTOR IN DE LANDBOUWKUNDE
OP GEZAG VAN DE RECTOR MAGNIFICUS, IR. F. HELLINGA,
HOOGLERAAR IN DE CULTUURTECHNIEK,
TE VERDEDIGEN TEGEN DE BEDENKINGEN
VAN EEN COMMISSIE UIT DE SENAAT
VAN DE LANDBOUWHOGESCHOOL TE WAGENINGEN
OP VRIJDAG 24 JUNI 1966 TE 16 UUR

DOOR

J. W. DE ZEEUW

H. VEENMAN & ZONEN N.V. - WAGENINGEN - 1966

Dit proefschrift met stellingen van

JAN WILLEM DE ZEEUW,

landbouwkundig ingenieur, geboren te Rijsoord (gem. Ridderkerk), 19 oktober 1921, is goedgekeurd door de promotor, ir. F. HELLINGA, hoogleraar in de cultuurtechniek.

De Rector Magnificus van de Landbouwhogeschool
F. HELLINGA

Wageningen, 16 mei 1966

Het onderzoek dat in dit proefschrift zijn neerslag vindt, was als een ontdekkingsreis, zeven jaar geleden aangevangen om een begaanbare weg te zoeken naar een wel omschreven doel. Veel paden werden onderweg betreden. Enkele voerden in een kring naar hun uitgangspunt terug. Andere leidden tot vergezichten, die het doel nabij deden wanen maar bij nadere beschouwing luchtspiegelingen bleken. Soms leek nergens een doorgang voorhanden.

Hooggeleerde Hellinga, hooggeachte promotor, dat nu toch een doorgaande weg gewezen kan worden, is in hoge mate te danken aan Uw voortdurende belangstelling voor mijn reisavonturen. Uw aandacht voor alle details – ook wanneer het vermeende mogelijkheden betrof van wonderlijk kronkelende zijpaden – maakte op mij diepe indruk. Uw geduld, als het zoeken van een nieuwe doorgang de merkbare vordering eens enige tijd deed uitblijven, en de vrijheid die U mij bij het onderzoek liet, heb ik met erkentelijkheid gewaardeerd als blijken van in mij gesteld vertrouwen.

Leden, plaatsvervangende leden en gasten van de Werkgroep Afvloeiingsfactoren, ik breng U gaarne mijn dank voor de gelegenheid, mij bij herhaling geboden, mijn opvattingen aan Uw kritische inzichten te toetsen.

Met grote erkentelijkheid maak ik gewag van hen die mij de resultaten van hun metingen verschaften ten behoeve van de berekeningsvoorbeelden. Ik noem U niet bij name. Het gebruik dat in deze studie van Uw gegevens werd gemaakt, moge ieder Uwer overtuigen van mijn waardering.

Veel dank ben ik verschuldigd aan mijn medewerker, de heer T. H. Klein Essink. Uw prijzenswaardige volharding en Uw niet verflauwende geestdrift dwongen ook de meest verwarde doolhof zijn geheimen prijs te geven. Met genoegen denk ik terug aan onze prettige samenwerking. Ook de heer J. N. Janssen ben ik dankbaar. Uw nauwgezetheid bij het verzorgen van het tekenwerk mag niet onvermeld blijven.

INHOUD

1. INLEIDING	1
2. HET GEBRUIK VAN EXPONENTIELE FUNCTIES VOOR DE BESCHRIJVING VAN HET AFVOERVERLOOP	4
3. DE IN HET REKENMODEL TOE TE PASSEN FORMULES	9
3.1. Inleiding	9
3.2. Algemene opbouw van afvoergebieden	9
3.3. De reactiefactor	10
3.4. Kavelafvoer	11
3.5. Kavelafvoer in het ondiepe profiel	13
3.6. Kwelafvoer	13
3.7. Oppervlakte-afvoer	16
3.8. Reactiefactoren van gebieden	18
3.9. De equivalentlaagdikte	20
4. DE OPBOUW VAN HET REKENMODEL	24
4.1. Inleiding	24
4.2. Kwelafvoer en oppervlakte-afvoer	24
4.3. Kavelafvoer	25
4.4. Vergelijking van berekeningsuitkomsten	30
4.5. Praktijkvoorbeeld	33
<i>Analyse</i>	35
<i>Reconstructie</i>	38
4.6. De vaststelling van de beginafvoer	40
4.7. Het onderscheiden van afvoertypen	45
4.8. De neerslagverdeling tussen reservoirs	48
5. DE GEGEVENS EN HUN BETROUWBAARHEID	50
5.1. Welke gegevens zijn nodig?	50
5.2. Het afvoerverloop	50
5.3. Neerslag	53
5.4. Verdamping	55
5.5. De effectieve neerslag	58
<i>Zakwatereffect</i>	59
<i>Sneeuw</i>	62
6. VOORBEELDEN VAN ANALYSE EN RECONSTRUCTIE	63
6.1. Inleiding	63
6.2. Algemene toelichting	63
6.3. De Rottegatspolder	69
<i>Analyse en reconstructie</i>	70
<i>Beoordeling van het resultaat</i>	73
<i>De karakteristiek</i>	76
<i>Invloed van de hydratietoestand</i>	76
<i>De keuze van de regenmeter</i>	78
6.4. De Kleine Dommel	79
<i>Analyse en reconstructie</i>	80
<i>Beoordeling van het resultaat</i>	88

<i>De karakteristiek</i>	91
<i>Betekenis van de karakteristiek</i>	91
<i>Toetsing van het inzijgingsverlies</i>	93
6.5. De Geul	94
<i>Analyse en reconstructie</i>	96
<i>Beoordeling van het resultaat</i>	104
<i>De karakteristiek</i>	105
<i>Betekenis van de karakteristiek</i>	107
6.6. Overige onderzochte gebieden	107
<i>Boswachterij Grollo</i>	108
<i>De Geleenbeek</i>	109
<i>De Lunterse beek</i>	112
 7. SAMENVATTING EN NABESCHOUWING	 114
7.1. Samenvatting	114
7.2. Recente ontwikkelingen elders	115
7.3. Nabeschouwing	119
 SUMMARY	 125
 LITERATUUR	 133
 LIJST VAN SYMBOLEN	 136
 LIST OF SYMBOLS	 138

1. INLEIDING

De behoefte aan een meer objectieve, beter verantwoorde en meer genuanceerde keuze van de maatgevende afvoer van een willekeurig *afvoergebied* (hieronder te verstaan een polder, een stroomgebied of, meer algemeen, een boven een bepaald punt van een afwateringsstelsel gelegen gebied) wordt in cultuurtechnische kringen sterk gevoeld. Een blijk van het verlangen naar meer klaarheid over de maatgevende afvoer mag worden gezien in de instelling in 1958 van de Werkgroep Afvloeiingsfactoren als gezamenlijke activiteit van de Sectie voor Cultuurtechniek van de Afdeling Bouw- en Waterbouwkunde van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs en de Studiekring voor Cultuurtechniek van het Koninklijk Nederlands Genootschap voor Landbouwwetenschap.

Een weg naar het gestelde doel biedt de bestudering van het verloop met de tijd van de afvoer die een gebied produceert als resultaat van de reactie tussen zijn structuur en de wisselende weersomstandigheden. Deze specifieke reactie van een afvoergebied wordt vastgelegd in het hydrogram of de *afvoerverlooplijn* van het gebied. Een inzicht in bedoelde reactie kan worden verkregen wanneer afvoermetingen, gedurende vele jaren verricht, een voldoende lang gedeelte van de afvoerverlooplijn aan het licht hebben gebracht. Voor kleine, in de cultuurtechnische sfeer vallende afvoergebieden zijn dergelijke uitgebreide waarnemingsreeksen in Nederland vooralsnog uiterst zeldzaam. Wel gaat men er soms toe over tijdens de periode van voorbereiding van belangrijke objecten van afwateringsverbetering gedurende een beperkt aantal jaren het afvoerverloop te meten. Deze waarnemingsreeksen zijn doorgaans te kort om gefundeerde gevolgtrekkingen toe te laten. De gedachten gaan dan uit naar een formulering die de relatie tussen neerslag en afvoer zodanig beschrijft dat men daarmee het afvoerverloop over een gewenst aantal jaren kan extrapoleren aan de hand van meestal wel voorhanden neerslagcijfers.

Hydrologische handboeken presenteren dergelijke extrapolatiemethoden. Genoemd kunnen worden de methode van de rationele formule en de methode van het eenheidshydrogram (zie bijv. LINSLEY c.s., 1958). De bekende methoden hebben gemeen dat zij voornamelijk gebaseerd zijn op snel afstromende watermassa's van geïsoleerd optredende buien. De relatief langzame afvoer uit het grondwaterreservoir is internationaal beschouwd betrekkelijk onbelangrijk. In Nederland, en dit geldt ook voor andere gebieden met goed doorlatende gronden en niet al te extreme neerslagintensiteiten, behoeft een afvoertop die op een bepaalde dag optreedt maar voor een deel uit onmiddellijk voorafgaande neerslag te ontstaan.

Ter illustratie worden in fig. 1.1 de afvoerverlopen met bijbehorende neerslagpatronen getoond van een tweetal Nederlandse afvoergebieden over de laatste 4 maanden van 1957. In het gebied van de Kleine Dommel komt oppervlakte-afvoer niet in betekenende mate voor. Dit is het beeld dat voor veel Nederlandse stroomgebieden als normaal mag gelden. De felle toppen in het afvoerbeeld van de Geul daarentegen ontstaan voor een groot deel uit oppervlakkige afstroming. Ook in het laatste geval echter komt tijdens en direct na een regenperiode

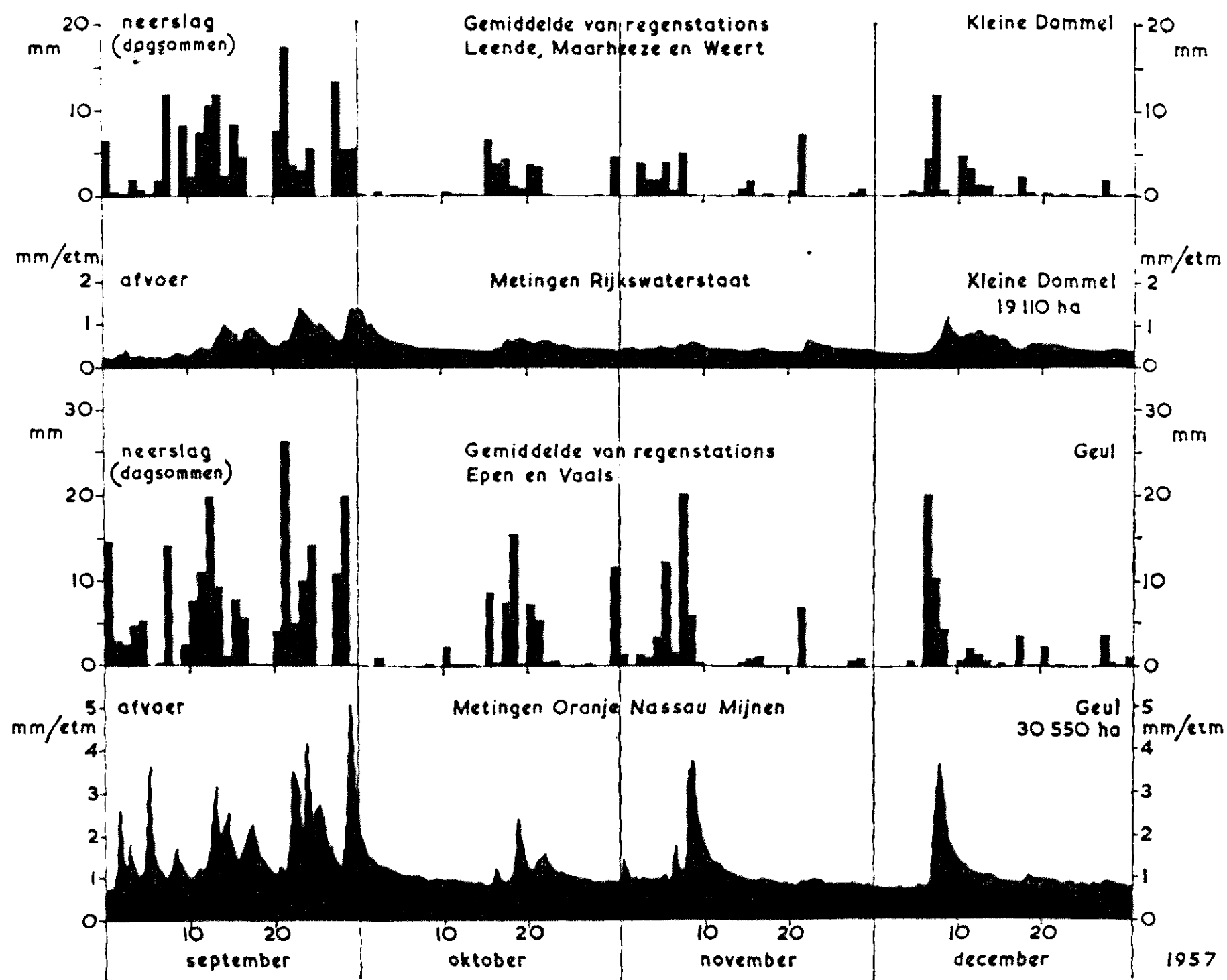


FIG. 1.1. Neerslagpatronen en afvoerverlopen van de Kleine Dommel boven de Strabrechtse brug bij Heeze en van de Geul boven Schin op Geul.

slechts een fractie van de gevallen neerslag tot afvoer (de hoogteschaal van de afvoerbeelden is 5 maal die van de neerslagbeelden!).

Voor de *analyse* en *reconstructie* van het afvoerverloop van gebieden met hoofdzakelijk grondwaterafvoer is, voor zover kon worden nagegaan (zie ook § 7.2), in de literatuur geen methode te vinden. Dit vraagstuk vormt het onderwerp van deze studie. Gezocht wordt een rekenmodel van het afvoergebied, samengesteld aan de hand van een door waarnemingen gedurende enkele jaren verkregen afvoerverlooptlijn.

Evenals dat bij de boven aangehaalde bekende methoden het geval is, zal ook hier niet aan rigoureuze vereenvoudigingen kunnen worden ontkomen. Niet alleen de veelheid en verscheidenheid van binnen een afvoergebied plaatsgrijpende processen, maar in het bijzonder ook het feit dat deze processen elkaar onderling beïnvloeden, doemt een poging om dit mechanisme voor een lange reeks van jaren volledig kwantitatief te doorgronden, vooralsnog bij voorbaat tot mislukking. Daarbij komt dat ook de neerslag die in een gebied valt, slechts bij benadering kan worden gekend. Er van uitgaande dat alle terugkoppelingen tussen deelprocessen in een waargenomen afvoerverlooptlijn zijn verdisconteerd en dat de neerslagverdeling steeds in gemiddeld dezelfde mate onregelmatig-

heden naar plaats en tijd zal vertonen, mag men verwachten dat een onbevooroordeelde analyse van een afvoerverlooplijn een voor het afvoergebied karakteristieke combinatie van parameters, het rekenmodel, zal kunnen opleveren waarin het gehele afvoermechanisme, voor zover van wezenlijk belang, besloten ligt.

De modellen zullen grotendeels bestaan uit combinaties van negatieve exponentiële functies. In hoofdstuk 2 worden enige voorbeelden uit de literatuur besproken van het gebruik van deze functies in de hydrologie. Hoofdstuk 3 bevat een overzicht van de in deze studie gebruikte formules. In hoofdstuk 4 volgt de ontwikkeling van de berekeningstechniek uit deze formules. Het verzamelen van de voor de analyse benodigde gegevens brengt problemen met zich mee, die in hoofdstuk 5 worden belicht. Voorbeelden van toepassing van de dan beschikbare kennis bij de analyse van de afvoer van enkele gebieden volgen in hoofdstuk 6. Tenslotte bevat hoofdstuk 7 een samenvatting, een confrontatie van de in deze studie ontwikkelde methode met recente ontwikkelingen volgens de literatuur en een nabeschuiving.

2. HET GEBRUIK VAN EXPONENTIELE FUNCTIES VOOR DE BESCHRIJVING VAN HET AFVOERVERLOOP*

Toen HENRY DARCY de naar hem genoemde grondwaterstromingswet door experimenten had bevestigd, gebruikte hij zijn proefopstelling tevens om, wat hij noemt, de wet van de afname van de waterhoogte op het filter te verifiëren (DARCY, 1856). Blijkbaar staat DARCY dus ook aan de wieg van de negatief exponentiële beschrijving van het afstromingsgebeuren van een niet gevoede watervoorraad via een grondweerstand.

Hoe de gedachten over het afvoergebeuren zich hebben ontwikkeld, is moeilijk na te gaan. Een verrassend uitzicht op de stand van de kennis aan het begin van deze eeuw verschaft het handboek van FLAMANT (1909).

Van belang voor de onderhavige studie zijn de beschouwingen die FLAMANT wijdt aan de waterbeweging 'dans les nappes aquifères'. Hij geeft o.a. een uittreksel uit een publikatie van BOUSSINESQ uit 1904.

Geconstateerd wordt dat de horizontale uitgestrektheid van een watervoerend pakket steeds aanzienlijk groter is dan zijn dikte, zodat de stroomlijnen geacht mogen worden horizontaal te verlopen en dat derhalve de druk in een verticaal constant en gelijk aan de hoogte h van de waterspiegel boven de ontwateringsbasis mag worden gerekend (tegenwoordig bekend als de veronderstelling van DUPUIT).

Voorts is H de diepte van het doorlatende pakket, gemeten van de ontwateringsbasis tot de ondoorlatende laag. BOUSSINESQ komt tot de conclusie dat de grondwaterspiegel enige tijd na het einde van de neerslag tendeert naar een regelmatige vorm, een sinusoïde, waaronder zij zich geleidelijk gaat verlagen. Deze toestand wordt de 'état pénultième' genoemd.

Het debiet is dan evenredig met de hoogte h_m van de top van de grondwater-rug, gelegen op een afstand L van de plaats van uitstroming. Beide nemen regelmatig in afnemende mate af volgens

$$q \text{ (of } h_m) = C \cdot e^{-\alpha t} \quad (2.1)$$

Voordat de état pénultième wordt bereikt, dient als tweede term te worden toegevoegd $C_2 e^{-9\alpha t}$, voor een nog vroeger tijdstip bovendien een derde term $C_3 e^{-25\alpha t}$ en zo vervolgens (verg. 3.4).

FLAMANT geeft de volgende toelichting: 'Par conséquent, lorsque, pour une source donnée, on aura déterminé les valeurs des coefficients qui entrent dans les formules,, en observant, par exemple, le débit à diverses époques, ce qui fournira en même temps la valeur du coefficient α , on pourra construire pour une certaine année la courbe des débits en fonction du temps; et cette courbe se reproduira, *identique à elle même*, dans les années suivantes. Ce

* In dit hoofdstuk hebben bepaalde symbolen een betekenis die afwijkt van de in de lijst van symbolen opgegeven betekenis omdat veelal de door de geciteerde auteurs gebezigde notatie is overgenomen.

remarquable résultat est vérifié par l'observation. Le coefficient α , dit *coefficient de tarissement*, égal à $\pi^2 H / 4 \mu L^2$, est proportionnel à la profondeur H de la nappe et à l'averse du carré de sa longueur'.

De symbolen m/μ , m , H en $2L$ van FLAMANT worden tegenwoordig veelal aangeduid als resp. k (doorlaatfaktor), μ (poriënvolume), D (dikte van de doorstroomde laag) en l (afstand tussen de ontwateringsmiddelen). Vervanging van de symbolen toont dat de omschrijving van α door FLAMANT gelijkluidend is met (3.4.4) en dat α de dimensie t^{-1} heeft.

FLAMANT vermeldt verder o.a. nog dat een afvoer kan voortkomen uit twee verschillende grondwaterreservoirs. Voor dit geval stelt hij voor het debiet te beschrijven in de vorm

$$Ae^{-\alpha t} + Be^{-\beta t} \quad (2.2)$$

zonder dat er een noodzakelijk verband bestaat tussen de uitputtingscoëfficiënten α en β .

Interessant is ook de vermelding door FLAMANT dat MAILLET in 1903, uit afvoermetingen afgeleid, dezelfde formules voor het verloop van de debieten publiceerde die BOUSSINESQ gelijktijdig wiskundig ontwikkelde. Voor het diep doorlatende profiel komt MAILLET tot

$$q = q_0 \cdot e^{-ct} \quad (2.3)$$

Franse hydrologen van het begin van deze eeuw bezaten reeds een duidelijk inzicht in het verloop van lage afvoeren. Hun werk, met name dat van BOUSSINESQ en MAILLET, zou nog als toonaangevend kunnen gelden. Het heeft echter kennelijk weinig bekendheid verworven. Ook schrijver dezes ontdekte het eerst in een laat stadium van zijn studie.

WERNER en SUNDQUIST (1951) die een methode ontwikkelen om lage afvoeren te voorspellen, zijn zich, via een vermelding bij FORCHHEIMER (1930), bewust dat zij dezelfde uitkomsten vinden als hun voorgangers. Zij tonen aan dat (2.3) geldt voor de afstroming via een artesische laag.

HORTON (1933) deelt mede dat hij in 1904, vrijwel gelijktijdig dus met BOUSSINESQ en MAILLET, uit theoretische overwegingen (2.3) afleidde. Hij stelt voor (2.3) te gebruiken om in een afvoergolf de grondwaterafvoer te scheiden van de oppervlakte-afvoer. Tevens brengt HORTON een wijziging aan door de faktor t van een constante exponent n te voorzien om een betere aanpassing te krijgen bij gemeten afvoeren die gevoed worden uit verschillende grondwatervoorkomens. Voor Oostenrijkse alpenrivieren werd deze werkwijze met exponent $n = 0,5$ eveneens gebruikt. SCHAFFERNAK (1935) geeft hiervan een voorbeeld. De methode is statistisch. Zij verruimt het inzicht nauwelijks.

Een interessante bijdrage tot het probleem van de beschrijving van afvoer-verlooptlijnen levert fig. 2.1. ontleend aan LINSLEY c.s. (1958). Zij hanteren als recessieconstante $K_r = \exp(-c)$. Zij geven de volgende toelichting: 'If the recession of a stream rise is plotted on semilogarithmic paper the result is usually not a straight line but a curve with gradually decreasing slope. The reason for

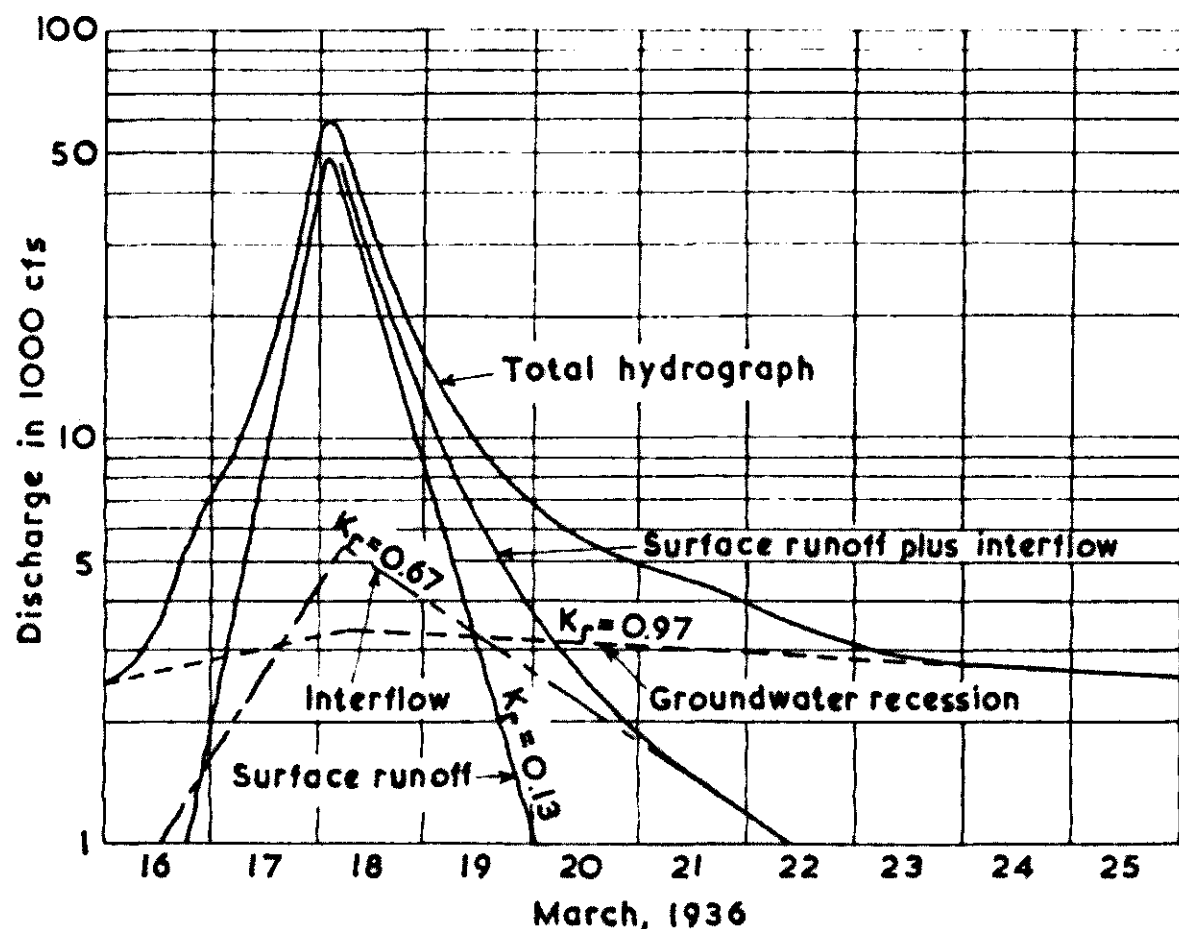


FIG. 2.1.
Ontleding van een afvoergolf
in afvoertypen. Uit LINSLEY
c.s. (1958).
FIG. 2.1.
*Singling out types of discharge
from a discharge wave. From
LINSLEY c.s. (1958).*

this is that the water is coming from three different types of storage – stream channels, surface soil and groundwater – each having different lag characteristics. BARNES (1940) suggests that the recession can be approximated by three straight lines on a semilogarithmic plot.

Often however the transition from one line to the next is so gradual that it is difficult to select the points of change in slope. The slope of the last portion of the recession should represent the characteristic K_r for groundwater since, presumably, both interflow and surface runoff have ceased. By projecting this slope backward in time and replotting the difference between the projected line and the total hydrograph, a recession which for a time consists largely of interflow is obtained. With the slope applicable to interflow thus determined, the process can be repeated to establish the recession characteristics of surface runoff.'

Belangwekkend is in deze conceptie dat men behalve de grondwaterafvoer ook de oppervlakte-afvoer exponentieel beschrijft (verg. 3.7). De waarden van de bij de 3 rechten behorende exponentiële constanten worden verkregen door omrekening van de vermelde waarden van K_r . Men vindt voor:

surface runoff	$c = 2,0 \text{ etm}^{-1}$
interflow	$c = 0,4 \text{ etm}^{-1}$
groundwater	$c = 0,03 \text{ etm}^{-1}$

REMENIERAS (1960) vermeldt dezelfde mogelijkheden van de exponentiële functie. Hij onderscheidt in het uitputtingsverloop van boven naar beneden de 'courbe de décroissance' en de 'courbe de tarissement'. De eerste gaat over in de laatste op het tijdstip dat de overige afvoerprocessen afgelopen zijn en alleen nog de afvoer via het diepe grondwater overblijft.

LINSLEY c.s. evenals REMENIERAS wijzen op de mogelijkheid de inhoud van het grondwaterreservoir te benaderen door de 'courbe de tarissement' te integreren tussen $t = t$ en $t = \infty$. Men vindt dan (verg. (3.6.9))

$$W_t = Q_t/\alpha \quad (2.4)$$

waarin W_t de afvoerbare grondwaterhoeveelheid voorstelt op het moment t met debiet Q_t . GRUNDY (1951) past (2.4) toe om de grondwatervoorraad van een stroomgebied in Kenya te benaderen.

Bijzondere aandacht verdient in het verband van deze studie het werk van LYSHEDE (1955). Zijn bedoeling is de klassificatie van waterlopen in Denemarken volgens de snelheid waarmee de afvoerintensiteit in regenloze perioden afneemt. LYSHEDE denkt in termen van reservoirs die onderdelen van de totale afvoer van een stroomgebied produceren. Voor een reservoir waarvan de afvoerintensiteit a evenredig mag worden beschouwd met de inhoud R , geeft hij (2.3) als uitgang formule.

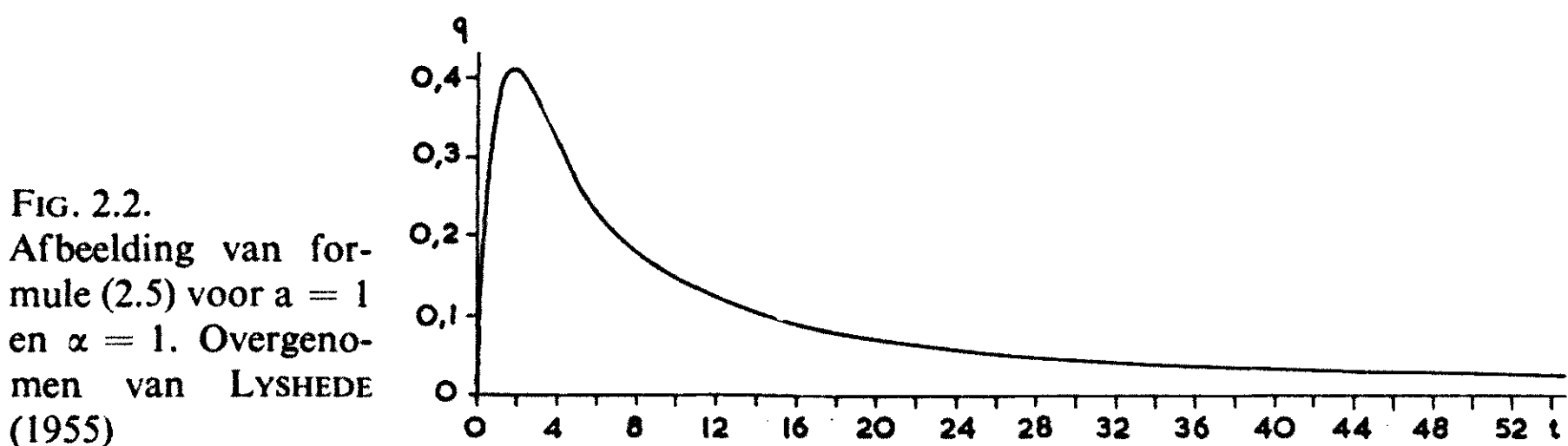
LYSHEDE twijfelt aan de algemene verwezenlijkbaarheid van het beginsel een afvoerverloop te beschrijven met een beperkt aantal exponentiële functies. Hij wijst op de moeilijkheid stroomgebieden te verdelen in scherp gedefinieerde reservoirs en op het gevaar dat de keuze van de aan elk reservoir toe te kennen constante arbitrair kan zijn. Hij geeft daarom de voorkeur aan het te voren kiezen van een bepaalde reeks van e-functies. De volgende reeks zou in vele gevallen aan de behoefte voldoen

$$q = a \left\{ -\exp(-\alpha t) + \sum_{n=2,4,6,\dots}^{n=20} \frac{1}{n} \cdot \exp\left(-\frac{\alpha t}{n}\right) \right\} \quad (2.5)$$

Voor $a = 1$ en $\alpha = 1$ is (2.5) afgebeeld in fig. 2.2. Deze figuur kan volgens LYSHEDE worden vervormd tot elk willekeurig hydrogram door de ordinaten met a en de abscissen met $1/\alpha$ te vermenigvuldigen. LYSHEDE stelt derhalve dat er een standaardhydrogram is waarmee alle afvoerverlopen kunnen worden afgebeeld, voor zover geen betekenende verdamping en geen inzijging uit of kwel naar het stroomgebied optreden.

Het nieuwe in zijn werk tegenover dat van eerder genoemde auteurs is, dat LYSHEDE zich niet tevreden stelt met de beschrijving van de dalende tak van het hydrogram maar bovendien streeft naar benadering van de stijgende tak.

Overigens heeft deze opzet van LYSHEDE weinig praktische betekenis. Hij slaagt er weliswaar in afvoertoppen van uiteenlopende vorm goed weer te geven maar de in uitzicht gestelde klassificatie blijft achterwege. De door LYSHEDE



getoonde voorbeelden laten zien dat de waarde van a varieert met de hoogte van elkaar opvolgende toppen. Ook α blijkt voor een en hetzelfde stroomgebied verschillende waarden te kunnen hebben. Behalve a en α blijkt ook het aantal te gebruiken termen van de reeks in (2.5) van geval tot geval te kunnen uiteenlopen.

Een zwak punt in de door LYSHEDE ontwikkelde methode is het negeren van de neerslag. Een zekere relatie tussen neerslagbeeld en waarde van a zou mogen worden verwacht. De auteur gaat hier niet op in.

Interessant zijn ook de mededelingen van SUGAWARA en MARUYAMA (1956) over een door hen ontworpen apparatuur om het afvoerverloop van Japanse rivieren na te bootsen. Het basiselement van hun proefopstelling bestaat uit een cilindrisch vat met bij de bodem een uitstroomopening voorzien van een capillair die de uitstroomweerstand levert. De bergingscapaciteit per eenheid van hoogte van een reservoir wordt gesuggereerd door de breedte van het vat. Een model van een stroomgebied bestaat uit een aantal parallel of in serie geschakelde vaten. Het aantrekkelijke van dit systeem is dat hiermee de volledige afvoerlooplijn kan worden nagebootst.

Het beschrijven van het afvoerverloop met behulp van e -functies is in Nederland van betrekkelijk recente datum. HELLINGA (1953) introduceerde de e -functie in het Nederlandse cultuurtechnische onderzoek. Enkele voorbeelden van pogingen tot reconstructie van afvoergolven van polders en stroomgebieden gaf DE ZEEUW (1956). Door DE ZEEUW en HELLINGA (1958) werd de berekeningswijze vervolgens in ruimere kring bekend gemaakt. In al deze gevallen werd een enkele waarde van de exponent aan een afvoergebied toegekend. De resultaten van deze bewerkingen waren niet in alle opzichten bevredigend. Aan de hand van het in dit hoofdstuk besprokene zijn een tweetal suggesties voor mogelijke verbeteringen te doen.

Herinnerd zij aan (2.2) waar FLAMANT voorstelt het afvoerverloop te beschrijven met meer dan een e -functie, een gedachte die in fig. 2.1. nader is uitgewerkt. Voorts aan de reeds door BOUSSINESQ gevonden beperkte geldigheid van de enkelvoudige e -functie, die in bepaalde gevallen alleen bestaat na het bereiken van de *état pénultième*. Voordien moeten dan termen met hogere exponenten worden toegevoegd.

Een volledige uitwerking van deze laatste conceptie gaf KRAIJENHOFF VAN DE LEUR (1958), van wiens werk in het vervolg van deze studie gebruik wordt gemaakt. De formules worden besproken in hoofdstuk 3.

DE JAGER (1965) gebruikte de formules van KRAIJENHOFF VAN DE LEUR bij de bestudering van hoge afvoeren van enige Nederlandse stroomgebieden. Aan enkele van de resultaten van het werk van DE JAGER zal in hoofdstuk 7 aandacht worden besteed.

3. DE IN HET REKENMODEL TOE TE PASSEN FORMULES

3.1. INLEIDING

Toegepaste hydrologie is de kunst van het verantwoord nabootsen van de waargenomen hydrologische werkelijkheid. Deze werkelijkheid is slechts bij benadering vast te stellen. Afvoermetingen, doorlatendheidsmetingen, regenmetingen, verdampingsmetingen kunnen op laboratoriumschaal exact uitvoerbaar zijn, in het veld ontkomt men niet aan soms aanzienlijke onnauwkeurigheden (zie hoofdstuk 5).

Voorts is de hydrologische werkelijkheid dermate gecompliceerd ten gevolge van dishomogeniteiten en discontinuïteiten in allerlei afmetingen en processen, dat een hanteerbaar model van hydrologische fenomenen op practijkschaal slechts kan ontstaan door meer of minder ingrijpend middelen en schematiseren. Het verantwoord zijn van dit middelen en schematiseren moet blijken uit de mate van overeenstemming van de uitkomsten van het model met de geconstateerde werkelijkheid.

3.2. ALGEMENE OPBOUW VAN AFVOERGEBIEDEN

Afvoergebieden zijn opgebouwd uit reservoirs, te onderscheiden in *grondwaterreservoirs* en *oppervlaktereservoirs*. Een reservoir bestaat uit een of meer *ontwateringseenheden*, tussen twee ontwateringsmiddelen (greppels, sloten, beken enz.; bij grondwaterreservoirs ook drains) gelegen stroken. De gelijkwaardige ontwateringseenheden binnen een afvoergebied vormen tezamen een reservoir. Ontwateringseenheden worden als gelijkwaardig gerekend wanneer zij wat betreft de ontwatering onder nagenoeg dezelfde omstandigheden verkeren, d.w.z. overeenkomstige combinaties van doorlatendheid, hoogteligging, afstand tussen de ontwateringsmiddelen en andere hydrologische eigenschappen bezitten.

Grondwaterreservoirs kunnen in twee typen worden onderscheiden, te weten *kavelafvoerreservoirs* en *kwelreservoirs*.

Eerstgenoemde treft men aan in met sloten doorsneden landschappen. De ontwateringseenheden zijn kavels. Wat hun reservoirinhoud betreft reageren zij betrekkelijk snel op wisselende weersomstandigheden. Zij leveren een dienovereenkomstig variërende afvoer, aangemerkt als *kavelafvoer*.

Stroken hoge gronden zonder sloten vormen de ontwateringseenheden van kwelreservoirs. Zij leveren *kwelafvoer* die zich manifesteert als kwel in tussen de hoge gronden gelegen beek- of rivierdalen, eventueel in aangrenzend polderland. In deze kwelontvangende gebieden komen doorgaans min of meer afsluitende, althans ten opzichte van het overige landschap minder goed doorlatende lagen voor. Kwelafvoer fluctueert over het algemeen aanzienlijk minder sterk dan kavelafvoer.

Oppervlaktereservoirs bevatten het water dat niet in de grond dringt maar, over het maaiveld stromend, als *oppervlakte-afvoer* de ontwateringsmiddelen bereikt. Oppervlakte-afvoer vertoont vaak sterkere fluctuaties dan kavelafvoer.

Reservoirs behoeven niet constant van grootte te zijn. Bepaalde ontwateringsmiddelen vallen soms droog. De reservoirs krijgen dan andere afmetingen.

Op niet te steile dalhellingen treft men vrij algemeen sloten aan in een patroon waarvan de dichtheid veelal hellingopwaarts afneemt. In regenrijke perioden, d.w.z. wanneer de grondwaterstand in het gebied hoog is, voeren deze sloten water. Het gebied waarin zij liggen, vertoont dan wat de ontwatering betreft overeenkomst met een poldergebied. Gedurende perioden waarin de grondwaterstand in het gehele gebied laag is en de op de helling gelegen sloten droog staan, moet het betreffende gebied daarentegen tot het reservoir van de hoge, hydrologisch niet ontsloten gronden worden gerekend.

Grondwaterreservoirs liggen ruimtelijk naast elkaar. Zij vullen tezamen het gehele afvoergebied. Oppervlaktereservoirs bedekken echter doorgaans niet meer dan een deel van het gebied. Zij overlappen het patroon van grondwaterreservoirs veelal op willekeurige wijze.

3.3 DE REACTIEFAKTOR

De conclusie van het literatuuroverzicht in hoofdstuk 2 mocht luiden dat de gedragingen van alle drie reservoirtypen met exponentiële formules beschreven, althans doeltreffend benaderd kunnen worden. De faktor, waarmee de in de exponent voorkomende tijd wordt vermenigvuldigd, typeert de reactiesnelheid van het reservoir (verg. de *c*-waarden die volgen uit fig. 2.1). Daarom wordt deze faktor in het vervolg aangeduid als *reactiefaktor*.

FLAMANT (1909) spreekt van *coefficient de tarissement*, REMENIERAS (1960) van *coefficient de décroissance*, LINSLEY c.s. (1958) noemen de *e*-macht *recession constant*, SUGAWARA en MARUYAMA (1956) karakteriseren de gedragingen van een reservoir door de *halveringstijd* van het uitputtingsverloop. Al deze benamingen wijzen erop dat deze auteurs zich voornamelijk interesseren voor de dalende tak van het hydrogram. KRAUJENHOFF VAN DE LEUR (1959) duidt de reciproke waarde van de faktor aan als *reservoircoëfficiënt*. DE ZEEUW en HELLINGA (1959) spreken van *intensiteitsfaktor*. Ook deze keuze is minder gelukkig omdat de faktor niet direct bepalend is voor de optredende afvoerintensiteit, maar alleen de felheid beschrijft waarmee een afvoergebied op wisselende neerslagintensiteiten reageert.

In navolging van BOUSSINESQ wordt in het vervolg de reactiefaktor van kavelafvoer met α aangeduid. Die voor kwelafvoer wordt β genoemd, terwijl γ wordt gereserveerd voor oppervlakte-afvoer.

In 4.7 worden op grond van ondervonden praktische behoefte nog twee andere symbolen voor de reactiefaktor geïntroduceerd, nl. Ω voor geremde, d.w.z. niet volledig ontwikkelde kavelafvoer en ω voor sterk geremde kavelafvoer, moerasafvoer genoemd.

Voor de beoordeling van de betekenis van de waarde van een reactiefaktor realiseren men zich dat de *halveringstijd* van een proces gelijk is aan 0,7 gedeeld door de reactiefaktor. De *decimeringstijd* verkrijgt men door de reactiefaktor op 2,3 te delen (zie tab. 4.3.I).

3.4 KAVELAFVOER

Het verschijnsel dat in dit onderzoek als kavelafvoer wordt aangeduid, is reeds eerder onderwerp geweest van toegepaste en van meer theoretische studie. Formules die het afvoerproces voor homogeen doorlatende profielen beschrijven, zijn ontwikkeld.

HELLINGA (1953), DE ZEEUW (1956) en DE ZEEUW en HELLINGA (1958) maken bij de toepassing van hun formules geen onderscheid tussen verschillende reservoirtypen. Hun afleidingen berusten op het vrije grondwaterreservoir met de in fig. 3.4.1 geschetste dimensies. Aan de grondwaterspiegel kennen zij een algemene vorm toe en wel die van de ellips. Zij komen op grond van deze vereenvoudiging tot formules overeenkomstig die van 3.6.

Voor kavelafvoer blijkt deze conceptie soms niet tot geheel adequate uitkomsten te leiden. De reden hiervan ligt in de vorm van de grondwaterspiegel die niet onder alle omstandigheden door dezelfde wiskundige figuur kan worden afgebeeld. Zou zij op een gegeven ogenblik ellipsvormig zijn, dan veroorzaakt een neerslag niet de overgang naar een ellips met grotere korte as, maar in beginsel een evenwijdige verplaatsing naar boven van de oorspronkelijk aanwezige grondwaterspiegel.

KRAIJENHOFF VAN DE LEUR (1958) vond dat de vorm van de grondwaterspiegel tijdens het staartverloop, het gedeelte van het uitputtingsverloop dat enige tijd na de afvoertop begint, een sinusoïde met geleidelijk afnemende amplitude moet zijn. Dan bestaat een evenredige betrekking tussen a , R en h (afvoerintensiteit, reservoirinhoud en opbollingshoogte van de grondwaterspiegel).

Voor het staartverloop wordt bereikt, bestaat tussen deze grootheden geen vaste verhouding. Ook heeft de grondwaterspiegel dan geen vaste vorm. Deze wordt dan benaderd door een sinusreeks. Fig. 3.4.2 toont schematisch de ontwikkeling van de grondwaterspiegel volgens deze conceptie. De lijnen 1 geven de theoretische grondwaterspiegel vlak voor, de lijnen 2 vlak na een plotselinge neerslag. De streep-stiplijnen zijn sinusoiden die geacht worden te bestaan bij het begin van het staartverloop. De afvoer die gedurende de kortstondige veronderstelde bui plaats vindt, is verwaarloosd.

In fig. 3.4.2.A is van een vlakke grondwaterspiegel uitgegaan. In fig. B is de uitgangstoestand een staartverloopgrondwaterspiegel, een sinusoïde. In fig. C

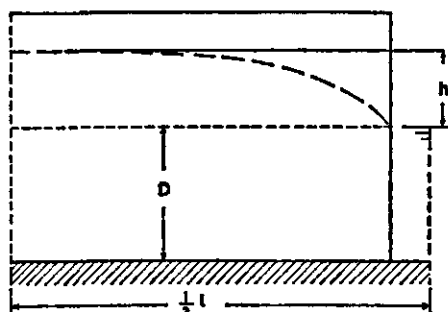


FIG. 3.4.1.
Dimensies van het vrije grondwaterreservoir.

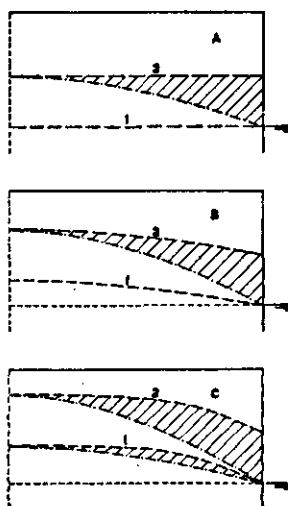


FIG. 3.4.2.

Ontwikkeling van de grondwaterspiegel t.g.v. een plotseling optredende bui in een kavel begrensd door sloten met constant peil. A: uitgangstoestand een vlakke grondwaterspiegel, B: uitgangstoestand een staartverloop van voorafgaande neerslag, C: in de uitgangstoestand is het staartverloop nog niet bereikt. De gearceerde watermassa's veroorzaken een afstroming die sneller verloopt dan evenredig met de drukhoogte in het midden van de kavel.

FIG. 3.4.2.

Development of the groundwater table in consequence of a sudden precipitation in a field bordered by ditches with constant water level. A: starting from a flat groundwater table, B: starting from a tail-recession situation, C: starting before tail-recession of preceding precipitation is reached. The hatched quantities of water cause a faster discharge than proportionate to the water table height in the middle of the field.

was het staartverloop nog niet ingetreden. De gearceerde vlakken duiden waterhoeveelheden aan die ten opzichte van de ontwateringsbasis een groter verhang bezitten dan overeenkomst met de staartverlooptoestand met dezelfde h . Deze waterhoeveelheden veroorzaken een ten opzichte van h en R onevenredig snelle afvoer.

Wordt in de formules van KRAIJENHOFF VAN DE LEUR de reciproke waarde van zijn reservoircoëfficiënt door de reactiefactor α vervangen en worden ook de overige notaties in overeenstemming gebracht met de in deze studie gebruikelijke, dan luiden de formules voor het kavelfoerproces als volgt, wanneer de voeding van het reservoir onafgebroken plaats vindt door een constante effectieve neerslag p en wanneer de afvoerintensiteit aan het begin van het beschouwde tijdvak gelijk is aan nul.

Voor de afvoerintensiteit volgt uit de niet genummerde formule onder formule (6) van KRAIJENHOFF VAN DE LEUR (1958)

$$a_t = \frac{8}{\pi^2} p \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left\{ 1 - \exp(-n^2 \alpha t) \right\} \quad (3.4.1)$$

De reservoirinhoud geeft de auteur in zijn formule (11) die kan worden overgezet in

$$R_t = \frac{8}{\pi^2 \alpha} p \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left\{ 1 - \exp(-n^2 \alpha t) \right\} \quad (3.4.2)$$

Voor de hoogte van de grondwaterspiegel in het midden van de ontwaterings-eenheid, de opbolling, luidt de transcriptie van zijn formule (6)

$$h_t = \frac{4}{\pi l \mu \alpha} p \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} \left\{ 1 - \exp(-n^2 \alpha t) \right\} \quad (3.4.3)$$

De reactiefactor tenslotte krijgt volgens formule (3) van de auteur de gedaante

$$\alpha = \frac{\pi^2 k D}{l^2 \mu} \quad (3.4.4)$$

Opgemerkt zij dat bij de afleiding van deze formules geen rekening werd gehouden met de radiale weerstand die optreedt bij de uitstroming van grondwater in de ontwateringsmiddelen. In verband hiermee zij naar 3.9 verwezen.

3.5. KAVELAFVOER IN HET ONDIEPE PROFIEL

Voor het geval met een vrije waterspiegel en een afsluitende laag samenvallend met de ontwateringsbasis is weinig ervaring ten aanzien van de beschrijving van het proces in formules beschikbaar. WESSELING (1959) geeft de volgende vergelijking, wederom overgezet in de hier gebruikelijke transcriptie

$$a_t = p \frac{\left\{ \sqrt{a_0} + \sqrt{p} \cdot \operatorname{tgh} \left(\frac{2t}{l\mu} \sqrt{kp} \right) \right\}^2}{\left\{ \sqrt{a_0} \cdot \operatorname{tgh} \left(\frac{2t}{l\mu} \sqrt{kp} \right) + \sqrt{p} \right\}^2} \quad (3.5.1)$$

Bij de afleiding van deze formule werd de afvoer evenredig verondersteld met de afvoerbare watervoorraad.

Het is niet mogelijk (3.5.1) in het in hoofdstuk 4 te ontwerpen rekenmodel te incorporeren. Practisch is dit bezwaar niet groot omdat het reservoir waarvan de afsluitende laag samenvalt met de ontwateringsbasis in het veld sporadisch wordt aangetroffen. Wel kan men verwachten dat D in bepaalde gevallen relatief klein is ten opzichte van h (fig. 3.4.1). Men kan dan overwegen de waarde van de reactiefactor te laten variëren met de dikte van de watervoerende laag door in (3.4.4) D te vervangen door de som van D en een fractie van h . Bij de verrichte analyses is aan een dergelijke werkwijze nooit behoefte gevoeld.

3.6. KWELAFVOER

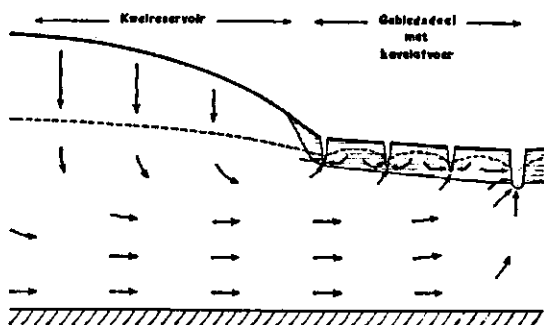
Het als kwelafvoer aangemerkte proces werd tot dusver weinig bestudeerd. Op grond van in dit onderzoek verkregen ervaringen lijkt toepassing van formules van het type gebruikt door DE ZEEUW en HELLINGA (1958) aan te raden. Dat wil zeggen dat de bij de bespreking van fig. 3.4.2 vermelde onevenredig snelle afvoerverschijnselen zich niet voordoen of een zodanig ondergeschikte

rol spelen dat zij niet worden opgemerkt. Een nadere beschouwing hierover treft men aan in 4.7.

Hieronder worden de toe te passen formules vermeld. Zij worden gevonden indien men zich het stromingsproces in het kwelreservoir zo voorstelt dat een grondwaterspiegel van constante vorm zich op en neer beweegt. Fig. 3.6.1 toont schetsmatig de situatie ter weerszijden van de grens tussen een inzijgingsgebied, het voedingsgebied van een kwelreservoir, en een beekdal. De arcering in het beekdal suggereert daar veelal aanwezige, ten opzichte van de rest van het profiel minder doorlatende lagen.

FIG. 3.6.1.

Schetsmatige doorsnede van de grensstrook tussen inzijgingsgebied en beekdal. De pijlen geven een indruk van de stromingsrichting van het grondwater.



Met het oog op berekeningen kan, in navolging van WERNER en SUNDQUIST (1951), de halve ontwateringseenheid van het kwelreservoir worden geschematiseerd als in fig. 3.6.2. Het debiet Q van de grondwaterstroom wordt opgebouwd in het inzijgingsgebied ter breedte $b/2$ vanaf het midden van de ontwateringseenheid. Aanvaard men dat Q over deze afstand lineair toeneemt (de neerslag valt gelijkmatig verdeeld, de vorm van de grondwaterspiegel wordt constant verondersteld) dan moet over dit traject gemiddeld een debiet gelijk aan $Q/2$ passeren.

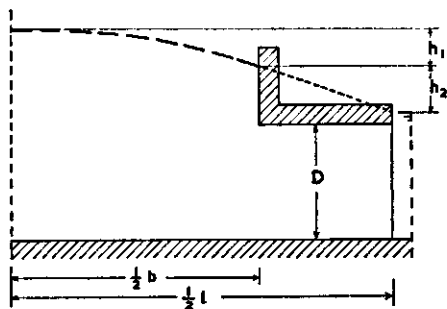


FIG. 3.6.2.

Schematische weergave van de dimensies van een kwelreservoir (verg. WERNER en SUNDQUIST, 1951).

Neemt men voorts aan dat in het inzijgingsgebied de stroming verticaal is door het deel van het profiel dat meer dan D meter boven de steunlaag ligt, dan is voor de horizontale stroming een laag ter constante dikte D beschikbaar.

Aangezien $b/2$ steeds vele malen groter zal zijn dan D lijkt het verantwoord de drukhoogte nodig voor de inzijging te verwaarlozen.

Dan gaat volgens DARCY in het inzijgingsgebied aan drukhoogte verloren

$$h_1 = \frac{Q/2 \times b/2}{kD} = \frac{b}{4kD} \cdot Q \quad (3.6.1)$$

In het gedeelte tussen de afsluitende lagen bedraagt het drukhoogteverlies

$$h_2 = \frac{Q(l/2 - b/2)}{kD} = \frac{2(l-b)}{4kD} \cdot Q \quad (3.6.2)$$

Wanneer wordt gesteld dat

$$m = b/l \quad (3.6.3)$$

waarbij m het oppervlakte-aandeel 'hoge' gronden in de ontwateringseenheid voorstelt dan kan het verband tussen de afvoerintensiteit a , uitgedrukt over de volle oppervlakte van het afvoergebied (zodat $2Q = a \cdot l$), en de opbolling van de grondwaterspiegel $h = h_1 + h_2$ worden beschreven als

$$a = \frac{8kD}{l^2(2-m)} \cdot h \quad (3.6.4)$$

Bij de constant veronderstelde vorm van de grondwaterspiegel mag voor het kwelreservoir ter breedte b gelden

$$R = P - \frac{A}{m} = \mu h \quad (3.6.5)$$

waarin P en A integralen zijn van resp. de neerslagintensiteit en de intensiteit van de kwelafvoer. Voor de laatste volgt uit (3.6.4) en (3.6.5)

$$a = \frac{8kD}{l^2(2-m)\mu} \left(P - \frac{A}{m} \right) = \beta \left(P - \frac{A}{m} \right) \quad (3.6.6)$$

Door integratie ontstaat hieruit (zie DE ZEEUW en HELLINGA, 1958) voor het verband tussen de afvoerintensiteiten aan het begin en aan het eind van het tijdvak t , waarover p constant gerekend mag worden,

$$a_t = a_0 \cdot \exp(-\beta t) + \{1 - \exp(-\beta t)\} mp \quad (3.6.7)$$

Het formule-arsenaal is compleet wanneer daaraan worden toegevoegd uit (3.6.6)

$$\beta = \frac{8kD}{l^2(2-m)\mu} \quad (3.6.8)$$

uit (3.6.5) en (3.6.6)

$$R = \frac{a}{\beta} \quad (3.6.9)$$

en uit (3.6.5) en (3.6.9)

$$h = \frac{a}{\mu\beta} \quad (3.6.10)$$

Ook bij deze afleiding is de radiale weerstand buiten beschouwing gebleven. Wederom zij verwezen naar 3.9.

3.7. OPPERVLAKTE-AFVOER

Men zou verwachten dat deze vorm van afvoer niet met behulp van *e*-functies kan worden benaderd. Het debiet is in de hierop van toepassing zijnde stromingsformules immers in het algemeen niet evenredig met de eerste macht van de waterhoogte. Raadpleegt men de literatuur dan vindt men formules van de vorm

$$q = c \cdot h^M \quad (3.7.1)$$

(zie bijv. FOSTER, 1948) waarin *M* waarden heeft tussen 1,7 en 3,0 al naar gelang de stroming turbulent of laminair is. SHARP en HOLTAN (1940) vonden echter op beregende erosieproefveldjes *M*-waarden van 0,9 tot 1,35, dus een nagenoeg rechtlijnig verband. Ook de verrichte analyses weerspreken niet dat een oppervlaktereservoir in het algemeen blijkbaar voldoende gelijkenis vertoont met een vat dat door een kleine opening leeg loopt, om de volgende vergelijking toe te passen

$$a_t = a_0 \cdot \exp(-\gamma t) + \{1 - \exp(-\gamma t)\} p(\text{OPP}) \quad (3.7.2)$$

In (3.7.2) is *p*(OPP) het deel van de neerslag dat bovengronds afstroomt. In verband met de geldigheid van (3.7.2) zij bovendien herinnerd aan SUGAWARA en MARUYAMA (1956) die met hun modellen complete hydrogrammen met inbegrip van oppervlakte-afvoer nabootsten.

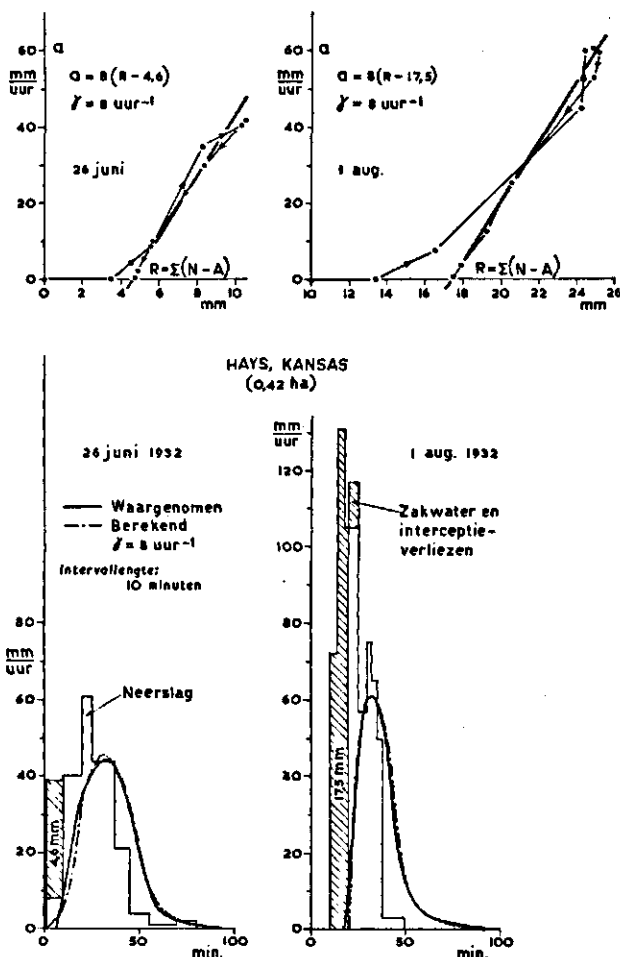
Een ander voorbeeld toont fig. 3.7.1 waarvoor de gegevens (gemeten neerslagverloop en waargenomen afvoer) aan FOSTER (1948) werden ontleend. Het betreft een klein stroomgebied waarvan de ondergrondse afvoer het meetpunt niet passeert. Beide geheel uit oppervlakte-afvoer bestaande toppen blijken volgens de bovenste tekeningen (voor de verklaring daarvan zie men fig. 4.4.3) te voldoen aan $\gamma = 8 \text{ uur}^{-1}$, waarbij geconstateerd wordt dat 4,6 resp. 17,5 mm niet aan de oppervlakte-afvoer deelnemen (zakwater en interceptie). De onderste tekeningen laten zien dat een goede benadering van de waargenomen hydrogrammen wordt verkregen wanneer men de waterverliezen in mindering brengt op de regen aan het begin van de bui en op de rest (3.7.2) met $\gamma = 8 \text{ uur}^{-1}$ toepast.

FIG. 3.7.1.

Analyse en reconstructie van het verloop van zuivere oppervlakte-afvoer. Neerslag en waargenomen afvoer ontleend aan FOSTER (1948).

FIG. 3.7.1.

Analysis and reconstruction of pure surface runoff. Precipitation data and observed discharge (solid line) borrowed from FOSTER (1948).



De beide tekeningen van fig. 3.7.2 tonen dat ook voor grote stroomgebieden de exponentiële benadering van door oppervlakte-afvoer veroorzaakte toppen mogelijk is. Hydrogrammen en neerslagpatronen zijn wederom ontleend aan FOSTER. DIRKSEN (1962) was zo vriendelijk de grootten van de stroomgebieden op te sporen.

De regengegevens werden bewerkt met (3.7.2) met de aangegeven γ -waarden. De berekende hydrogrammen werden wat hun hoogten betreft gereduceerd en aangepast aan de hoogten van de waargenomen afvoerverlopen. Zij werden vervolgens op de met 'groundwater' gemerkte streeplijnen gezet.

Dit betekent dat de vermelde fracties (0,14 en 0,43) van de neerslag aan de oppervlakte-afvoer ten goede kwamen, met dien verstande dat van het water dat zich in de bedding van de Skunk verzamelde, een deel tenslotte door weg-zijging toch niet het meetpunt passeerde. Dit blijkt uit de abrupte overgangen

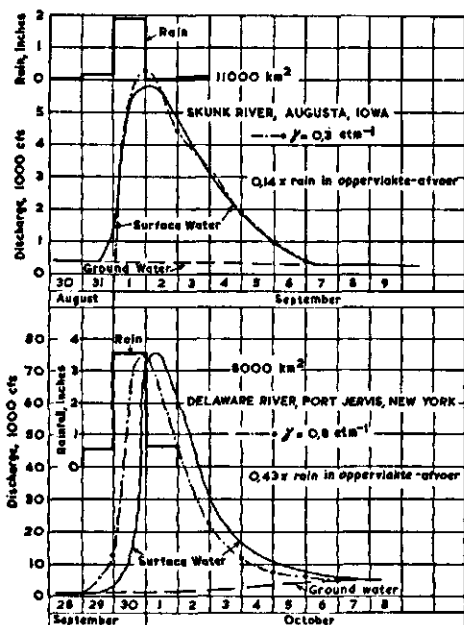


FIG. 3.7.2. Reconstructie van aan oppervlakte-afvoer toegeschreven afvoertoppen in rivieren. De berekende lijnen zijn ingetekend op figuren uit FOSTER (1948).

FIG. 3.7.2. Reconstruction of flood waves due to surface runoff in rivers. Computed lines (interrupted) are added to figures from FOSTER (1948).

bij het begin en het einde van deze afvoergolf. Deze wegzijging blijkt een gemiddelde waarde van $0,44 \text{ mm. etm}^{-1}$ te hebben.

Dit is een reden dat de afvoerintensiteit in deze laatste rivier geen hoge waarden bereikt. De andere is dat tengevolge van de blijkbaar zeer goede doorlatendheid van dit stroomgebied 86% van de neerslagsom in de betreffende periode het open water niet bovengronds bereikt, zonder overigens binnen de periode met oppervlakte-afvoer het grondwaterreservoir van de rivier merkbaar aan te vullen. De Skunk produceert een afvoertop van slechts $1,2 \text{ mm. etm}^{-1}$ bij een gemeten hoogste dagneerslag van 48 mm. De Delaware bouwt uit een neerslag van 90 mm een top van 23 mm. etm^{-1} op. De 57% niet oppervlakkig afstromende neerslag beïnvloedt hier duidelijk het grondwaterreservoir.

Er is een principieel verschil in de wijze van neerslagreductie tussen de figuren 3.7.1. en 3.7.2. In het eerste geval bleef een hoeveelheid van de het eerst gevallen neerslag aan de oppervlakte-afvoer onttrokken, in het tweede geval daarentegen een fractie van het totale neerslagbeeld. De oorzaak hiervan moet worden gezocht in de duidelijk in de berekening te onderkennen opvulling van laagten op een perceel voordat oppervlakkige afstroming mogelijk is, tegenover het meer diffuse karakter van de totale zakwaterverliezen op vele percelen bij de afstroming in een groot gebied. De tijdschaal van fig. 3.7.1 luidt in minuten, die van fig. 3.7.2. in dagen!

3.8. REACTIEFAKTOREN VAN GEBIEDEN

Opvallend is dat de γ -waarden van de stroomgebieden van fig. 3.7.2 relatief klein blijken te zijn (slechts enkele duizendsten van die van fig. 3.7.1). De oor-

zaak is dat de in de rivieren geconstateerde afvoergolven zijn ontstaan door samenvloeiing van een groot aantal elementaire afvoergolven van het type van fig. 3.7.1.

Wanneer in een stroomgebied overal ongeveer gelijktijdig regen valt, stort een menigte van elementaire afvoergolven, elk volgens zijn eigen grote γ -waarde, zich vrijwel gelijktijdig in de waterlopen. Relatief, d.w.z. in verhouding tot de breedte van hun dwarsprofiel, ontvangen bovenstroomse uitlopers van het waterlopenstelsel het grootste aandeel in deze watermassa. Op lager gelegen leidingen (zijrivieren, hoofdriever) ontwatert slechts een betrekkelijk geringe oppervlakte direct. Hun onmiddellijke waterspiegelstijging is niet groot.

Elke bovenstroomse verzamelleiding produceert aldus een afvoergolf die ten opzichte van de elementaire golven sterk is uitgerekt. Deze afgevlakte golven gaan zich naar beneden verplaatsen. Af te leggen weg en verplaatsingssnelheid geven elke golf een eigen looptijd naar een punt van samenvloeiing. Niet gelijktijdig arriveren van twee golven op een punt geeft weer een afvlakking. Dit proces kan zich tot aan het meetpunt een aantal keren herhalen.

Ondanks de sterke afvlakking die kan optreden, blijft de vorm van het neerslagpatroon zijn invloed behouden op het afvoerverloop, ook in de stroomgebieden van fig. 3.7.2 ter grootte van een derde van Nederland.

Een belangrijk aspect is hierbij dat bij lagere waarden van de reactiefactor met een afgevlakt, d.w.z. minder gedetailleerd neerslagpatroon kan worden gewerkt (in fig. 3.7.2 dagcijfers, in fig. 3.7.1 bedragen over 10 minuten). Enerzijds is dit een gevolg van de ruimtelijke afvlakking van het neerslagbeeld wanneer grotere gebieden in het spel zijn, anderzijds doen zich in een afvoergebied vaak bergingsverschijnselen voor die niet in de reactiefactor verdisconteerd zijn. In het verband van de hier aan de orde zijnde oppervlakte-afvoer is de berging op het maaiveld zo'n verwaarloosd verschijnsel.

De kwestie van de gewenste detaillering van neerslaggegevens komt nog ter sprake bij fig. 4.5.8 en fig. 5.5.2.

Omdat elementaire grondwaterafvoergolven reeds sterker zijn afgevlakt, speelt de additionele afvlakking in het waterlopenstelsel bij grondwaterafvoer een geringere rol. Het stijgen en dalen van de waterstand bij het meetpunt weerspiegelt in gelijkmatig hellende gebieden veelal niet het passeren van een afvoergolf, maar het zich, onder invloed van de overal optredende ontwatering, nagenoeg evenwijdig aan zichzelf op en neer bewegen van de open waterspiegel. De indruk is verkregen dat de reactiefactor van een gebied met kavelafvoer maar weinig kleiner is dan die van de afzonderlijke kavels (gedefinieerd volgens (3.4.4)). Bij kwelafvoer die vaak niet veel meer dan een jaarlijkse gang vertoont, is het verschil tussen de fysische en de in de waterlopen constateerbare reactiefactoren onmerkbaar klein.

In verband met het voorgaande mag worden verwacht dat de in 3.4, 3.6 en 3.7 voor ontwateringseenheden opgestelde afvoerformules van kracht blijven wanneer het gaat om het afvoerverloop van gebieden. Dat deze verwachting in hoge mate wordt gehonoreerd, blijkt uit de voorbeelden van hoofdstuk 6.

3.9. DE EQUIVALENTLAAGDIKTE

In verband met het verschil tussen de tot dusver gevolgde beschouwingswijze ten aanzien van de dikte van de doorstroomde laag D en de in werkelijkheid hiervan afwijkende stroming, worden in deze paragraaf de resultaten beschreven van een bestudering van de invloed van de radiale stroming op de formules voor de niet gestage gevallen.

Voor het gestage geval wordt algemeen de conceptie van HOOGHOUTD aangenomen om de invloed van de radiale weerstand te compenseren door het invoeren van een equivalentlaag ter dikte d als schijnbare beperking van de dikte van het watervoerende pakket. Het is verleidelijk de d -waarden van HOOGHOUTD (1940) in (3.4.4) en (3.6.8) in te voegen. Voorzichtigheid is echter geboden omdat deze d -waarden gelden voor de stroming waarvan het debiet lineair toeneemt met de afname van de afstand tot het ontwateringsmiddel.

HOOGHOUTD onderscheidt twee gevallen van homogeen doorlatende profielen (ook deze studie beperkt zich tot een zodanige schematisering), nl. oneindig diep doorlatende profielen en profielen met een ondoorlatende, althans relatief slecht doorlatende laag op eindige diepte H . Hij beschouwt de stroming naar het ontwateringsmiddel in het eerste geval als zuiver radiaal. In het tweede geval verdeelt HOOGHOUTD de stroming in twee delen, nl. een rechtlijnig horizontale stroming van het midden van de ontwateringseenheid tot op een afstand $x = H/\sqrt{2}$ van het ontwateringsmiddel en een radiale stroming over deze laatste afstand.

Voor de als radiaal beschouwde stromingen houdt HOOGHOUTD de debieten constant in de stromingsrichting. Zijn afleidingen voor deze onderdelen en dus ook de door hem vastgestelde waarden van de later te noemen factoren A en B blijven daarom onverkoort gelden voor niet gestage gevallen.

HOOGHOUTD houdt wel rekening met de wijze van toename van het debiet bij de rechtlijnig horizontale stroming. Op basis van de vergelijking

$$q_x = Q \frac{l/2 - x}{l/2} = ky \frac{dy}{dx} \quad (3.9.1)$$

vindt hij een faktor C (hier aangeduid als C_{ges} , voor de gestage toestand, ter onderscheiding van C_{kav} voor kavel- en C_{kwe} voor kwelafvoer), die de verhouding weergeeft tussen de bij horizontale stroming benutte drukhoogte en het quotiënt van debiet en doorlaatfaktor. HOOGHOUTD vindt

$$C_{ges} = \frac{(l - H\sqrt{2})^2}{8Hl} \quad (3.9.2)$$

Voor het staartverloop van de kvelafvoer met sinusoidale grondwaterspiegel komt voor (3.9.1) in de plaats

$$q_x = Q \cos \frac{\pi x}{l} = ky \frac{dy}{dx} \quad (3.9.3)$$

Geïntegreerd tussen dezelfde grenzen als HOOGHOUT gebruikte, levert dit

$$C_{kav} = \frac{l}{2\pi H} \left(1 - \sin \frac{\pi H}{l\sqrt{2}} \right) \quad (3.9.4)$$

Uitgaande van dezelfde veronderstellingen die in 3.6 werden gemaakt, kan op overeenkomstige wijze voor kwelafvoer worden gesteld

$$\left. \begin{aligned} q_x &= Q \frac{l/2 - x}{b/2} = ky \frac{dy}{dx} \quad \left(\text{voor } x > \frac{l-b}{2} \right) \\ q_x &= Q = ky \frac{dy}{dx} \quad \left(\text{voor } x \leq \frac{l-b}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.9.5)$$

waaruit dan volgt

$$C_{kwe} = \frac{2l - b - 2H\sqrt{2}}{8H} = (2 - m) \frac{l}{8H} - 0,35 \quad (3.9.6)$$

HOOGHOUT kent nog andere factoren overeenkomstig de genoemde C , nl. A voor het zeer diepe profiel en B voor het radiale deel van de eindig diepe stroming. B kan worden gesplitst in B_i , gerelateerd aan de verhouding l/H , en B_r die afhangt van de verhouding H/r_0 . Aangezien zowel C als B_i samenhangen met l en H kunnen zij worden gecombineerd tot $E = C + B_i$.

Voor E_{kwe} levert de aanwezigheid van de factor $(2 - m)$ in (3.9.6) een moeilijkheid. De overweging dat $(2 - m)$ gemiddeld ca. $3/2$ is, leidt tot de benadering

$$\frac{0,35 + E_{kwe}}{2 - m} = \frac{l}{8H} + 0,67 B_i \quad (3.9.7)$$

Dankzij de geringheid van de waarden van B_i (zie fig. 3.9.1) blijft de fout geïntroduceerd door deze benadering kleiner dan $0,3\%$ van E_{kwe} voor $l > 4H$.

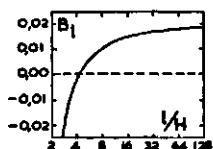
De waarden van de factoren zijn af te lezen in fig. 3.9.2 (A en B_r) en 3.9.3 (E_{ges} , E_{kav} en E_{kwe}), met dien verstande dat de aflezing op de E_{kwe} -lijn van fig. 3.9.3 met $(4 - 2m)$ vermenigvuldigd dient te worden en vervolgens het product met $0,35$ verminderd.

Met behulp van deze gegevens kunnen de waarden van d worden vastgesteld. Volgens HOOGHOUT is de dikte van de equivalentlaag voor de gestage toestand, waarvoor immers geldt $al^2 = 8kdh$, voor het zeer diepe profiel, resp. voor het profiel met eindige diepte H

$$d_{ges} = \frac{l}{8A} \text{ resp. } \frac{l}{8(B_r + E_{ges})} \quad (3.9.8)$$

FIG. 3.9.1.

De waarde van B_i in verband met de verhouding tussen l en H . Uitwerking van formule (69) van HOOGHOUT (1940) met uitzondering van de term waarin r_0 voorkomt.



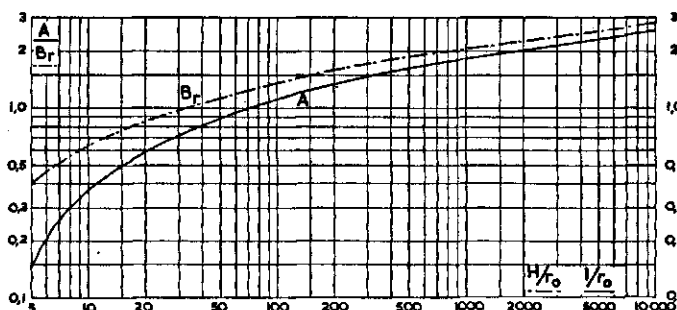


FIG. 3.9.2. De waarde van A in verband met de verhouding tussen l en r_0 en de waarde van B_r in verband met de verhouding tussen H en r_0 . Uitwerking van resp. formule (82) en van de term met r_0 uit formule (69) van HOOGHOUTD (1940).
FIG. 3.9.2. The value of A in relation to the ratio between l and r_0 and of B_r in relation to H/r_0 , to be used in the computation of equivalent layer thicknesses for steady state cases, field discharge and seepage flow according to (3.9.8), (3.9.9) and (3.9.10) respectively.

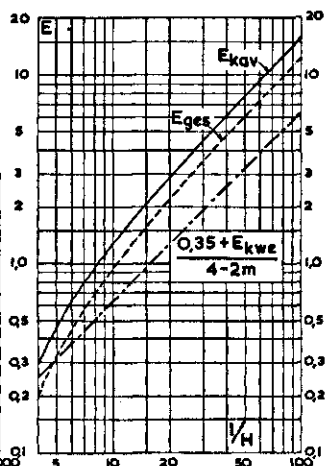


FIG. 3.9.3. De waarden van E_{kav} , E_{ges} en $(E_{kwe} + 0.35)/(4 - 2m)$ in hun verband met de verhouding tussen l en H .
FIG. 3.9.3. Values of the parameters that depend on the ratio between l and H to be used in the computations referred to in the caption of fig. 3.9.2.

Voor het staartverloop van de kavelafvoer vindt men op overeenkomstige wijze in verband met $al^2 = 2\pi kdh$ (verg. formule (18) van KRAIJENHOFF VAN DE LEUR, 1958)

$$d_{kav} = \frac{l}{2\pi A} \text{ resp. } \frac{l}{2\pi (B_r + E_{kav})} \quad (3.9.9)$$

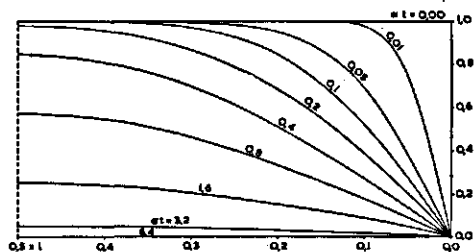
en voor kwelafvoer in verband met (3.6.4)

$$d_{kwe} = \frac{l(2-m)}{8A} \text{ resp. } \frac{l(2-m)}{8(B_r + E_{kwe})} \quad (3.9.10)$$

Voor het zeer diepe profiel bestaat de volgende verhouding tussen de dikten van de equivalentlagen voor eenzelfde breedte van de ontwateringseenheid $d_{ges}:d_{kav}:d_{kwe} = 1:4/\pi:(2-m) = 1:1.27:(1 \text{ à } 2)$. Voor een ondiep profiel met bijv. $l = 100H$ en $H = 5r_0$, zodat $B_r = 0.4$, berekent men met behulp van aflezingen op fig. 3.9.3 deze verhouding als 1:1:1 ongeacht de waarde van m (tussen 0 en 1) in het kwelprofiel. Voor profielen van middelmatige diepte ligt de verhouding tussen deze beide uitersten.

FIG. 3.9.4.

Ontwikkeling van de verhanglijn bij volledig ontwikkelde kavelafvoer over de halve breedte van de ontwateringsseenheid vanaf het moment overeenkomend met $\alpha t = 0,00$, waarop een waterlaag van de eenheid van dikte zich bij het grondwater voegt.



Algemeen blijkt dat voor de niet gestage gevallen wat dikkere equivalentlagen in rekening kunnen worden gebracht dan voor het gestage geval. Dit is volgens de verwachting, aangezien het zwaartepunt van de debietstoename van de grondwaterstroom in de eerstgenoemde gevallen verder dan 0,25l, dus verder dan in het gestage geval, van het ontwateringsmiddel verwijderd ligt.

De d -waarden voor de kavelafvoer werden afgeleid voor het staartverloop, de toestand met sinusoidale grondwaterspiegel. Volgens een tamelijk uitvoerige redenering die hier niet volledig wordt gegeven, kan worden aangetoond dat (3.9.9) ook van toepassing kan worden geacht op neerslagbijdragen waarvan de afstroming nog niet in het staartverloopstadium verkeert.

De redenering berust op beschouwing van de ontwikkeling van de verhanglijn in een zich juist bij het grondwater gevoegd hebbende waterlaag. Voor achtereenvolgende tijdstippen, gerelateerd aan de waarde van α , is deze verhanglijnontwikkeling afgebeeld in fig. 3.9.4. De oorspronkelijke hoogte van de waterlaag komt overeen met de afstand tussen de lijnen 1 en de lijnen 2 in de tekeningen van fig. 3.4.2.

Fig. 3.9.4 maakt duidelijk dat het water in deze laag vanaf het moment $(\alpha)t = 0,00$ geleidelijk over grotere afstand vanaf het ontwateringsmiddel in beweging komt. Beredeneerd kan nu worden dat dezelfde d_{kav} van (3.9.9) mag gelden voor dat gedeelte van een grondwatermassa, dat op een gegeven ogenblik werkelijk aan de afstroming deelneemt.

4. DE OPBOUW VAN HET REKENMODEL

4.1. INLEIDING

Het rekenmodel vloeit voort uit een *analyse* van het waargenomen afvoer-verloop van een gebied. Gestreefd wordt naar een zodanig model dat met behulp daarvan een *reconstructie* kan worden uitgevoerd die uit neerslaggegevens berekende afvoeren oplevert, welke met de waarnemingen overeenstemmen. De basis voor het model wordt gevormd door in het voorgaande hoofdstuk gegeven formules en overwegingen. Overige uitgangspunten zijn:

- Formules worden toegepast over achtereenvolgende intervallen van evenlange tijdsduur. Op grond van de beschikbare neerslagcijfers is dit normaliter het etmaal, zodat in de exponenten $t = 1$. Het nummer van het interval, eventueel de datum, wordt aangeduid met het symbool s . (Het symbool ϵ wordt ingevoerd om de in de berekeningen constante waarde $\exp(-\text{reactiefactor})$ aan te duiden.)
- Als zakwaterhoeveelheden worden in de formules effectieve neerslagen ingevoerd, zijnde gemeten neerslagen gecorrigeerd voor verdamping (zie 5.5).
- Over het interval s wordt de intensiteit van de effectieve neerslag p_s constant verondersteld.

Bij stroomgebieden bestaat het berekende afvoerterloop uit de afvoerintensiteiten a_s geldend voor de einden van de intervallen. De berekende afvoerterlooplijn wordt afgebeeld door de a_s -waarden tegen de tijd uit te zetten en de punten door een vloeiende lijn te verbinden.

Het waargenomen afvoerterloop van een bemalen gebied heeft de vorm van een opeenvolging van dagelijks uitgemalen hoeveelheden. Om het berekende afvoerterloop hieraan aan te passen wordt in dit geval niet a_s berekend maar R_s , de aan het eind van elk interval aanwezige afvoerbare waterhoeveelheid. De dagelijks afgevoerde hoeveelheid A_s verkrijgt men uit de waterbalans van de dag s volgens

$$A_s = R_{s-1} + P_s - R_s \quad (4.1.1)$$

4.2. KWELAFVOER EN OPPERVLAKTE-AFVOER

Het verloop van de afvoerintensiteit voor kwelafvoer wordt gegeven door (3.6.7) die voor $m = 1$ luidt

$$a_s = a_{s-1} \cdot \epsilon + p_s (1 - \epsilon) \quad (4.2.1)$$

De reservoirinhoud en de waterhoogte in het reservoir worden benaderd door de berekende a_s -waarden te delen door β (zie (3.6.9)) resp. $\mu\beta$ (zie (3.6.10)). De berekeningstechniek wordt duidelijk aan de hand van het voorbeeld in tab. 4.2.I.

De formule voor het verloop van de oppervlakte-afvoer ontstaat door in (4.2.1) β door γ te vervangen (zie (3.7.2)). In tab. 4.2.II wordt hetzelfde neerslagpatroon van tab. 4.2.I bewerkt met een redelijke γ -waarde.

TABEL 4.2.I. Voorbeeld van berekening van kwelafvoer, reservoirinhoud en hoogte van de waterspiegel in het kwelreservoir.

TABLE 4.2.I. Example of the calculation of daily values of the rate of discharge a_s , the stored quantity R_s and the water table height h_s for seepage flow.

s		-1	1	2	3	4	5	6
p_s	(mm.etm ⁻¹)	0	20	10	0	0	0	0
$p_s(1-\epsilon)$			0,20	0,10				
$a_{s-1} \cdot \epsilon$			0,99	1,18				
a_s	(mm.etm ⁻¹)	1,00	1,19	1,28	1,27	1,25	1,24	1,23
$R_s = \frac{a_s}{\beta}$	(mm)	100	119	128	127	125	124	123
$h_s = \frac{0,001 a_s}{\mu \beta}$	(m)	2,00	2,38	2,56	2,53	2,51	2,48	2,46

$\beta = 0,01 \text{ etm}^{-1}$, derhalve $\epsilon = 0,990$; $\mu = 0,05$, $a_{-1} = 1,00 \text{ mm.etm}^{-1}$

TABEL 4.2.II. Als tab. 4.2.I, echter met een reactiefactor die bij oppervlakte-afvoer kan optreden.

TABLE 4.2.II. As table 4.2.I. but with a reaction factor value fitting surface runoff.

s		-1	1	2	3	4	5	6
$p(\text{OPP})_s$	(mm.etm ⁻¹)	0	20	10	0	0	0	0
$p(\text{OPP})_s(1-\epsilon)$			13,33	6,67				
$a_{s-1} \cdot \epsilon$			0,00	4,44				
a_s	(mm.etm ⁻¹)	0,00	13,33	11,11	3,70	1,23	0,41	0,14
$R_s = \frac{a_s}{\gamma}$	(mm)	0,00	12,12	10,10	3,36	1,12	0,37	0,13

$\gamma = 1,10 \text{ etm}^{-1}$, derhalve $\epsilon = 0,333$; $a_{-1} = 0,00 \text{ mm.etm}^{-1}$

4.3. KAVELAFVOER

De waarde die de (volledig ontwikkelde, zie 4.7) kavelafvoer bereikt t.g.v. een voortdurende constante neerslag, die begint aan het begin van de eerste dag, wordt gegeven door (3.4.1), in de thans gebruikte notatie luidend

$$a_s = \frac{8}{\pi^2} \cdot p_{1 \rightarrow s} \sum_{n=1,3,5 \dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - \epsilon^{n^2 s}) \quad (4.3.1)$$

De afvoer aan het eind van de dag s tengevolge van een dagneerslag op de dag $s-x$ wordt gevonden als het verschil tussen de afvoerbijdrage volgens (4.3.1) tengevolge van een op de dag $s-x$ om 0 uur aanvangende voortdurende neerslag p_{s-x} , en de afvoerbijdrage die zou ontstaan wanneer dezelfde neerslag een et-

maal later zou beginnen. Deze afvoer tengevolge van een dagneerslag wordt dan

$$a_s = \frac{8}{\pi^2} \cdot p_{s-x} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} (\varepsilon^{n^2 x} - \varepsilon^{n^2(x+1)}) \quad (4.3.2)$$

Hiermee is het principe van de dag-voor-dag berekening gegeven. De volgende beschouwingen leiden tot een handzame rekenmethode. De termen van de reeks in (4.3.2) hebben de algemene gedaante

$$\frac{1}{n^2} (1 - \varepsilon^{n^2}) \cdot \varepsilon^{n^2 x} \quad (4.3.3)$$

Theoretisch loopt de invloed van een neerslagbijdrage in elk van deze termen oneindig door. Feitelijk kan men stellen dat een term voor een bepaalde dagneerslag is uitgeput wanneer het aantal dagen, verlopen sinds het eind van de neerslag, zo groot is geworden dat de waarde van (4.3.3) bijv. 0,001 onderschrijft. Door het invullen van α -waarden in (4.3.3) kan eenvoudig worden aangetoond dat de invloed van de term met $n = 1$ zich vele malen verder in de tijd uitstrekt dan die van de overige termen.

Eerstgenoemde term verantwoordt het niet gearceerde, aldaar als evenredig afstromend aangemerkte deel van de in fig. 3.4.2 afgebeelde afvoerbare watervoorraden. De overige termen zijn dan verantwoordelijk voor de gearceerde, onevenredig snelle afvoer veroorzakende hoeveelheden.

Het blijkt voordelig deze scheiding in de berekeningstechniek door te voeren. De wijze van berekening wordt er sterk door vereenvoudigd. De scheiding wordt weergegeven door

$$a_s = a_s^* + a^{**}_s \quad (4.3.4)$$

waarin het evenredig afstromende deel

$$a_s^* = \frac{8}{\pi^2} \cdot p_s (1 - \varepsilon) \quad (4.3.5)$$

en het onevenredig afstromende deel

$$a^{**}_s = \frac{8}{\pi^2} \cdot p_s \sum_{n=3,5,7,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - \varepsilon^{n^2}) \quad (4.3.6)$$

wanneer a_s de afvoerintensiteit voorstelt aan het eind van de dag s , waarvan $a_{s-1} = 0$ (verg. (4.3.1)).

Formule (4.3.6) kan worden vereenvoudigd tot

$$a^{**}_s = u_\alpha \cdot p_s \quad (4.3.7)$$

waarin u_α de *aanvullingsfaktor* wordt genoemd omdat met behulp hiervan a_s^* wordt aangevuld tot a_s . De aanvullingsfaktor voor de afvoer bedraagt

$$u_{\alpha} = \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=3,5,7,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2} (1 - \varepsilon^{n^2}) \quad (4.3.8)$$

Bij de reservoirinhoud en bij de opbolling van de grondwaterspiegel kan dezelfde scheiding worden gemaakt. Als aanvullingsfaktor voor de reservoirinhoud wordt gevonden

$$v_{\alpha} = \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=3,5,7,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} (1 - \varepsilon^{n^2}) \quad (4.3.9)$$

zodat (verg. (3.4.2))

$$R_s = \frac{1}{\alpha} (a^*_{\varepsilon} + v_{\alpha} \cdot p_s) \quad (4.3.10)$$

De overeenkomstige formules voor de grondwaterhoogte, ontleend aan (3.4.3) luiden

$$w_{\alpha} = \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=-3,5,-7,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^3} (1 - \varepsilon^{n^2}) \quad (4.3.11)$$

en

$$h_s = \frac{\pi}{2\mu\alpha} (a^*_{\varepsilon} + w_{\alpha} \cdot p_s) \quad (4.3.12)$$

Waarden van aanvullingsfactoren vindt men in tab. 4.3.I waarin bovendien de constanten voor de berekening van de evenredige delen voorkomen. Uiteraard gelden de ε -waarden ook voor de reactiefactoren β , γ , Ω en ω (zie voor de laatste twee 4.7).

KRADENHOFF VAN DE LEUR (1958) vat (4.3.1) samen tot

$$a_s = c_1 \cdot p_{1 \rightarrow s} \quad (4.3.13)$$

en de formules voor grondwaterhoogte en reservoirinhoud op overeenkomstige wijze met behulp van constanten c_2 en c_3 . VAN HOORN (1960) geeft een aantal waarden van c_1 en c_2 . De samenhangen tussen de aanvullingsfactoren en deze constanten zijn de volgende

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon) + u_{\alpha} \\ c_2 &= \frac{4}{\pi} \left\{ \frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon) + w_{\alpha} \right\} \\ c_3 &= \frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon) + v_{\alpha} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (4.3.14)$$

TABEL 4.3.I. Waarden van de aanvullingsfactoren voor verschillende waarden van α . Tevens waarden van ϵ , $(1 - \epsilon)$ en $(8/\pi^2)(1 - \epsilon)$ voor verschillende waarden van de reactiefactoren.

TABLE 4.3.I. Values of completing factors for calculating disproportionate parts of rate of discharge (u_α), stored quantities (v_α) and water table height (w_α), going with different α -values (fully developed field discharge). Factors for proportionate calculations are also given. The factor ϵ equals $\exp(-\text{reaction factor})$.

α, β, γ Ω, ω	ϵ	$1 - \epsilon$	$\frac{8}{\pi^2}(1 - \epsilon)$	u_α	v_α	w_α
0,001	0,9990	0,0010	0,0008	0,0228	0,0002	- 0,0002
0,005	0,9950	0,0050	0,0040	0,0467	0,0008	- 0,0009
0,010	0,9900	0,0100	0,0081	0,0637	0,0014	- 0,0017
0,015	0,9851	0,0149	0,0121	0,0759	0,0020	- 0,0025
0,020	0,9802	0,0198	0,0160	0,0855	0,0026	- 0,0033
0,025	0,9753	0,0247	0,0200	0,0936	0,0031	- 0,0041
0,030	0,9705	0,0295	0,0239	0,1005	0,0036	- 0,0049
0,035	0,9656	0,0344	0,0279	0,1065	0,0040	- 0,0056
0,040	0,9608	0,0392	0,0318	0,1119	0,0044	- 0,0063
0,045	0,9560	0,0440	0,0357	0,1167	0,0048	- 0,0070
0,050	0,9512	0,0488	0,0395	0,1211	0,0051	- 0,0077
0,055	0,9465	0,0535	0,0434	0,1251	0,0055	- 0,0083
0,060	0,9418	0,0582	0,0472	0,1288	0,0058	- 0,0090
0,065	0,9371	0,0629	0,0510	0,1322	0,0061	- 0,0096
0,070	0,9324	0,0676	0,0548	0,1353	0,0063	- 0,0102
0,075	0,9278	0,0722	0,0586	0,1382	0,0066	- 0,0108
0,080	0,9231	0,0769	0,0623	0,1408	0,0068	- 0,0114
0,085	0,9185	0,0815	0,0660	0,1434	0,0071	- 0,0119
0,090	0,9139	0,0861	0,0698	0,1457	0,0073	- 0,0125
0,095	0,9094	0,0906	0,0735	0,1480	0,0075	- 0,0130
0,100	0,9048	0,0952	0,0771	0,1500	0,0077	- 0,0135
0,110	0,8958	0,1042	0,0845	0,1538	0,0081	- 0,0144
0,120	0,8869	0,1131	0,0917	0,1572	0,0084	- 0,0153
0,130	0,8781	0,1219	0,0988	0,1602	0,0087	- 0,0161
0,140	0,8694	0,1306	0,1059	0,1629	0,0090	- 0,0168
0,150	0,8607	0,1393	0,1129	0,1653	0,0093	- 0,0175
0,160	0,8521	0,1479	0,1199	0,1675	0,0095	- 0,0182
0,170	0,8437	0,1563	0,1267	0,1695	0,0097	- 0,0188
0,180	0,8353	0,1647	0,1335	0,1713	0,0099	- 0,0193
0,190	0,8270	0,1730	0,1402	0,1729	0,0101	- 0,0198
0,200	0,8187	0,1813	0,1470	0,1743	0,0102	- 0,0203
0,210	0,8106	0,1894	0,1535	0,1757	0,0104	- 0,0206
0,220	0,8025	0,1975	0,1601	0,1768	0,0105	- 0,0210
0,230	0,7945	0,2055	0,1666	0,1779	0,0106	- 0,0214
0,240	0,7866	0,2134	0,1730	0,1789	0,0108	- 0,0218

α, β, γ Ω, ω	ε	$1 - \varepsilon$	$\frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon)$	u_α	v_α	w_α
0,250	0,7788	0,2212	0,1793	0,1799	0,0109	- 0,0220
0,260	0,7711	0,2289	0,1855	0,1807	0,0110	- 0,0223
0,270	0,7634	0,2366	0,1918	0,1815	0,0110	- 0,0225
0,280	0,7558	0,2442	0,1979	0,1822	0,0111	- 0,0227
0,290	0,7483	0,2517	0,2040	0,1828	0,0112	- 0,0229
0,300	0,7408	0,2592	0,2101	0,1833	0,0112	- 0,0232
0,320	0,7261	0,2739	0,2220	0,1843	0,0113	- 0,0235
0,340	0,7118	0,2882	0,2336	0,1852	0,0114	- 0,0238
0,360	0,6977	0,3023	0,2450	0,1859	0,0115	- 0,0240
0,380	0,6839	0,3161	0,2562	0,1865	0,0116	- 0,0242
0,400	0,6703	0,3297	0,2672	0,1869	0,0116	- 0,0244
0,420	0,6570	0,3430	0,2780	0,1873	0,0116	- 0,0245
0,440	0,6440	0,3560	0,2886	0,1877	0,0117	- 0,0246
0,460	0,6313	0,3687	0,2989	0,1880	0,0117	- 0,0247
0,480	0,6188	0,3812	0,3090	0,1882	0,0117	- 0,0247
0,500	0,6065	0,3935	0,3190	0,1884	0,0117	- 0,0248
0,520	0,5945	0,4055	0,3287	0,1886	0,0118	- 0,0248
0,540	0,5827	0,4173	0,3383	0,1887	0,0118	- 0,0249
0,560	0,5712	0,4288	0,3476	0,1888	0,0118	- 0,0249
0,580	0,5599	0,4401	0,3567	0,1889	0,0118	- 0,0250
0,600	0,5488	0,4512	0,3657	0,1890	0,0118	- 0,0250
0,620	0,5379	0,4621	0,3746	0,1891	0,0118	- 0,0251
0,640	0,5273	0,4727	0,3832	0,1891	0,0118	- 0,0251
0,660	0,5169	0,4831	0,3916	0,1892	0,0118	- 0,0251
0,680	0,5066	0,4934	0,3999	0,1892	0,0119	- 0,0251
0,693	0,5000	0,5000	0,4053	0,1893	0,0119	- 0,0251
0,700	0,4966	0,5034	0,4080	0,1893	„	- 0,0251
0,800	0,4493	0,5507	0,4464	0,1893	„	- 0,0252
0,900	0,4066	0,5934	0,4810	0,1894	„	„
1,000	0,3679	0,6321	0,5124	„	„	„
1,100	0,3329	0,6671	0,5408	„	„	„
1,200	0,3012	0,6988	0,5664	„	„	„
1,400	0,2466	0,7534	0,6107	„	„	„
1,600	0,2019	0,7981	0,6469	„	„	„
1,800	0,1653	0,8347	0,6766	„	„	„
2,000	0,1353	0,8647	0,7009	„	„	„
2,303	0,1000	0,9000	0,7295	„	„	„
2,996	0,0500	0,9500	0,7700	„	„	„
4,605	0,0100	0,9900	0,8025	„	„	„
5,298	0,0050	0,9950	0,8065	„	„	„
6,908	0,0010	0,9990	0,8098	„	„	„
7,601	0,0005	0,9995	0,8102	„	„	„
9,210	0,0001	0,9999	0,8105	„	„	„
∞	0,0000	1,0000	0,8106	0,1894	0,0119	- 0,0252

Later ontwierp KRAIENHOFF VAN DE LEUR (1962) in verband met de constructie van een elektrisch analoon een benaderende rekenmethode, waarbij een tot enkele van de eerste termen van de reeks van (4.3.1) worden doorgerekend op de wijze van de tabellen in 4.2, terwijl de overige termen worden benaderd met een constante restfaktor. Rekentechnisch bezit deze methode geen voordeel boven de in deze studie ontwikkelde, tenzij men over het bedoelde analoon beschikt.

De berekeningsmethode van het evenredig verlopende deel van de kavelafvoer geschiedt overeenkomstig de berekening van kwelafvoer volgens

$$a^*_s = \varepsilon \cdot a^*_{s-1} + \frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon) p_s \quad (4.3.15)$$

Voor de bewerking van het onevenredig verlopende deel worden de aanvullingsfactoren gehanteerd volgens een techniek analoog aan de redenering die werd gevolgd bij de afleiding van (4.3.2). Zij u_α de aanvullingsfaktor behorend

TABEL 4.3.II. Voorbeeld van berekening van afvoerintensiteit, reservoirinhoud en grondwaterhoogte voor volledig ontwikkelde kavelafvoer.

TABLE 4.3.II. As table 4.2.I but for fully developed field discharge. Example of the use of completing factors.

s		-1	1	2	3	4	5	6
p_s	(mm.etm ⁻¹)	0	20	10	0	0	0	0
$\frac{8}{\pi^2} (1 - \varepsilon) p_s = 0,147 p_s$			2,94	1,47				
$\varepsilon \cdot a^*_{s-1} = 0,819 a^*_{s-1}$			0,66	2,95				
a^*_s	(mm.etm ⁻¹)	0,80	3,60	4,42	3,62	2,96	2,42	1,98
$u_\alpha = 0,174$ $\Delta u_\alpha = 0,174$			3,48	1,74				
$u_{2\alpha} = 0,187$ $\Delta u_{2\alpha} = 0,013$				0,26	0,13			
$u_{3\alpha} = 0,189$ $\Delta u_{3\alpha} = 0,002$					0,04	0,02		
a_s	(mm.etm ⁻¹)	0,80	7,08	6,42	3,79	2,98	2,42	1,98
$v_\alpha = 0,010$ $\Delta v_\alpha = 0,010$			0,20	0,10				
$v_{2\alpha} = 0,012$ $\Delta v_{2\alpha} = 0,002$				0,04	0,02			
αR_s	(mm.etm ⁻¹)	0,80	3,80	4,56	3,64	2,96	2,42	1,98
$5\alpha R_s = R_s$	(mm)	4,00	19,00	22,80	18,20	14,80	12,10	9,90
$w_\alpha = -0,020$ $\Delta w_\alpha = -0,020$			-0,40	-0,20				
$w_{2\alpha} = -0,024$ $\Delta w_{2\alpha} = -0,004$				-0,08	-0,04			
$w_{3\alpha} = -0,025$ $\Delta w_{3\alpha} = -0,001$					-0,02	-0,01		
$\frac{2\mu\alpha}{\pi} h_s$	(mm.etm ⁻¹)	0,80	3,20	4,14	3,56	2,95	2,42	1,98
$0,157 \frac{2\mu\alpha}{\pi} h_s = h_s$	(m)	0,13	0,50	0,65	0,56	0,46	0,38	0,31

$$\alpha = 0,2 \text{ etm}^{-1}, \mu = 0,05, a_{-1} = 0,80 \text{ mm.etm}^{-1}$$

bij $1 \times \alpha$ en dus geldend voor het eind van het neerslagetmaal, $u_{2\alpha}$ die behorend bij $2 \times \alpha$ enz., dan is de onevenredige bijdrage die een op de dag s gevallen neerslag levert aan de afvoer op het eind van de dag x gelijk aan

$$(u_{x-s+1} - u_{x-s})p_s = \Delta u_{x-s+1} \cdot p_s$$

Het in tab. 4.3.II uitgewerkte voorbeeld verduidelijkt een en ander. Hetzelfde neerslagbeeld van de tabellen 4.2.I en 4.2.II wordt in deze tabel bewerkt met een passende α -waarde. De waarden van de berekeningsconstanten volgen uit tab. 4.3.I.

4.4. VERGELIJKING VAN BEREKENINGSUITKOMSTEN

In de berekeningen in 4.2 en 4.3 werd van de veronderstelling uitgegaan dat

FIG. 4.4.1.

Onderlinge vergelijking van de uitkomsten van de berekeningen in de tabellen 4.2.I., 4.2.II en 4.3.II.

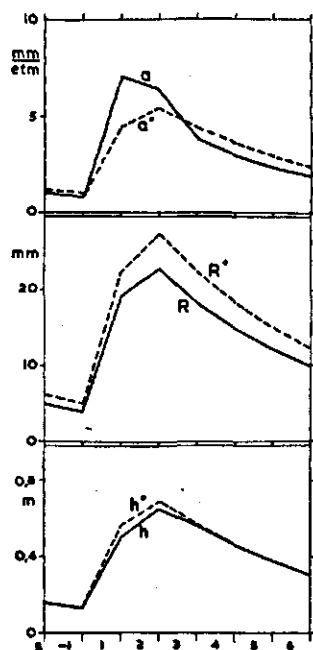
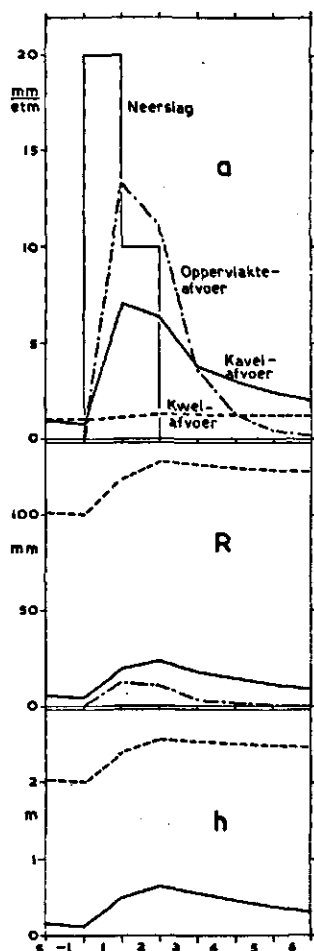


FIG. 4.4.2.

Vergelijking van de uitkomsten van de kavelfvoerberekening van tab. 4.3.II (a , R en h) met de uitkomsten van een berekening volgens DE ZEEUW en HELLINGA (1958) met hetzelfde neerslagpatroon en dezelfde reactiefactor (a' , R' en h').



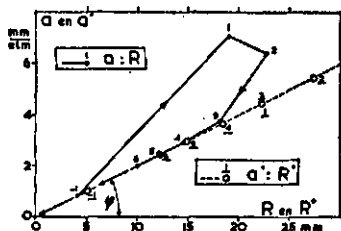
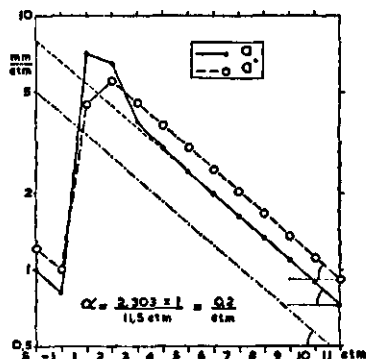


FIG. 4.4.3.
Verhouding tussen afvoerintensiteit en reservoirinhoud voor de gegevens van fig. 4.4.2. (reactiefactor = $\tan \phi$).

FIG. 4.4.4.
De bovenste tekening van fig. 4.4.2. op enkellogarithmisch papier. De helling van het staartverloop geeft de reactiefactor.



aan de dag $s = -1$ een aantal droge dagen vooraf ging. Dit uit zich in de keuze van de beginwaarden van de afvoeren: voor kwelafvoer $1,00 \text{ mm.etm}^{-1}$, voor kavelafvoer $0,80 \text{ mm.etm}^{-1}$ (beide willekeurige maar niet onwaarschijnlijke waarden) en voor oppervlakte-afvoer $0,00 \text{ mm.etm}^{-1}$.

Fig. 4.4.1 toont het verloop van de verschijnselen behorend bij de verschillende afvoertypen in hun onderlinge verhoudingen. De kwelafvoer is relatief laag, blijft oplopen zolang de neerslag duurt, fluctueert weinig en heeft een grote reservoirinhoud en opbolling van de waterspiegel.

De oppervlakte-afvoer sluit zich het nauwst aan bij het neerslagpatroon. Over de dag $s = 2$ daalt de oppervlakte-afvoer omdat hij aan het eind van de dag $s = 1$ reeds een waarde had bereikt groter dan de neerslag op de dag $s = 2$.

Een overeenkomstig beeld vertoont de kavelafvoer ondanks dat deze op de dag $s = 1$ niet de hoogte van de volgende neerslag bereikt. Tab. 4.3.II toont dat dit een gevolg is van het gedrag van het onevenredige deel. De felle reactie van de kavelafvoer heeft voorts tot gevolg dat R en h aanzienlijk kleiner blijven dan bij kwelafvoer.

Fig. 4.4.2 geeft een indruk van de gevolgen van het weglaten van het onevenredige deel en dus tevens van de factor $8/\pi^2$ in (4.3.15), m.a.w. van de toepassing op kavelafvoer van (4.2.1) volgens de werkwijze van DE ZEEUW en HELLINGA (zie 3.4). De grotere waarden van a t.o.v. a^* in de top worden later gecompenseerd door een hogere ligging van het staartverloop van a^* . Met de evenredige berekeningswijze komt men tot een grotere reservoirinhoud. De verschillen tussen de beide uitkomsten voor de opbollingshoogte h zijn gering.

Een andere wijze om de gegevens van fig. 4.4.2 naast elkaar te stellen, is in fig. 4.4.3 toegepast. De resultaten van de evenredige berekeningswijze, de omcirkelde punten met onderstreepte dagnummers, liggen uiteraard op een rechte. Hiervan vormt immers de evenredigheid tussen a en R de grondslag. Wordt rekening gehouden met het onevenredige verloop dan ontstaat een lus (niet onderstreepte dagnummers). Zou er na de dag $s = 6$ geen neerslag meer vallen

dan zouden beide lijnen volgens de pijlen naar de oorsprong lopen.

Fig. 4.4.4 toont de bovenste tekening van fig. 4.4.2 nu echter met een logaritmisch verdeelde vertikale as. De in fig. 4.4.4 toegepaste wijze van uitzetten van uitputtingsverlopen betekent een waardevol hulpmiddel bij de analyse van hydrogrammen. Herinnerd zij aan fig. 2.1. Deze werkwijze behoeft niet beperkt te blijven tot afvoeren. Zij kan ook worden toegepast om de waarde van de reactiefactor te vinden uit het verloop van de opbollingshoogte h .

4.5. PRAKTIJKVOORBEELD

Het voorbeeld betreft het ook reeds door DE ZEEUW en HELLINGA (1958) gebruikte, aan VELTHUISEN (1956) ontleende geval van een 0,75 ha groot gedeelte van een bouwlandperceel van de boerderij 'De Laar' te Elst (Overbetuwe). VELTHUISEN verbond een vijftal 150 m lange en op 10 m onderlinge afstand gelegen drains aan een boven de sloot gelegde beregeningsbuis, die aan een debietmeter was gekoppeld. De slootwaterstand ter plaatse werd ruim een halve meter beneden de drainuitmondingen gehandhaafd met behulp van onderbemaling. Fig. 4.5.1 toont de meetopstelling. Neerslagmetingen werden ter plaatse verricht met een registrerende regenmeter.

Fig. 4.5.2 geeft een volledig overzicht van de gegevens die voor analyse en reconstructie ter beschikking stonden. Voor zover ter plaatse geregistreerde neerslag ontbreekt, zijn de dagsommen van het K.N.M.I.-station Zetten vermeld. Voor de dekadegemiddelden van de in rekening gebrachte verdamping wordt verwezen naar 5.4. De Rijnwaterstanden te Arnhem spelen een rol bij de verantwoording van de kwel.



FIG. 4.5.1.
De meetopstelling van
VELTHUISEN in een onderbemalen sloot van de boerderij 'De Laar' te Elst.

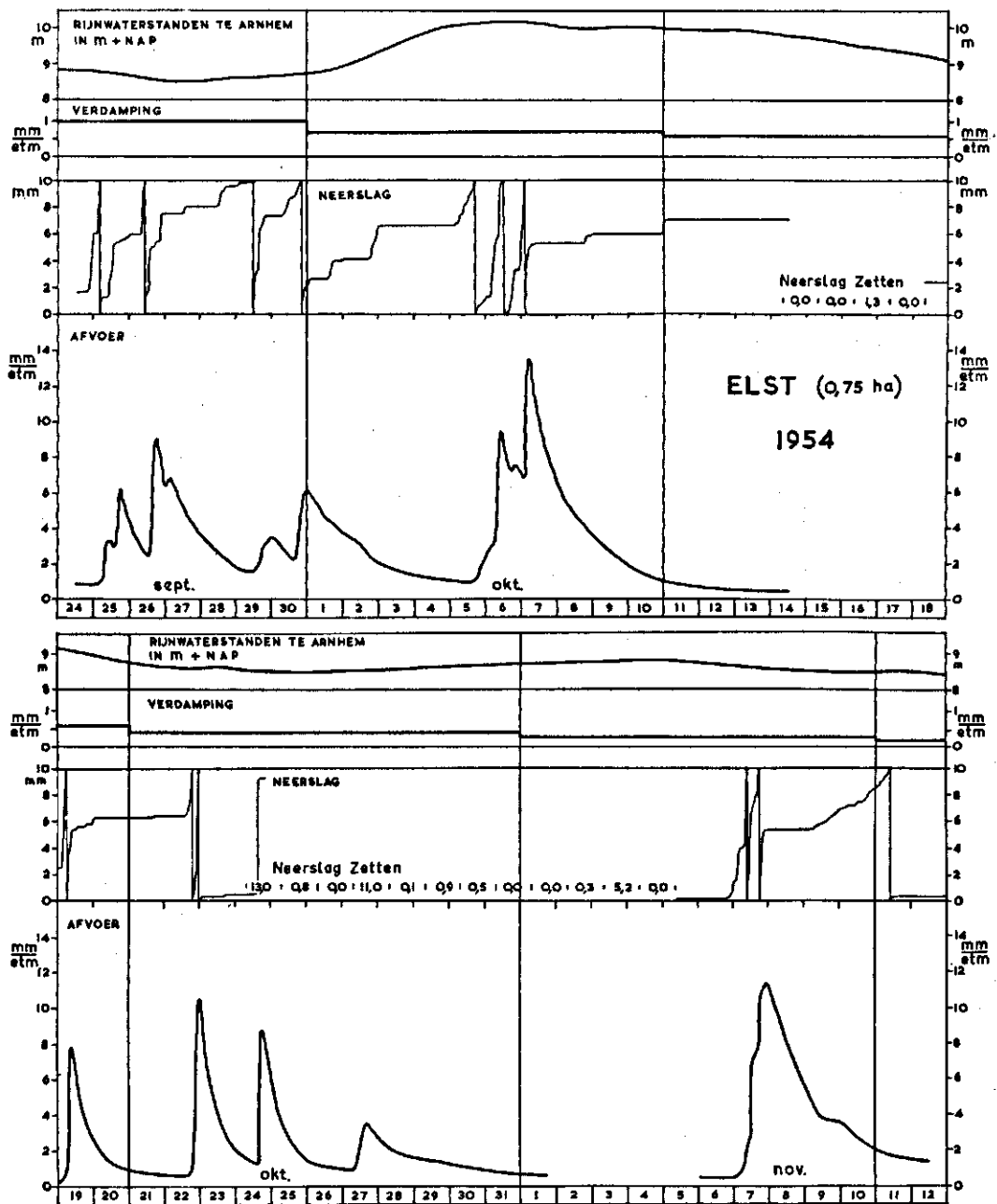


FIG. 4.5.2. Overzicht van de meetresultaten te Elst. Overige gegevens: Rijnwaterstanden te Arnhem in verband met kwelvaststelling, verdamping volgens tab. 5.4.I. en regencijfers van Zetten voor zover ter plaatse gemeten neerslag ontbreekt.

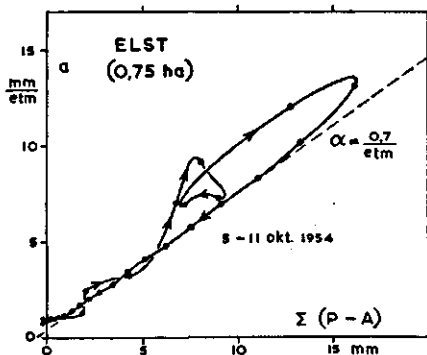
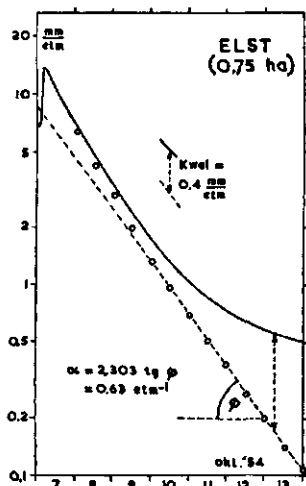


FIG. 4.5.4.
Enkellogarithmische weergave van een uitputtingsverloop
van het hydrogram van fig. 4.5.2.

FIG. 4.5.3.
Verhouding tussen afvoerintensiteit en af te
voeren hoeveelheid voor een deel van het
hydrogram van fig. 4.5.2.



Analyse

Voor de analyse wordt de periode 5–12 okt. gekozen, die een fraai uitputtingsverloop bevat. De geringe neerslag na 7 okt. wordt door de verdamping overtroffen en werkt derhalve niet storend. Eerst wordt fig. 4.5.3 samengesteld overeenkomstig fig. 4.4.3. De figuur wijst op $\alpha = 0,7 \text{ etm}^{-1}$. Toepassing hiervan in de berekening blijkt echter, vooral voor de lage afvoeren, geen bevredigend resultaat op te leveren (zie ook DE ZEEUW EN HELLINGA, 1958).

Fig. 4.5.3 doet reeds moeilijkheden vermoeden omdat de puntenreeks in de buurt van de oorsprong naar een horizontaal verloop tendeert. De enkellogarithmische afbeelding in fig. 4.5.4 kan licht verschaffen. Het uitputtingsverloop blijkt niet recht te worden. Het is echter mogelijk de kromme althans voor een groot gedeelte in een rechte te transformeren door de waargenomen debieten met $0,4 \text{ mm.etm}^{-1}$ te verminderen. De in de richting van de top van deze rechte afwijkende punten zullen onder invloed staan van onevenredig afstromende waterhoeveelheden. De rechte geeft $\alpha = 0,63 \text{ etm}^{-1}$.

Wat betreft de fysische interpretatie van deze α het volgende. Fig. 4.5.5 waarvoor de gegevens ontleend zijn aan VELTHUISEN, verschaft enig inzicht in de hydrologische eigenschappen van het proefterrein. Links is een tweetal profielen getekend ter plaatse van de gemeten drains. Rechts zijn de geconstateerde doorlaatfactoren in 5 boorgaten van verschillende diepte tegen dezelfde diepteschaal uitgezet. De diepteligging van de drains is tevens aangegeven.

Uit een en ander volgt dat de doorlaatfactor boven de drains te verwaarlozen is. Beneden de drains bedraagt de doorlatendheid bij benadering $0,5 \text{ m.etm}^{-1}$. De profielen tonen op ca. 1,5 m – m.v. een laag zware en venige klei. Waarschijnlijk mag deze laag als steunlaag van de

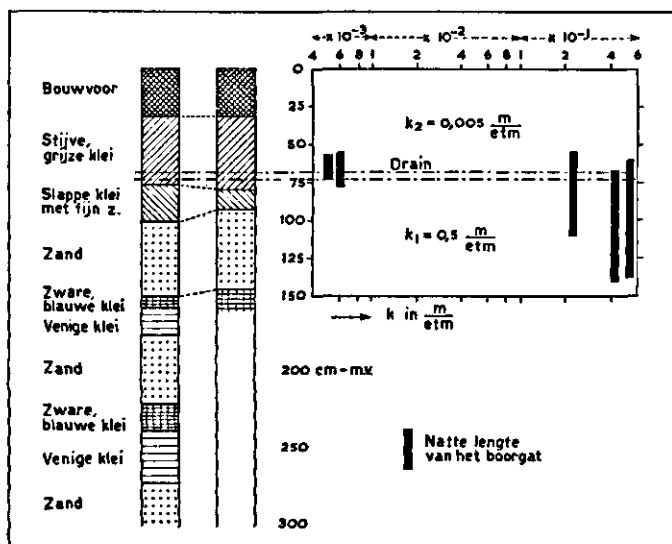


FIG. 4.5.5.
Bodemprofielen en
doorlatendheidsme-
tingen ter plaatse van
de gemeten drainage
te Elst

TABEL 4.5.I. Volumeprocenten vocht op enkele diepten ter plaatse van de gemeten drains te Elst.

Vol. % vocht bij	pF = 0,4	pF = 2,0	Verschil
diepte beneden m.v.			
15 cm	50,5	46,0	4,5
40 cm	52,5	47,5	5,0
60 cm	52,0	48,5	3,5

stroming naar de drains worden beschouwd. De maten van deze stroming zijn dan: $l = 10$ m, $H = 0,75$ m en $r_0 = 0,04$ m (volgens HOOGHOUTD voor 5 cm-drains). Hieruit volgt $H/r_0 = 19$ en $l/H = 13,3$. In de figuren 3.9.2 en 3.9.3 geven deze waarden: $B_r = 0,83$ en $E_{kav} = 1,80$; (3.9.10) geeft tenslotte $d_{kav} = 0,61$ m.

Tab. 4.5.1 geeft een overzicht van vochtgehalten bij pF = 0,4 en pF = 2,0 bepaald aan ongeroerde monsters, gestoken in nov. 1954. Aannemende dat de grond op 60 cm diepte, d.w.z. op 10 à 15 cm boven het vlak door de drains, in afvoerperioden capillair verzadigd blijft, kan men als gemiddelde van de bovenste twee verschillen $\mu = 0,0475$ stellen. Introductie van de verschillende waarden in (3.4.4) levert

$$\alpha = \frac{\pi^2 k d}{l^2 \mu} = \frac{9,87 \times 0,5 \times 0,61}{100 \times 0,0475} = 0,63 \text{ etm}^{-1}$$

Bij de beoordeling van deze uitkomst dient men wel te bedenken dat k als gemiddelde van twee boorgatbepalingen (de meest rechtse van fig. 4.5.5) tamelijk zwak gefundeerd is. Ook de ingevoerde waarde van μ is discutabel.

De door $\alpha = 0,63 \text{ etm}^{-1}$ in fig. 4.5.4 niet verantwoorde dagelijkse hoeveelheid van 0,4 mm kan geïnterpreteerd worden als door de drains opgevangen kwel. VELTHUISEN berekent voor de gehele onderbemaling ter grootte van 95 ha

een kwel van ca. $1,8 \text{ mm.etm}^{-1}$ gemiddeld over het jaar 1954. Het overgrote deel hiervan zal rechtstreeks in de sloten terecht komen.

De veronderstelling blijkt gewettigd dat deze kwel varieert met de waterstanden in de grote rivieren. VELTHUISEN stelde met behulp van waterbalansen de kwel van de gehele onderbemaling vast voor enkele afzonderlijke perioden ter lengte van 2 tot 5 weken, zodanig gekozen dat op hun begin- en einddata de drainafvoeren nagenoeg gelijk waren. In fig. 4.5.6 zijn deze berekende kwelintensiteiten uitgezet tegen de over de betreffende perioden gemiddelde Rijnstanden te Arnhem. De onderbemalingsinstallatie was zo afgesteld dat de slootwaterstand schommelde tussen 6,89 en 7,04 m + NAP, d.w.z. dat bij een Rijnstand van ca. 6,97 m + de kwel gelijk aan nul moet zijn. Een lijn door dit punt blijkt zich fraai aan te sluiten bij de overige punten van de figuur, zodat het waarschijnlijk is dat de kwel inderdaad voortkomt uit de rivieren.

Men moet nu aannemen dat dit ook het geval is met de kwel in de drains. De gemiddelde drainhoogte is 7,65 m + NAP. Van 5-11 okt. stond de Rijn vrij constant op ca. 10,05 m + NAP. De streeplijn door de punten (0 ; 7,65) en (0,4 ; 10,05) maakt het mogelijk voor elke dag uit de Rijnstand de kwelbijdrage aan de drainafvoer vast te stellen.

Dat de kwel in dit geval via een dergelijke kunstgreep moet worden ingevoerd, is een gevolg van het feit dat deze kwel niet samenhangt met de neerslag in het gebied zelf.

Een andere complicatie komt voort uit het grote hoogteverschil tussen drains en slootwaterstand nl. ca. 0,70 m. Het is duidelijk dat een gedeelte van de oppervlakte van 0,75 ha rechtstreeks naar de sloot ontwatert. Over de periode van 5 okt. 6 uur tot 11 okt. 12 uur, momenten waarop de drainafvoer gelijk is en $1,0 \text{ mm.etm}^{-1}$ bedraagt, is de som van afvoer minus kwel 23,63 mm. Over dezelfde periode is de som van de effectieve neerslag 26,18 mm, zodat 90% hiervan via de drains afstroomt.

Het verband tussen voor kwel gecorrigeerde afvoerintensiteit en voor kwel en directe afvoer naar de sloot gecorrigeerde reservoirinhoud geeft fig. 4.5.7. Tevens is, rekening houdend met $a_0 = 1,0 \text{ mm.etm}^{-1}$, in deze figuur R_0 inge-

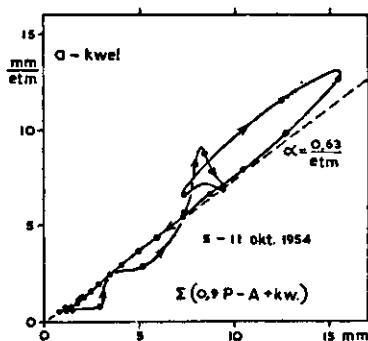
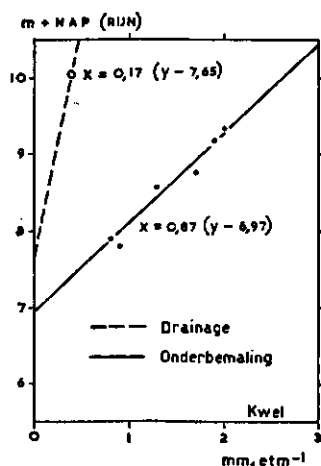


FIG. 4.5.7. Als fig. 4.5.3. maar gecorrigeerd voor kwel, direct op de sloot gerichte afvoer en reservoirinhoud aan het begin van de periode.

FIG. 4.5.6. Verband tussen de Rijnwaterstand te Arnhem en de kwelintensiteit geconstateerd in de drainage en in de onderbemaling te Elst.

voerd ten bedrage van $(1,0 - 0,4)/0,63 = 0,95$ mm. Het voornaamste verschil met fig. 4.5.3. bestaat in de gewijzigde helling van de rechte.

Reconstructie

De analyse is hiermee voltooid. De vraag is nog open welke lengte van de berekeningsintervallen te kiezen bij de reconstructie. In dit opzicht zijn 4 mogelijkheden uitgewerkt. De uitkomsten worden getoond in fig. 4.5.8. Hoe langer het interval, hoe rustiger het beeld van de berekende lijn. Met $t = 1/8$ etm. wordt het neerslagpatroon te nauwkeurig gevolgd. Dit kan hieraan worden toegeschreven dat dan de afvlakking die plaats vindt in de zakwaterfase, onvolgende tot haar recht komt. In 5.5 wordt nader op de zakwaterkwestie ingegaan.

Bij intervallen van 1 etm. wordt de neerslag daarentegen zo sterk afgevlakt dat er van overeenstemming tussen berekende en waargenomen lijnen nauwelijks meer sprake is. De keuze van het halve etmaal lijkt, ook al liggen de toppen iets te laag, voor dit geval het meest aan te bevelen wegens de overigens goede overeenstemming van de lijnen.

Het afvoergebied van 0,75 ha, gevormd door de 5 onderling verbonden drains te Elst kan op grond van het voorgaande als volgt worden gekarakteriseerd

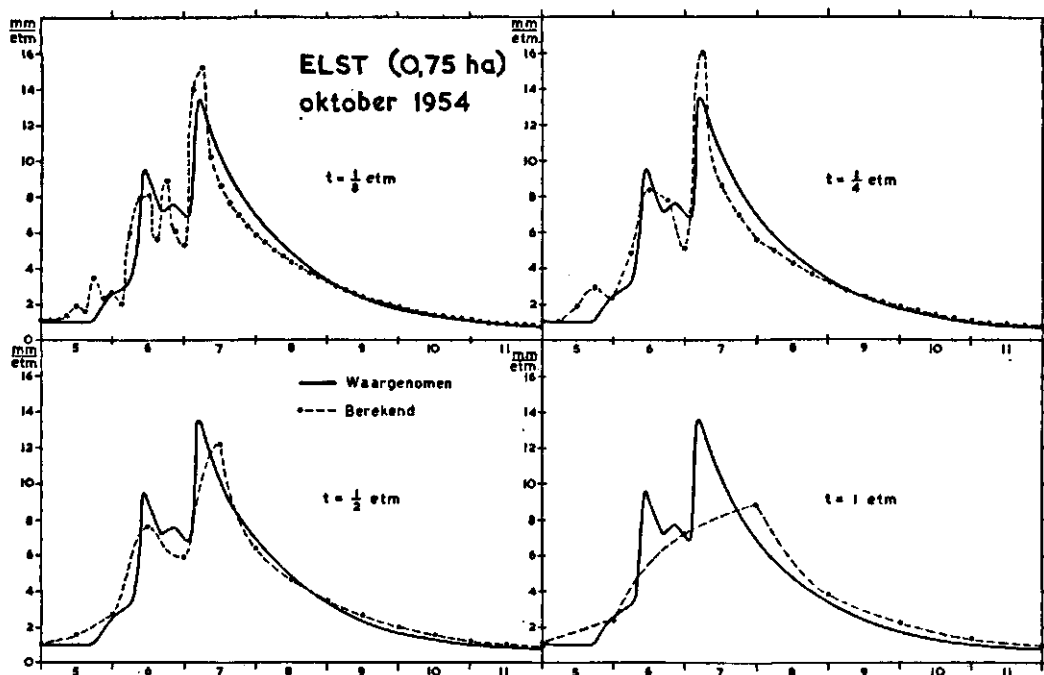


FIG. 4.5.8. Reconstructies van een deel van het hydrogram van fig. 4.5.2 met $\alpha = 0,63$ etm⁻¹, $k_{wel} = 0,4$ mm.etm⁻¹ en ingevoerde neerslag = 0,9p. De duur van de berekeningsintervallen varieert.

$$aB_s = 0,9 a_s \left[\begin{array}{l} \alpha = 0,63 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1/2 \text{ etm} \end{array} \right] + \text{kwel [fig. 4.5.6]} \quad (4.5.1)$$

d.w.z. de berekende afvoerintensiteit wordt gevonden door 0,9 maal de effectieve neerslag te bewerken met $\alpha = 0,63 \text{ etm}^{-1}$ voor berekeningsintervallen van $1/2 \text{ etmaal}$ en de verkregen uitkomsten te vermeerderen met een kwelintensiteit die (afhankelijk van de Rijnstand te Arnhem) volgt uit fig. 4.5.6.

Alvorens door toepassing van (4.5.1) de afvoergeschiedenis van het afvoer-gebied kan worden gereconstrueerd, moet a_0 , de afvoerintensiteit op het gekozen begintijdstip, worden vastgesteld. Hiertoe wordt de afvoer weer gesplitst in een evenredig en een onevenredig deel volgens (4.3.4).

Het volgende betoog geldt zowel voor a^*_0 als voor de a_0 -waarden van de andere afvoertypen. De berekeningsmethode berust op de overweging dat

$a_0 = \varepsilon \cdot a_{-2} + (1 - \varepsilon) \cdot p_{-1}$ en $a_{-2} = \varepsilon \cdot a_{-3} + (1 - \varepsilon) \cdot p_{-2}$ waaruit volgt dat, algemeen gesteld, indien men voor ogen houdt dat s in het verleden terugtellend een negatieve waarde heeft,

$a_0 = \varepsilon^{-s} \cdot a_{s-1} + (1 - \varepsilon)(\varepsilon^{-s-1} \cdot p_s + \varepsilon^{-s-2} \cdot p_{s+1} + \text{enz.} + \varepsilon^1 \cdot p_{-2} + \varepsilon^0 \cdot p_{-1})$ of, wanneer men de reeks zover voortzet dat ε^{-s} praktisch nul wordt,

$$a_0 = \frac{(1 - \varepsilon)}{\varepsilon} \sum_{-s=1}^{-s=\infty} \varepsilon^{-s} \cdot \left(p_s \text{ resp. } \frac{8}{\pi^2} p_s \right) \quad (4.5.2)$$

Wordt een onevenredig deel in rekening gebracht dan mag de faktor $8/\pi^2$ niet ontbreken.

Als voorbeeld van toepassing van (4.5.2) vindt men in tab. 4.5.II de berekening van a^*_0 voor 24-IX-1954 voor de drainage in Elst. Bij gebrek aan ter plaatse gemeten neerslag zijn de dagcijfers van het regenstation Zetten gebruikt. Aangezien de regen in dit geval in rekening wordt gebracht over hetzelfde tijdvak waarin zij is gevallen, moet de uitkomst van tab. 4.5.II geacht worden te gelden voor 24-IX om 8 uur. De door te rekenen periode begint $1/6 \text{ etm}$ later om 12 uur. Dan geldt $a^*_{12} = \varepsilon^{1/6} \cdot a^*_8 = 0,90 \times 0,82 = 0,74 \text{ mm.etm}^{-1}$. De Rijnstand op de 24e is $8,70 \text{ m} + \text{NAP}$, zodat volgens fig. 4.5.6 de kwel $0,17 \text{ mm.etm}^{-1}$ bedraagt.

Het onevenredige deel is nul. Tab. 4.3.I laat immers zien dat met $\alpha = 0,315 (1/2 \text{ etm})^{-1}$ slechts de aanvullingsfactoren van 2 halve etmalen meespelen ($u_\alpha = 0,184$ en $\Delta u_{2\alpha} = 0,005$). Sinds 23-IX om 12 uur viel er geen neerslag. De afvoerintensiteit op 24-IX om 12 uur wordt dus berekend als $a^* + a^{**} + \text{kwel} = 0,74 + 0,00 + 0,17 = 0,91 \text{ mm.etm}^{-1}$. De waargenomen afvoer was op dat tijdstip $0,88 \text{ mm.etm}^{-1}$.

Met de berekende beginwaarde als uitgangspunt werd volgens (4.5.1) de gehele periode waarvoor de drainafvoer te Elst werd gemeten, doorgerekend. Fig. 4.5.9 toont de gemeten en de berekende afvoerverlooppijnen.

TABEL 4.5.II. Berekening van de beginwaarde van het evenredige deel van de drainafvoer te Elst op 24-IX-1954. Regencijfers Zetten. Verklaring in tekst.

TABLE 4.5.II. *Computation of the starting value for the end of 24-IX-1954 of the proportionate part of the rate of discharge for the subdrainage at Elst, according to (4.5.2). Effective precipitation p_s is multiplied by 0,9 since 10% of the subdrained area discharges directly to the ditch. After going back 12 days into the past, ϵ^{-s} for the α in question becomes so small that preceding precipitations do not contribute any more.*

datum	n_s	v_s	p_s	$0,9 p_s$	ϵ^{-s}	$0,9\epsilon^{-s} \cdot p_s$
sept.	$\frac{\text{mm}}{\text{etm}}$	$\frac{\text{mm}}{\text{etm}}$	$\frac{\text{mm}}{\text{etm}}$	$\frac{\text{mm}}{\text{etm}}$	($\alpha = 0,63$)	
24	0	1,0	(-1,0)		0,533	
23	2,5	1,0	1,5	1,35	0,284	0,383
22	4,9	1,0	3,9	3,51	0,151	0,530
21	4,4	1,0	2,8	2,52	0,081	0,204
20	1,3	1,3	(-0,6)		0,043	
19	0,7	1,3	(-0,6)		0,023	
18	1,7	1,3	0,4	0,36	0,012	0,004
17	9,9	1,3	6,2	5,58	0,007	0,039
16	0,2	1,3	(-2,4)		0,003	
15	0,0	1,3	(-1,3)		0,002	
14	2,1	1,3	0,2	0,18	0,001	0,000
13	0,7	1,3	(-0,6)		0,001	
12	6,7	1,3	5,4	4,86	0,000	0,000
(geen verdampingsoverschot op 11 sept.)					som	1,160

$$a^*_0 = \frac{8 \times 0,467}{\pi^2 \times 0,533} \times 1,16 = 0,82 \text{ mm.etm}^{-1}$$

4.6. DE VASTSTELLING VAN DE BEGINAFVOER

Het is duidelijk dat de berekening van a_0 volgens (4.5.2) een moeizame onderneming wordt voor kleine reactiefactoren. De reeks loopt dan zeer ver door voordat de bijdragen voldoende klein worden. Een redelijk snel tot het doel voerende berekeningstechniek kan als volgt worden ontwikkeld.

Bij dag-voor-dagberekening is de bijdrage aan a_0 die een willekeurige dekade oplevert

$$(\epsilon^{-s+9} - \epsilon^{-s+8})p_{s-9} + (\epsilon^{-s+7} - \epsilon^{-s+6})p_{s-8} + \text{enz.} + (\epsilon^{-s-1} - \epsilon^{-s})p_s$$

Uit dezelfde dekade zou bij dekade-voor-dekadeberekening een bijdrage van

$$(\epsilon^{-s-1} - \epsilon^{-s+9})\bar{p}_s$$

voortkomen wanneer $\bar{p}_s$ het tiende gedeelte van de dekadesom voorstelt.

Ware de effectieve neerslag over de dekade constant dan zouden beide bijdragen aan elkaar gelijk zijn. Het verschil tussen beide zal groter zijn naarmate een uitschieter in de neerslagverdeling verder van het midden van de dekade voorkomt. Een dagsom die op de laatste dag van de dekade valt, derhalve op de

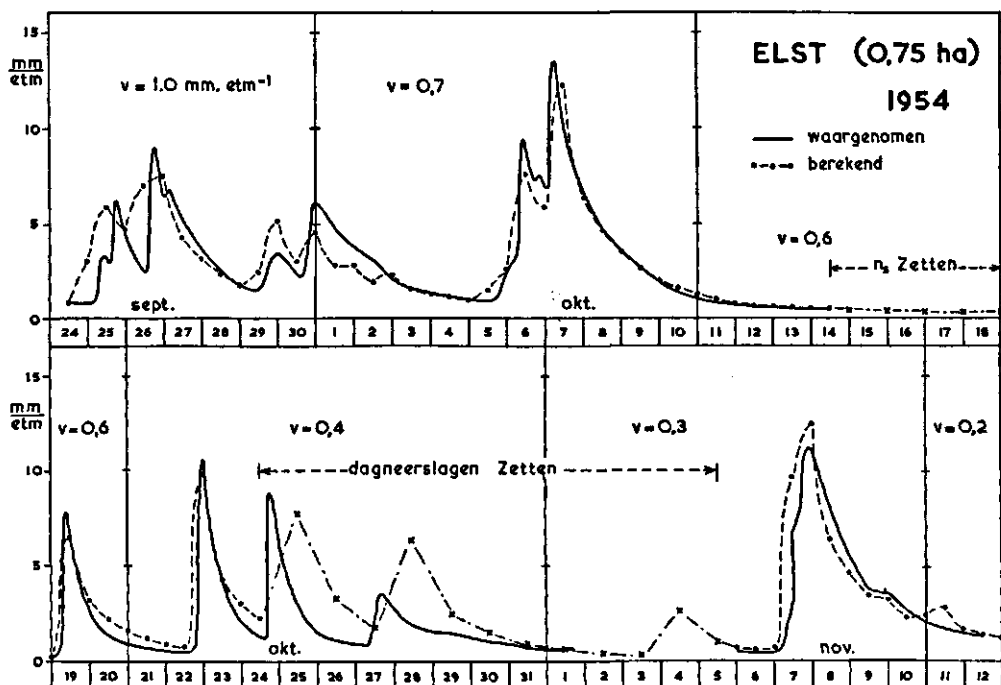


FIG. 4.5.9. Gemeten en berekende afvoerverlooptlijnen voor de drainage te Elst.

FIG. 4.5.9. Observed (solid line) and computed hydrograph (mm.day^{-1}) of the subdrainage at Elst.

eerste dag die men ontmoet wanneer men van het moment nul terugreken, geeft bij dagberekening een bijdrage

$$(\varepsilon^{-s-1} - \varepsilon^{-s})p_s$$

en bij dekadeberekening

$$0,1 (\varepsilon^{-s-1} - \varepsilon^{-s+9})p_s$$

De bijdrage bij dekadeberekening is dan voor de betreffende dagneerslag

$$\varepsilon^{-s-1} (0,9 - \varepsilon + 0,1 \varepsilon^{10})p_s \quad (4.6.1)$$

te klein. Voor een neerslag gevallen op de eerste dag van een dekade geldt dat bij dekadeberekening een bedrag

$$\varepsilon^{-s-1} (0,1 - \varepsilon^9 + 0,9 \varepsilon^{10})p_{s-9} \quad (4.6.2)$$

teveel zou worden verkregen. De effecten van uitschieters aan begin en eind van berekeningsdekaden neigen er toe elkaar te compenseren.

Stelt men nu als norm dat een neerslag van 10 mm op de laatste dag van de laatste berekeningsdekade (derhalve de eerste dag van een per dekade te berekenen periode, die men terugwerkend tegenkomt) hoogstens een afwijking van $0,1 \text{ mm.etm}^{-1}$ in a_0 mag veroorzaken, dan wordt de normatieve vergelijking

$$\varepsilon^{-s-1} (0,9 - \varepsilon + 0,1 \varepsilon^{10}) \leq 0,01 \quad (4.6.3)$$

Op dezelfde wijze kan men beredeneren dat op een gegeven moment kan worden overgegaan van dekadeberekening op maand-voor-maandberekening en voor een nog verder in het verleden gelegen tijdstip zelfs van maandberekening op kwartaalberekening. Voor deze momenten van overgang moeten dan overeenkomstige neerslagnormen gelden.

Uit de frequenties van k-daagse neerslagsommen (Winterswijk, K.N.M.I., 1956) blijkt dat voor de maanden oktober t.e.m. maart (overige maanden weggelaten in verband met dan optredende verdampingsoverschotten) bij dezelfde gemiddelde overschrijdingsfrequentie waarbij de dagsom van 10 mm optreedt, een gemiddelde dekadesom van 52 mm (5 mm.etm^{-1}) en een gemiddelde maand-som van 126 mm (4 mm.etm^{-1}) behoort. Wordt weer, als boven, een afwijking in de bijdrage aan a_0 van $0,1 \text{ mm.etm}^{-1}$ nog juist toelaatbaar geacht, dan vindt men voor de overgang van dekade- naar maandberekening als normatieve vergelijking

$$\varepsilon^{-10s-10} \left(\frac{2}{3} - \varepsilon^{10} + \frac{1}{3} \varepsilon^{30} \right) \leq 0,020 \quad (4.6.4)$$

en voor de overgang van maand- naar kwartaalberekening

$$\varepsilon^{-30s-30} \left(\frac{2}{3} - \varepsilon^{30} + \frac{1}{3} \varepsilon^{90} \right) \leq 0,025 \quad (4.6.5)$$

Stelde s in (4.6.3) het aantal door te rekenen dagen voor, in (4.6.4) telt s de dekaden en in (4.6.5) de maanden.

De vergelijkingen (4.6.3), (4.6.4) en (4.6.5) worden doorzichtiger wanneer de factoren afzonderlijk worden beschouwd. De faktor tussen haken geeft de relatieve fout die ontstaat in de inbreng van een bepaalde neerslag. De macht van ε buiten de haken bepaalt welk deel van deze relatieve fout doorwerkt in het eindresultaat op grond van de tijd s die verliep tussen het vallen van de neerslag en het moment waarvoor a_0 wordt gezocht. Deze macht, d.w.z. de s -waarde daarin, moet zo gekozen worden dat voor elke ε (reactiefactor) de toelaatbaar geachte relatieve fout, het tweede lid van de vergelijking, niet wordt overschreden.

Voor (4.6.3) is dit uitgewerkt in fig. 4.6.1. De streeplijn stelt de vergelijking $y_1 = 0,9 - \varepsilon + 0,1\varepsilon^{10}$ voor. De getrokken lijnen geven voor een aantal s -waarden de vergelijking $y_2 = \varepsilon^{-s-1}$. De stippellijn door de omcirkelde punten tenslotte is de gezochte kromme $y_1 y_2 = 0,01$.

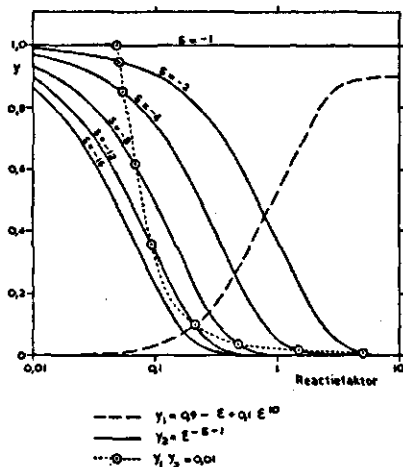
De stippellijn blijkt twee voor het gestelde probleem gelukkige eigenschappen te bezitten. Ten eerste blijkt $-s$ een hoogste waarde te bereiken van, voor dit geval, ca. 14 dagen. Ten tweede blijkt voor reactiefactoren kleiner dan ca. 0,05 direct met dekadeberekening te kunnen worden begonnen, omdat voor deze kleine reactiefactoren de faktor y_1 op zichzelf reeds kleiner is dan 0,01.

Figuren als 4.6.1 beantwoorden de vraag hoeveel berekeningen met intervallen van een bepaalde lengte dienen te worden uitgevoerd alvorens op langere intervallen kan worden overgegaan. Zij laten echter in het midden hoever de berekening voor een gegeven waarde van de reactiefactor in totaal in het verleden moet worden voortgezet.

Stelt men als norm dat voor de het verst in het verleden gevallen neerslag die nog meegerekend zal worden, de afwijking van zijn bijdrage aan a_0 beperkt

FIG. 4.6.1.

Grafische uitwerking van de overgang van dag- op dekadeberekening volgens (4.6.3). Verklaring in de tekst.



moet blijven tot een tienduizendste van de neerslagsom van de betreffende dag, gemerkt s , dan volgt uit (4.5.2) als normatieve vergelijking

$$\varepsilon^{-s-1} (1 - \varepsilon) = 0,0001 \quad (4.6.6)$$

Door de berekening niet verder terug te voeren dan tot en met het interval s , aangegeven door (4.6.6), verwaarloost men de bijdragen aan a_0 van nog vroegere intervallen. Deze verwaarlozing is in het algemeen van geringe betekenis. Zij is echter groter naarmate de reactiefactor kleiner is. Bij $0,002 \text{ etm}^{-1}$ blijkt men a_0 bij een niet abnormaal neerslagbeeld ca. 5% te klein te berekenen, wanneer men s uit (4.6.6) als grootste waarde in (4.5.2) hanteert.

Dit tekort kan op eenvoudige wijze worden weggewerkt door aan de verkregen uitkomst een bedrag $\varepsilon^{-s} \cdot \bar{p}$ toe te voegen, waarin $\bar{p}$ een schatting voor-

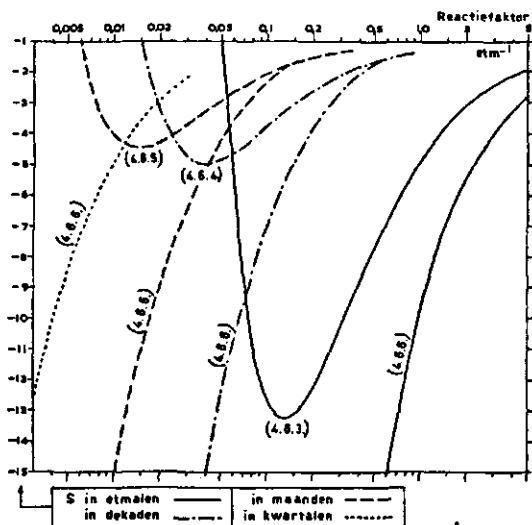


FIG. 4.6.2.

De krommen volgens (4.6.3), (4.6.4) en (4.6.5) geven voor de berekening van a_0 de momenten van overgang tussen berekeningsintervallen van toenemende lengte in verband met de waarde van de reactiefactor. De krommen volgens (4.6.6) geven aan hoever in het verleden de berekening van a_0 moet worden voortgezet opdat afbreking van de reeks in (4.5.2) geen fout van betekenis veroorzaakt.

stelt van de over de voorliggende intervallen gemiddelde waarde van de effectieve neerslag. De som van de verwaarloosde termen van de meetkundige reeks in (4.5.2) is immers $\varepsilon^{-s+1}/(1-\varepsilon)$. Vermenigvuldigd met de faktor voor het sommatieteken levert dit ε^{-s} als aandeel van het verwaarloosde deel.

De resultaten van de voorgaande overwegingen zijn samengevat in fig. 4.6.2. De nummers van de vergelijkingen die de krommen representeren, zijn vermeld. De kromme voor (4.6.3) is dezelfde als de stippellijn in fig. 4.6.1, echter zo ge-

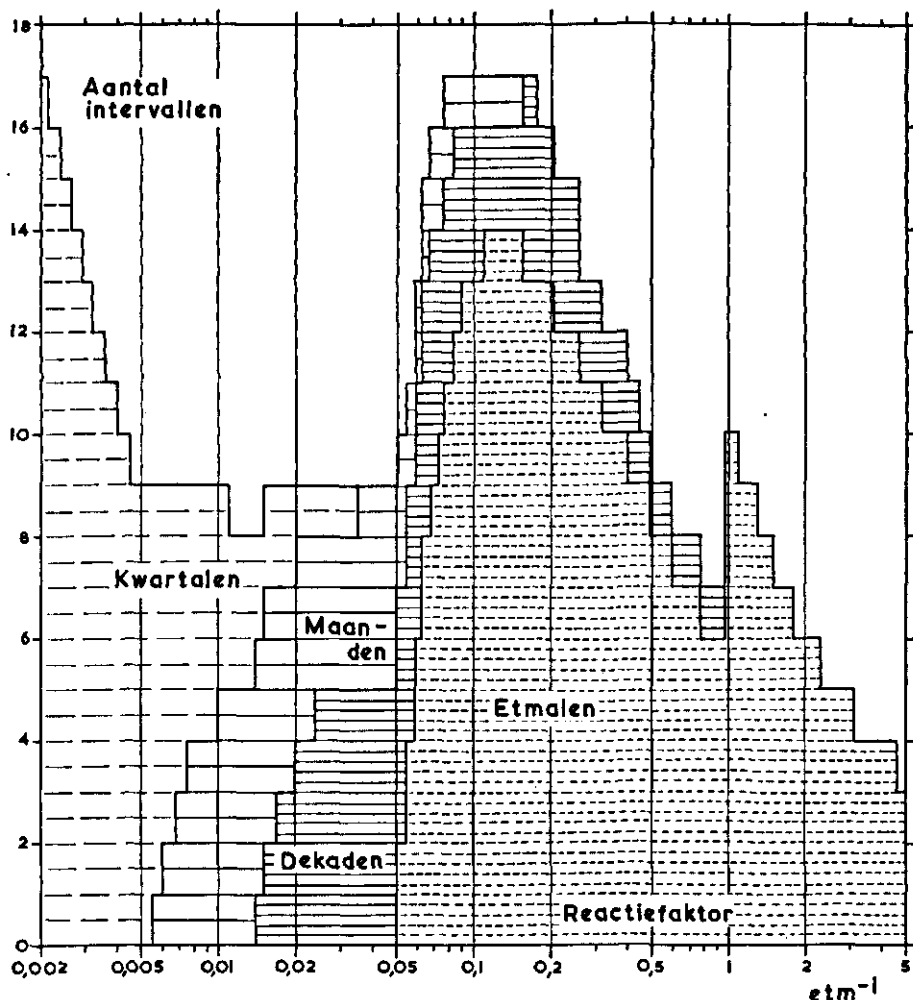


FIG. 4.6.3. Aantallen toe te passen berekeningsintervallen van verschillende lengte volgens fig. 4.6.2. in verband met de waarde van de reactiefaktor.

FIG. 4.6.3. Number of calculation intervals (ordinate) of different lengths to be applied in the computation of a_0 in relation to the value of the reaction factor in day^{-1} . Etmalen = days, dekaden = 10 day intervals, maanden = months, kwartalen = quarters.

transformeerd dat de lijnen van constante s horizontale rechten worden. Vergelijking (4.6.6) is viermaal afgebeeld voor de verschillende intervallengten. Fig. 4.6.2 laat zien dat bijv. voor een reactiefactor $0,1 \text{ etm}^{-1}$ de berekening zou moeten omvatten: 13 dagen, 4 dekaden en ruim 2 maanden tot een totaal van bijna 2,5 maanden.

Voor alle in fig. 4.6.2 voorkomende reactiefactorwaarden werd een dergelijke indeling gemaakt. Fig. 4.6.3 geeft daarvan een samenvatting. De figuur toont dat ook voor kleine reactiefactoren de berekening van a_0 kan worden uitgevoerd met een beperkt aantal intervallen.

4.7. HET ONDERSCHIEDEN VAN AFVOERTYPEN

Het is niet mogelijk een stringent voorschrift te geven voor het ontwerpen van het rekenmodel voor een willekeurig gebied. De voorbeelden van hoofdstuk 6 en met name de algemene beschrijving van de gevolgde werkwijze in 6.2 kunnen als leidraad dienen. Thans moet worden volstaan met een aantal algemene opmerkingen.

In 3.3 werden onderscheiden: kwelafvoer (β), kavelafvoer (α) en oppervlakteafvoer (γ). In de hydrologische werkelijkheid is deze indeling niet absoluut. Deze betrekkelijke vaagheid blijkt echter geen praktische bezwaren op te leveren. De voornaamste vraag is, onder welke omstandigheden een berekening met onevenredige delen (α) toepassing moet vinden. Deze vraag speelt zowel in het grensgebied tussen β en α als in dat tussen α en γ . In het laatste geval komt er nog de vraag bij of men al dan niet $p(\text{OPP})$ moet gebruiken (zie (3.7.2)).

De overgang tussen kavelafvoer en oppervlakte-afvoer is weinig scherp. Men kan slechts in algemene zin stellen dat reactiefactoren groter dan $1,0 \text{ etm}^{-1}$ onder Nederlandse omstandigheden meestal betrekking hebben op oppervlakteafvoer. In de afvoerterlooplijn is het verschil tussen beide afvoertypen te onderkennen aan de reactie op zomerbuien. Kavelafvoer reageert gedurende de periode met doorlopend verdampingsoverschot in het geheel niet of hoogstens flauw. Men vergelijk de zomerafvoer van de Kleine Dommel (6.4) met die van de Geul (6.5). De bodemvochtvoorraad moet, althans gedeeltelijk, worden aangevuld voor er een zakwaterstroom kan ontstaan. Oppervlakte-afvoer behoudt evenwel onder deze omstandigheden een reactievermogen dat maar weinig achterblijft bij dat in verdampingsarme perioden.

Het optreden van een onevenredig deel in het afvoerverloop is voor grote reactiefactoren moeilijk aan te tonen. Niet zelden valt ook bij kennelijk overwegend kavelafvoer geen onevenredig deel te onderkennen. Met name treft men dit aan bij stroomgebieden op hoge gronden. Dit punt werd niet nader onderzocht. Twee oorzaken die mogelijkkerwijs in dit verband een rol spelen, worden hieronder genoemd.

De eerste ligt in de grondwaterstroming. De door een sinus of een sinusreeks beschreven grondwaterspiegel kan alleen als zodanig bestaan wanneer er geen radiale weerstand is. In werkelijkheid moet de waterspiegel in de buurt van het ontwateringsmiddel sterker zijn opgebouwd. Men mag daarom verwachten dat de toename van de grondwaterstroom meer de lineaire

zal benaderen dan door de cosinus of de cosinusreeks wordt gesuggereerd. Het kavelafvoerproces zou dan opschuiven in de richting van de in 3.4 gememoreerde oplossing van DE ZEEUW en HELLINGA (1958).

Als tweede en hoogstwaarschijnlijk belangrijkste oorzaak voor het niet in de verwachte mate tot ontwikkeling komen van een onevenredig deel in de kavelafvoer kan gelden dat tijdelijk verhoogde open waterstanden, juist in perioden dat het onevenredige deel zijn sterkst uitgesproken vorm zou moeten tonen, de ontwatering afremmen.

Waarden van α , reactiefactoren derhalve waarbij onevenredige delen in het geding zijn, blijken in het algemeen tussen 0,1 en 1,0 etm^{-1} te liggen. Voor hydrologisch niet ontsloten gronden (kwelafvoer) vindt men waarden kleiner dan 0,01 etm^{-1} . Reactiefactoren van 0,01 tot 0,1 etm^{-1} komen echter ook voor.

Deze laatste moeten blijkbaar doorgaans worden toegeschreven aan gebieden met een waterlopenstelsel, maar waarin de afwateringscapaciteit van dit stelsel zo gering is dat *deze en niet langer* de capaciteit van de ontwatering de reactie van het afvoerverloop bepaalt. In dit verband zij verwezen naar tab. 7.3.I waar men een overzicht aantreft van de bij de verrichte analyses gevonden reactiefactoren.

In een dergelijk geval kan gesproken worden van een sterk geremde kavelafvoer. Als suggestieve benaming voor dit afvoertype wordt gekozen: *moerasafvoer*. De keuze van ω , de laatste letter van het griekse alfabet als symbool voor de reactiefactor, weerspiegelt de afremming.

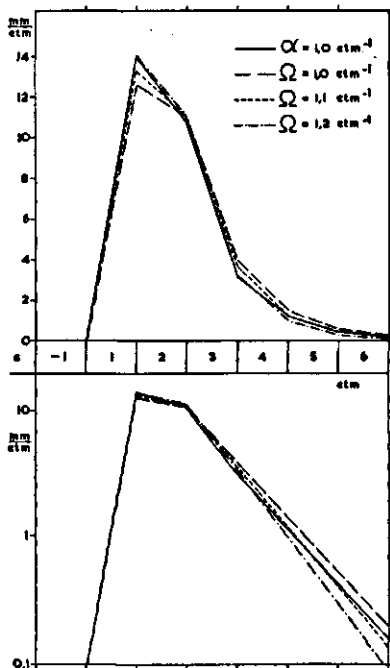
Hierboven werd besproken hoe de kavelafvoer geremd kan zijn, zodat een merkbare ontwikkeling van onevenredige delen achterwege blijft. De benaming *geremde kavelafvoer* is in dat geval doeltreffend. De oorzaak van de remming van de kavelafvoer is dezelfde, zij het in beperkter mate optredend, die aan de moerasafvoer ten grondslag ligt. Hetzelfde symbool zou op zijn plaats zijn. Mogelijkheid van onderscheiding is echter gewenst. Geremde kavelafvoer, waarvan de reactiefactorwaarden van dezelfde grootte zijn als die van volledig ontwikkelde kavelafvoer, wordt daarom gesymboliseerd met de hoofdletter Ω .

Dat het beslissen tussen α en Ω voor grote waarden van de reactiefactor moeilijk moet zijn, volgt uit tab. 4.3.I. Voor waarden van ca. 1,0 en groter is nl. de inbrengfactor voor evenredige berekening $(1 - \epsilon)$ maar weinig kleiner dan de som van $(8/\pi^2)(1 - \epsilon)$ en u_α . Ter illustratie diene fig. 4.7.1. De volgetrokken lijnen stellen het afvoerverloop voor dat verkregen wordt wanneer $\alpha = 1,0 \text{ etm}^{-1}$ wordt toegepast op het reeds eerder (4.2 en 4.3) gebezigde neerslagpatroon. De andere lijnen laten de subtiele verschillen uitkomen die ontstaan bij bewerking van hetzelfde neerslagpatroon met enkele Ω -waarden.

De keuze is inderdaad moeilijk wanneer deze lijnen worden vergeleken met een waargenomen afvoer, die immers zelden een strak verloop heeft. Ook bij enkellogaritmische weergave van de uitputtingsverlopen in het onderste deel van fig. 4.7.1 zal men blijven twijfelen en uiteindelijk de meest passende Ω -waarde kiezen. De berekening zonder onevenredig deel verloopt immers eenvoudiger. Gezien de geringe afwijkingen brengt men met een dergelijke keuze de mogelijkheid van reproductie van het waargenomen afvoerverloop niet in gevaar.

FIG. 4.7.1.

Vergelijking van de uitkomsten van afvoerberekeningen bij toepassing op hetzelfde neerslagpatroon van $\alpha = 1,0 \text{ etm}^{-1}$ en van enkele ongeveer even grote Ω -waarden.



Ook kwelafvoer pleegt geen onevenredig deel te vertonen. Hieronder worden enkele richtingen aangeduid waarin het antwoord gezocht kan worden op de vraag, waarom dit het geval is. Wederom bleef nadere bestudering in het kader van deze studie achterwege.

Kwelafvoer vindt zijn oorsprong in gebieden met in het algemeen diepe grondwaterstanden. Het zakwaterpatroon dat de kwelafvoer voedt, is dan ook slechts een flauwe afspiegeling van het neerslagpatroon (zie 5.5). De voeding van het grondwater geschiedt in de uitgesproken hoge delen, die van het inziingsgebied de hoofdmoot uitmaken, dermate gelijkmatig over de tijd verdeeld, dat een eventuele onevenredigheid in de kwelafvoer uiterst moeilijk opgemerkt zou kunnen worden.

De grondwatervoeding in de hoge delen van het gebied vindt bovendien vertraagd plaats. In de randen van kwelreservoirs treedt na neerslag eerder een grondwaterstandsstijging op dan in de centrale delen. Deze eerder intredende en minder sterk afgevlakte grondwaterreactie kan onevenredig verloopende afvoer veroorzaken, die dan echter wordt opgevangen door de op de dalflank gelegen leidingen. Onwillekeurig brengt men bij de analyse deze randstroken onder bij het kvelafvoergebied.

Overigens doet in dit verband het eerder, bij de bespreking van de kvelafvoer, als storende faktor aangemerkte verschijnsel eveneens opgeld. In hun verhouding tot de flauw reagerende grondwaterspiegel in het kwelreservoir (men zie wederom 5.5) is de afremmende werking van tijdelijk verhoogde waterstanden in het beekdal zeker zo groot als bij kvelafvoer.

Teneinde een aanwijzing te hebben welke symbolen bij het uitvoeren van een analyse te gebruiken, volgt een samenvatting:

γ in het algemeen voor waarden $> 1 \text{ etm}^{-1}$, wanneer het zomerafvoerloop wijst op oppervlakte-afvoer,

- α in het algemeen voor waarden tussen 0,1 en 1 etm^{-1} voor volledig ontwikkelde kavelafvoer,
- Ω idem, echter wanneer geen onevenredige delen in het afvoerverloop aantoonbaar zijn, d.w.z. voor geremde kavelafvoer,
- ω in het algemeen voor waarden tussen 0,01 en 0,1 etm^{-1} , moerasafvoer,
- β in het algemeen voor waarden $< 0,01 \text{ etm}^{-1}$, kwelafvoer.

4.8. DE NEERSLAGVERDELING TUSSEN RESERVOIRS

Bij de verdeling van de neerslag over verschillende reservoirs moet onderscheid worden gemaakt tussen afvoergebieden met alleen grondwaterafvoer en afvoergebieden waarin oppervlakte-afvoer in betekenende mate optreedt.

Bij *grondwaterreservoirs* moet een gebiedsgewijze verdeling tussen kavel-, moeras- en kwelafvoer tot stand worden gebracht. In (3.6.3) werd m geïntroduceerd als oppervlakte-aandeel hoge gronden. De voor kwelafvoer in te voeren neerslag wordt in (3.6.7) met m vermenigvuldigd. Dit zou betekenen dat voor andere afvoertypen $(1 - m)p_s$ overblijft. Men kan (3.6.7) echter ook schrijven in de vorm

$$\frac{a_s}{m} = \frac{a_{s-1}}{m} \cdot \epsilon + (1 - \epsilon)p_s \quad (4.8.1)$$

zodat rekening wordt gehouden met het onmiskenbare feit dat het kwelreservoir – en uiteraard ook andere reservoirs – het volle aantal mm aan neerslag ontvangt. De reservoirs reageren op p_s en niet op een fractie daarvan. De wezenlijke functie van m is: het reduceren van de berekende afvoerintensiteiten van mm etm^{-1} over het reservoiroppervlak tot mm. etm^{-1} over het gehele afvoergebied.

In 3.2 werd reeds uiteengezet dat de grens tussen reservoirs in de loop van het jaar kan verschuiven. Het kwelreservoir is uitgestrekter naarmate zijn grondwaterspiegel hoger is. In (3.6.10) is de hoogte van de grondwaterspiegel h boven de ontwateringsbasis evenredig gesteld met a . Bij de analyse en reconstructie van afvoeren wordt verband gelegd tussen de berekende waarde van de kwelafvoer en de toe te passen waarde van m , waarbij m stijgt naarmate $a(\text{KWE})$ daalt en omgekeerd. Voor voorbeelden van dergelijke relaties zij verwezen naar 6.4 en 6.5.

De werkwijze met (4.8.1) is tevens rekentechnisch voordelig. De verwerking in de afvoerformules van de volledige p_s -waarden maakt het mogelijk de serie afvoerberekeningen ononderbroken af te werken, om naderhand de data van verandering van m vast te stellen. Bij toepassing van (3.6.7) zou men de resulterende $a(\text{KWE})_s$ -waarden van dag tot dag in het oog moeten houden ten einde, zodra deze waarden een gestelde grens passeren, een andere neerslagverdeling te gaan toepassen.

Oppervlakte-afvoer stelt bijzondere eisen aan de verdeling van de neerslag. De oppervlakkig en ondergronds afstromende neerslagfracties kunnen niet op regionale basis worden gescheiden. In het algemeen zal een deel van de neerslag over het land afvloeien terwijl de rest in de grond zakt. De vraag, welk deel van een bui oppervlakkig afstroomt, is elders uitvoerig bestudeerd en in vele hydro-

logische handboeken samengevat. Men vindt meestal enige methoden beschreven om uit een bui, afhankelijk van de omstandigheden waaronder deze viel, bij benadering het oppervlakkig afstromende deel af te zonderen.

Deze methoden berusten op een aantal algemene overwegingen die BUTLER (1957) duidelijk samenvat. Gedurende het tijdsverloop waarin oppervlakte-afvoer plaats vindt, verdeelt de gevallen neerslag zich volgens BUTLER in vijf delen: interceptie, verdamping van het op de grond aanwezige water, depressie-berging, oppervlakte-afvoer en zakwater. Wordt de in het betreffende korte tijdsverloop optredende verdamping verwaarloosd en worden voorts zakwater en depressieberging tezamen gevoegd tot een verliespost dan ontstaat de volgende vergelijking

$$p(\text{OPP})_s = n_s - r_s \quad (4.8.2)$$

waarin n_s de gemeten neerslag voorstelt en r_s de bedoelde verliespost.

Formule (4.8.2) blijkt niet te voldoen voor afvoergebieden zoals in deze studie behandeld, waar oppervlakte-afvoer kwantitatief een ondergeschikte rol speelt. Een ander in het oog springend verschil tussen de omstandigheden waaronder BUTLER werkt en de hier te ontwikkelen werkwijze is, dat in het verband van deze studie gezocht wordt naar een verdeling van dagneerslagen terwijl genoemde auteur afzonderlijke buien bewerkt, waarvan het intensiteitsverloop van uur tot uur of zelfs nog gedetailleerder bekend is.

Redenen waarom het aangewezen leek (4.8.2) een algemener strekking te geven door de formule uit te breiden met een evenredigheidsfaktor, waarvan men zich zou kunnen voorstellen dat hij in verband staat met het aandeel van het gebied dat aan de oppervlakte-afvoer bijdraagt. De formule luidt dan

$$p(\text{OPP})_s = m'(n_s - r_s) \quad (4.8.3)$$

Ter illustratie kan worden teruggerepen op de figuren 3.7.1 en 3.7.2. Bij de eerste werd (4.8.3) toegepast met $m' = 1$, bij de tweede met $r_s = 0$. De formule lijkt algemeen bruikbaar. Het in deze studie gehuldigde principe zal hierbij wederom toepassing vinden: de waarden van m' en r_s dienen uitsluitend te volgen uit de afvoerterlooplijn.

Voor een kwantitatieve uitwerking van (4.8.3) zij verwezen naar het voorbeeld van 6.5. Thans wordt slechts opgemerkt dat aldaar blijkt dat m' in perioden met doorlopend verdampingoverschot kleiner is dan in regenrijke perioden; hoe minder neerslag op direct voorafgaande dagen valt, hoe groter r_s in het algemeen blijkt te moeten zijn.

Gedurende dagen met oppervlakte-afvoer blijft voor de voeding van grondwaterreservoirs over

$$n'_s = n_s - p(\text{OPP})_s \quad (4.8.4)$$

Deze n'_s treedt op de betreffende dag in de plaats van n_s om volgens de in 5.5 uiteengezette werkwijze te worden omgerekend tot p_s , die vervolgens in de berekeningen van grondwaterreservoirs wordt ingevoerd.

5. DE GEGEVENS EN HUN BETROUWBAARHEID

5.1. WELKE GEGEVENS ZIJN NODIG?

Om een analyse te kunnen uitvoeren moet men in de eerste plaats kunnen beschikken over een waargenomen afvoerverlooptlijn van het te onderzoeken gebied, bij voorkeur over een aaneengesloten periode van minstens een maar liever enige jaren. Hoe langer de waarnemingsperiode is, hoe betrouwbaarder het resultaat van de analyse geacht mag worden, immers des te groter zal de variatie zijn in de meteorologische omstandigheden die men in de analyseperiode tegenkomt.

Over dezelfde periode dienen neerslag- en verdampingscijfers beschikbaar te zijn, benevens gegevens betreffende het optreden van sneeuw. Moet op de analyse een reconstructie van de afvoergeschiedenis volgen dan zullen gelijkwaardige meteorologische gegevens over een voldoende groot aantal jaren ter beschikking moeten staan.

Moeilijkheden bij de vaststelling van de begrenzing van het afvoergebied kan men ontmoeten in uitgestrekte complexen hoge gronden. Doorgaans wordt de waterscheiding vastgesteld aan de hand van de hoogtekkaart. Bij gebrek aan nauwkeurige gegevens over de vorm van de grondwaterspiegel moet men hiermee genoegen nemen. Eventuele afwijkingen tussen topografische en phreatische waterscheiding leiden tot toevoeging van kwel of inzijging aan de karakteristiek behorend bij het afvoergebied van de gekozen omvang.

De waterscheiding in het oppervlaktewater is meestal nauwkeuriger te controleren. Men dient zich er voor de aanvang van de analyse van te vergewissen dat deze waterscheiding zich niet, althans niet in betekenende mate op onnatuurlijke wijze kan verplaatsen door menselijk ingrijpen, bijv. door het openen of sluiten van doorlaatopeningen in waterkeringen.

5.2. HET AFVOERVERLOOP

In bemalen gebieden zijn de basisgegevens de door de machinist opgegeven maaluren en eventueel binnen- en buitenwaterstanden, het door ijking van het gemaal vastgestelde verband tussen opvoerhoogte en waterverzet en de oppervlakte van de polder. Combinatie van deze gegevens leidt tot dagelijks afgevoerde hoeveelheden A , in mm. De afvoerverlooptlijn heeft de vorm van een histogram, waarin zelden fraaie uitputtingsverlopen voorkomen omdat de menselijke invloed op het afvoergebeuren sterk is (bijv. afvoerloze zondagen, zie 6.3).

Overigens zijn er geen invloeden aan te wijzen die aan nauwkeurige vaststelling behoeven te ontsnappen. Alle boven bedoelde waarnemingen kunnen betrouwbare gegevens opleveren, mits met de vereiste zorg uitgevoerd.

De vaststelling van het afvoerverloop van natuurlijk lozende gebieden berust op registratie van de waterstand in de afvoerleiding. Bij stroomgebieden tot oppervlakten van enkele duizenden ha worden veelal meetstuwen toegepast om de

relatie tussen waterstand en debiet te verstevigen. Dit verband is bij een geijkte meetstuw scherp, wanneer aan een aantal voorwaarden ten aanzien van plaats en wijze van opstelling is voldaan. Men zie bijv. Bos (1961).

Bronnen van onvolkomenheden zijn, bij overigens nauwgezette meting: het tijdelijk gedeeltelijk verstopt raken van de doorstroomopening door drijvend vuil (zich meestal uitend in abrupte oneffenheden in het gemeten waterstandsverloop), het overspoelen van de stuw tijdens het optreden van afvoeren van niet verwachte grootte, het te hoog stijgen van de benedenwaterstand en het onder- of achterloops zijn of worden van de stuw.

De laatstgenoemde drie foutenbronnen zijn meestal niet merkbaar in het gemeten waterstandsverloop. Gevallen van overspoeling zijn te achterhalen door vergelijking van gemeten waterstanden met de hoogte van de bovenkant van de meetopening. Tegen het in onaanvaardbare mate in een toestand van onvolkomen overlast geraken en tegen lekkage van de meetinrichting moet worden gewaakt door zorgvuldigheid bij plaatsing en beheer.

Bij stroomgebieden groter dan de voorgaande is een nauwkeurige vaststelling van het opgetreden afvoerterloop minder goed uitvoerbaar. Men is dan in het algemeen aangewezen op ijking van afvoeren aan de waterstanden in het natuurlijke profiel. Het verband tussen gemeten waterhoogte en debiet wordt daarbij beïnvloed door de wisselende mate van begroeiing van de waterloop en door veranderingen in het dwarsprofiel (uitschuring, bankvorming, onderhouds- of verbeteringswerkzaamheden). Voorts kan eenzelfde waterstand bij stijging een groter debiet vertegenwoordigen dan bij daling (zie bijv. ROCHE, 1963).

Hoe hoger de afvoertoppen, hoe onzekerder het verband tussen waterstand en debiet, omdat ijking bij hoge afvoeren zelden mogelijk is. Tredens inundaties op dan verliezen ook extrapolaties zeer veel van hun waarde. Tenslotte worden de waterstanden op het meetpunt soms beïnvloed door manipulaties met benedenstroomse stuwen waardoor dan over vaak lange perioden de gegevens onbruikbaar zijn. Regelbare stuwen betekenen in dit verband een sluipend gevaar.

GILS (1962) illustreert duidelijk de wisselende invloed van waterplanten op het verband tussen waterdiepte en debiet. De figuren 5.2.1 en 5.2.2 zijn aan zijn werk ontleend (zie ook Bos, 1963). Fig. 5.2.1 toont een seizoenmatige differentiëring in de puntenzwerm. GILS begrenst deze zodanig dat de lijn $\eta = 0$ geldig mag worden geacht voor de schone rivier, de lijn $\eta = 1$ voor een toestand van maximale begroeiing.

Wanneer Q_w het debiet is dat op een gegeven tijdstip wordt geconstateerd en Q_0 en Q_z de debieten die bij dezelfde waterdiepte zouden zijn opgetreden resp. zonder begroeiing en met maximale begroeiing, dan definieert GILS de faktor η door

$$Q_0 - Q_w = \eta (Q_0 - Q_z).$$

Men realiseere zich dat volgens de beide η -lijnen het debiet van de schone Ilmenau, onder overigens gelijke omstandigheden, driemaal zo groot is als dat bij maximaal optredende begroeiing. Dat hier geen sprake is van een extreem geval blijkt uit de bevindingen van de Werkgroep Waterlopen (1958) die voor

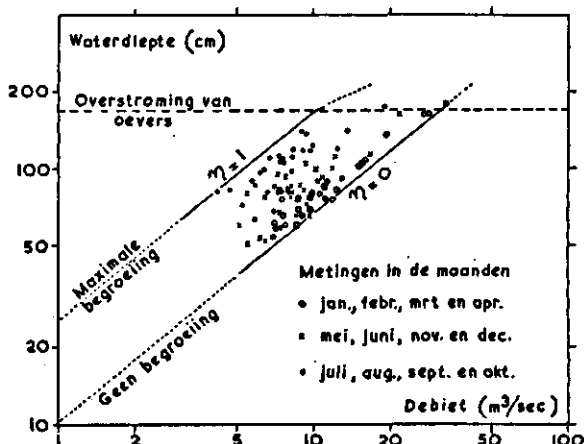


FIG. 5.2.1.
Verband tussen debiet en wa-
terdiepte in de Ilmenau te Bie-
nenbüttel volgens metingen
verricht in verschillende jaar-
getijden. Vereenvoudigd over-
genomen van GILS (1962).

zeer schone leidingen opgeeft $30 < k_M < 45$ en voor zeer sterk begroeide lei-
dingen $k_M < 10$. Men bedenke dat volgens MANNING het debiet evenredig is
met k_M .

Fig. 5.2.2 demonstreert de onregelmatige gang in de mate van begroeiing.
Zonnige zomers (1957, 1959) vallen op door weelderige ontwikkeling van water-
planten en daardoor langdurige hoge waarden van η . In de zachte winter van
1959-1960 blijft de plantenmassa grotendeels in stand. Grote debieten (begin
okt. en begin dec. 1961) drukken het plantenkleed tijdelijk plat. Uiteraard zijn
in het geschetste beeld eventuele verhangverschillen tussen situaties bij stijgende

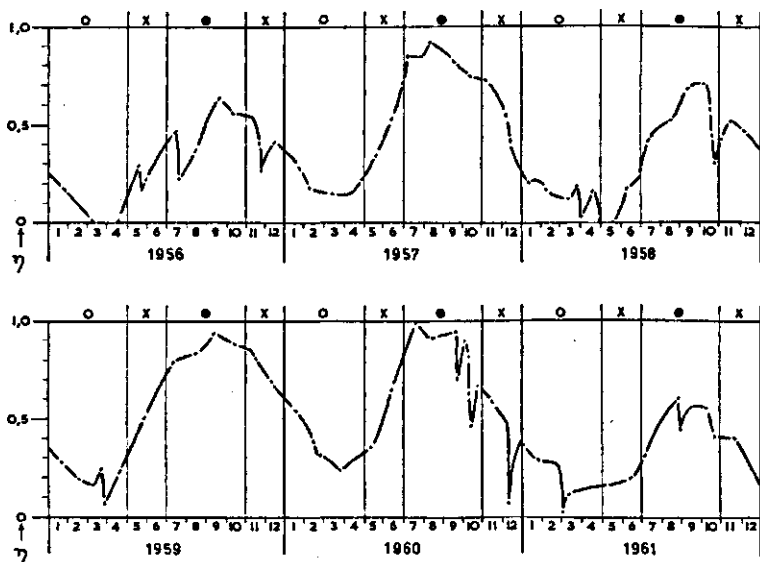


FIG. 5.2.2. Verloop van de mate van begroeiing van de Ilmenau volgens GILS (1962). De fak-
tor η is een maat voor de invloed van de begroeiing op het verband tussen debiet
en waterdiepte (verg. fig. 5.2.1).

en dalende waterspiegel verborgen. Het effect hiervan zal echter bij een waterloop met een enigszins weelderige plantengroei van relatief geringe betekenis zijn.

De eventuele gevolgen van verhangvariatie spelen ook overigens in het kader van deze studie een ondergeschikte rol. Met de beschikbare gegevens, met name wat betreft de neerslag, is het toch niet mogelijk het waargenomen hydrogram tot in alle details te imiteren. De hoogte van een gemeten afvoertop zal door verhangvariatie geen grote afwijking ondergaan. Wanneer de top optreedt, is het verhang nagenoeg gelijk aan zijn gemiddelde.

De gevolgen van bagger- en verruimingswerken zullen zich uiten in een verplaatsing naar rechts van de puntenzwerm t.o.v. het assenkruis van fig. 5.2.1. Men dient zich er van te vergewissen dat de metingen, waarop de ijkkromme zal worden gebaseerd, in dit opzicht homogeen zijn. Men vindt een voorbeeld van dishomogeniteit in 6.4.

5.3. NEERSLAG

De voornaamste bronnen van onzekerheid in neerslagmetingen zijn: regionale variaties in neerslagintensiteit en het windeffect waaraan regenmeters plegen te lijden. Uitvoeriger dan in dit bestek kan geschieden, wordt een en ander behandeld door DE ZEEUW (1963).

Fig. 5.3.1 is typerend voor de verschillen die in Nederland bestaan tussen de dagsommen van naburige (in dit geval 5,5 km van elkaar gelegen) stations. In de zomer, tekening a, komen vrij geregeld verschillen voor tot ca. 8 mm.etm^{-1} tussen op beide stations voor hetzelfde etmaal gemeten hoeveelheden. De spreiding vertoont geen verband met de grootte van de dagsom. Zij is een gevolg van de onregelmatigheid van de regionale verdeling, een onregelmatigheid die in

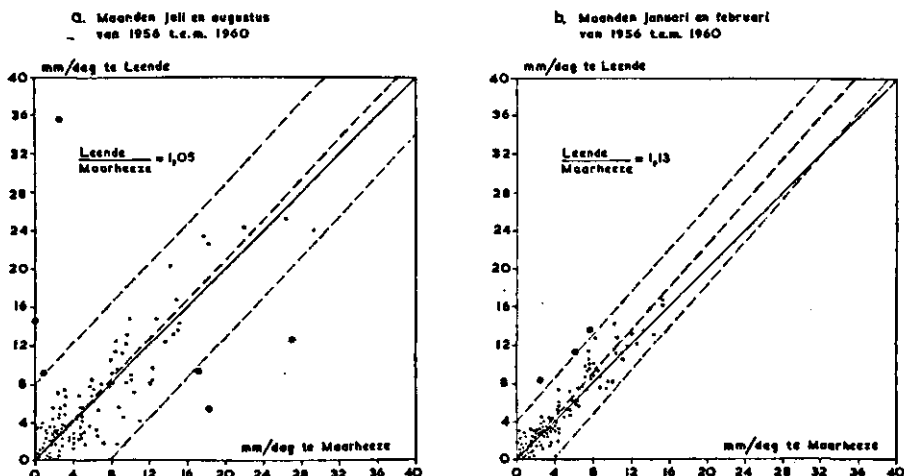


FIG. 5.3.1. Onderlinge vergelijking van gemeten dagneerslagen op twee in elkaars nabijheid gelegen neerslagstations. Ontleend aan DE ZEEUW (1963).

zomerbuien groter is dan bij winterneerslag. In de winter, tekening b, is de puntenzwerm daarom smaller. Voor de reconstructie van afvoeren is het geringere regionale effect gedurende het afvoerseizoen een gelukkige omstandigheid.

De gemiddelde lijnen in fig. 5.3.1 wijken af van de 45^o-lijn en wel sterker in de winter dan in de zomer. Hierin valt de windinvloed te onderkennen, waarvan bekend is dat zij 's winters groter is dan 's zomers (zie bijv. BRAAK, 1945), een voor analyse en reconstructie van afvoeren ongunstige omstandigheid. De opstelling van de regenmeter te Leende op een open plek temidden van naaldbossen is volgens fig. 5.3.1 kennelijk minder windgevoelig dan die te Maarheeze temidden van gras- en bouwland.

Al kunnen verschillen tot 20% optreden in de gemeten jaarsommen van in elkaars nabijheid gelegen stations, doorgaans beperken dergelijke verschillen, alsmede die tussen op dezelfde plaats opgestelde regenmeters van verschillend type, zich tot enkele procenten (zie DE ZEEUW, 1963).

In de onderhavige studie gaat het echter om dagsommen of zelfs om sommen over gedeelten van etmalen. Evenals zulks bij vele andere verschijnselen het geval is, verwijderen de extremen zich in toenemende mate van het gemiddelde wanneer de beschouwde tijdvakken korter worden gekozen. DE ZEEUW (1963) geeft hiervan in zijn fig. 11 een voorbeeld waarin een standaardregenmeter (1B) in de Rottegatpolder wordt vergeleken met de walregenmeter (1). De tekorten van 1B t.o.v. 1 voor complete halve jaren blijken over twee jaar gemiddeld voor de winter 9% en voor de zomer 1% te bedragen (voor gehele jaren 5%). Deze tekorten zijn ontstaan uit dagelijkse tekorten verdeeld volgens de in tab. 5.3.I gegeven rubricering.

TABEL 5.3.I. Frequentieverdeling van procentuele tekorten van aangegeven grootte bij onderlinge vergelijking van de dagsommen van een standaardregenmeter en een walregenmeter in de Rottegatpolder.

Tekorten in % van de dagsom in de walregenmeter gedurende de wintermaanden okt.-maart	Percentage van het aantal dagneerslagen	Overeenkomstige tekorten gedurende de zomermaanden apr.-sept.
< 5	60	< 2,0
5-10	20	2,0-3,5
10-25	10	3,5-4,5
25-50	5	4,5-6,0
> 50	5	> 6,0

Hierbij kan worden aangetekend dat een groot deel van de tekorten > 25% op sneeuwdagen ontstaat. Het ontbreken van sneeuw in de zomer is echter slechts een der oorzaken van de dan kleinere tekorten. Een andere oorzaak is dat de windsnelheden 's zomers kleiner zijn dan 's winters. Een voorname oorzaak zal in dit geval echter ook zijn dat de begroeiing van het omringende landschap (bouwland) 's zomers meer beschutting biedt.

Het corrigeren voor windeffect van gemeten neerslagsommen stuit af op het ontbreken van daartoe noodzakelijke gegevens, te weten: windsnelheden ten tijde van het vallen van de neer-

slag (daggemiddelden van de windsnelheid ontleend aan een der 5 hoofdstations van het K.N.M.I. bleken voor dit doel ongeschikt), het neerslagtype (druppels, motregen, sneeuw) en de typering van de kwaliteit van het neerslagstation, uitgewerkt in de vorm van verbanden voor elk van de neerslagtypen tussen opgetreden windsnelheden en procentuele tekorten, zo mogelijk t.o.v. een grondregenmeter.

Voor het bereiken van een betere benadering van de gemiddeld op een afvoergebied van enige omvang gevallen neerslag lijkt het aan te bevelen de cijfers van enige in en eventueel om het gebied gelegen stations te middelen; eventueel zelfs gewogen gemiddelden toe te passen volgens de methode THIESSEN, waarbij het aan een regenstation toe te rekenen gebiedsdeel wordt begrensd door de middelloodlijnen van de verbindingslijnen van het station met zijn bureu. Men moet dan echter wel overwegen of een gemiddelde van stationswaarden van uiteenlopende kwaliteit de werkelijkheid beter zal benaderen dan de gemeten waarde van een enkel, weinig aan windeffect onderhevig station. Aan dit aspect ware nog nadere studie te wijden.

Ondanks de tekortkomingen in de neerslagmeting blijft de grote lijn van het werkelijke neerslagpatroon in de gemeten waarden gehandhaafd. De onvolkomenheden van de in rekening gebrachte neerslag worden geïncorporeerd in de waarden van de parameters (reactiefactoren, oppervlakte-aandelen van reservoirs, kwel of inzijging).

Deze onzuiverheid van de parameters behoeft geen bezwaar te zijn indien de in een bepaalde analyse gebruikte neerslagstations gedurende een groot aantal voorgaande jaren hebben bestaan en gedurende die tijd van voldoende constante kwaliteit zijn geweest. Dan immers kan een reconstructie van de afvoergeschiedenis door toepassing van de gevonden onzuivere parameters op het onzuivere, echter kwalitatief constante neerslagbeeld een afvoerverloop opleveren van dezelfde hoedanigheid als het geanalyseerde afvoerverloop.

In Nederland bestaan geen neerslagstations waarvan over een lange periode de kwaliteit gelijk is geweest aan de huidige. In de jaren 1946-1953 werden de regenmeters verlaagd van 1,50 tot 0,40 m boven m.v., hetgeen voor de meeste stations een aanzienlijke kwaliteitsverbetering betekende. Te beginnen in 1962 worden in Nederland regenmeters met 200 cm² trechteropening in de plaats gesteld van de gebruikelijke met een trechter van 400 cm². De mate van verslechtering ten gevolge van deze wijziging is thans nog niet te overzien.

Bovendien blijken vele neerslagstations door verplaatsing of andere wijzigingen in het verleden kwaliteitsveranderingen te hebben ondergaan op andere tijdstippen. Voor een voorbeeld van te verwachten consequenties van wijzigingen in de neerslagmeting wordt verwezen naar fig. 8 van DE ZEEUW (1963).

5.4. VERDAMPING

Sedert 1956 publiceert het K.N.M.I. in zijn maandoverzichten verdampingscijfers voor een aantal plaatsen in Nederland, nl. volgens PENMAN berekende waarden van E_0 , de verdamping van open water. Bij de analyse van afvoergebieden is echter niet E_0 in het geding maar E_{ra} , de reële verdamping van het afvoergebied met zijn begroeide oppervlakten: bouwland, grasland, tuinland, boomgaard, loofbos, naaldbos, heide en woeste grond, waartussen dan nog open water, bebouwing en verharding. Van de begroeide oppervlakten variëren

de verdampingsreacties met de beschikbare bodemvochtvoorraad en met de ontwikkelingsstadia van de vegetaties.

Ware E_0 voor het afvoergebied bekend (men zou kunnen interpoleren tussen de hoofdstations; gegevens om E_0 ter plaatse te berekenen ontbreken), ware een kwantitatief overzicht van de bodembedekking met zijn tijdelijke variaties gegeven en ware een serie omrekeningsfactoren voor alle vormen van bodembedekking en maten van uitdroging van de grond in alle jaargetijden beschikbaar, dan eerst zou de omzetting van E_0 en E_{ra} mogelijk zijn.

Een dergelijke omzetting zou dan nog, uit praktische overwegingen, ten hoogste een globaal karakter kunnen hebben. Bovendien rijst de vraag of men door toepassing van eventueel beschikbare E_{ra} -waarden het doel niet voorbij zou schieten. Men herinnere zich de onvolkomenheden in de neerslagmeting. In het licht daarvan behoeven aan de nauwkeurigheid van de verdampingsverantwoording geen hoge eisen te worden gesteld.

In deze studie wordt gebruik gemaakt van een standaardverdampingsverloop en wel van de cijfers die ELINK STERK in 1897 uit een waterbalansstudie van de Haarlemmermeer afleidde en die in 1922 door VAN EVERDINGEN werden gedifferentieerd tot maandcijfers. Een overzicht van de totstandkoming van deze cijfers geeft BRUGGEMAN (1952). In het kader van de onderhavige studie werd een verdere differentiatie naar dekade- en etmaalcijfers ontworpen. Toe te passen verdampingssommen, in het vervolg met V aan te duiden, voor in deze studie te gebruiken intervallengten vindt men in tab. 5.4.I.

De ondervinding dat deze cijfers bij de analyse van afvoergebieden in uiteenlopende delen van Nederland hebben voldaan, wordt minder onverwacht wanneer men het volgende overweegt.

Waarden van V passen bij de tegenwoordige kwaliteit van de neerslagmeting aangezien de gemeten neerslagen die ELINK STERK gebruikte overeenstemmen met hetgeen recente metingen in hetzelfde gebied opleveren. Het gemiddelde over de jaren 1946–1961 van de gemiddelde gemeten jaarsommen van 5 stations (Cruquius, Leeghwater, Lijnden, Hoofddorp en Oude Wetering) bedraagt 782 mm. ELINK STERK gebruikte gegevens van Hoofddorp waarvan de gemiddelde gemeten jaarsom 784 mm bedroeg over 1862–1897. Verwacht mag dus worden dat V inderdaad aansluit bij recente gemeten neerslagen.

Hoe ligt nu de verdamping in de Haarlemmermeerpolder t.o.v. die in overig Nederland? KRAMER (1957) berekende voor 12 stations over 20 jaar de maandsommen van E_0 . Een van zijn conclusies luidt 'dat het verdampingspatroon over Nederland ruwweg is samengesteld uit het wind- en het temperatuurpatroon'. Bestudering van de resultaten van KRAMER voert tot de slotsom dat de windinvloed in deze overheerst.

Grotere windsnelheid tendeeft naar sterkere verdamping. Een op overeenkomstige wijze met de windsnelheid oplopend verband vertonen de meettekorten in regenmeters (zie bijv. BRAAK, 1945). Aangezien V voor de Haarlemmermeerpolder beschouwd mag worden als aan de kwaliteit van de neerslagmeting aangepaste verdampingswaarde, mag voor dit gebied gelden $N_{\text{gemeten}} - V = N_{\text{gevallen}} - E_{ra}$, waaruit volgt $V = E_{ra} - N_{\text{meettekort}}$.

TABEL 5.4.I. Differentiatie van de verdampingsjaarsom à 481 mm van ELINK STERK naar kortere tijdvakken.

TABLE 5.4.I. *Evaporation values used in this study.* Etmaal = *day*, dekade = *10 day interval*, maand = *month*, kwartaal = *quarter*.

	maand en dekade	mm per etmaal	mm per dekade	mm per maand	mm per kwartaal
januari	I	0,1	1	4	28
	II	0,1	1		
	III	0,2	2		
februari	I	0,2	2	8	
	II	0,3	3		
	III	0,4	3		
maart	I	0,4	4	16	
	II	0,5	5		
	III	0,6	7		
april	I	0,9	9	38	207
	II	1,3	13		
	III	1,6	16		
mei	I	1,8	18	67	
	II	2,1	21		
	III	2,5	28		
juni	I	3,0	30	102	
	II	3,4	34		
	III	3,8	38		
juli	I	3,8	38	106	218
	II	3,4	34		
	III	3,1	34		
augustus	I	2,7	27	72	
	II	2,3	23		
	III	2,0	22		
september	I	1,7	17	40	
	II	1,3	13		
	III	1,0	10		
oktober	I	0,7	7	17	28
	II	0,6	6		
	III	0,4	4		
november	I	0,3	3	7	
	II	0,2	2		
	III	0,2	2		
december	I	0,2	2	4	
	II	0,1	1		
	III	0,1	1		

Beide laatste grootheden tenderen, zoals werd opgemerkt, naar lagere waarden naarmate de windsnelheid geringer is. Hun verschillen van plaats tot plaats en ook van jaar tot jaar neigen ertoe elkaar te compenseren. Een groot deel van de verklaring van de algemene toepasbaarheid van V , zolang deze geconfronteerd wordt met neerslagen gemeten met standaardregenmeters, moet in deze compensatie worden gezocht. Aan het slot van 6.3 wordt dit nogmaals belicht.

Door de hantering van een standaardverdamping valt de mogelijkheid weg verdampingsvariatiën van jaar tot jaar te verantwoorden. Dit is om een drietal redenen geen bezwaar. Ten eerste profiteren ook deze variatiën van compensaties voortspruitend uit windsnelheidsverschillen. In de tweede plaats blijken volgens KRAMER jaarlijkse verschillen in verdamping voor de wintermaanden klein te zijn.

De derde reden ligt in de verwachting dat, t.g.v. minder intensieve ontwatering van de Haarlemmermeerpolder in de vorige eeuw, V in zijn kwaliteit van aan de neerslagmeting aangepaste verdamping niet te laag zal zijn. Met name voor de zomer betekent dit dat V (met via standaardregenmeters verkregen neerslagcijfers) vaak te grote verdampingsoverschotten moet opleveren. Dit werd bij de verrichte analyses dan ook geconstateerd. In 5.5 wordt een werkwijze besproken ter reductie van doorlopende verdampingsoverschotten.

5.5. DE EFFECTIEVE NEERSLAG

Het bedrag p_s , dat als over het interval s constant veronderstelde neerslagintensiteit in het rekenmodel wordt geïntroduceerd, wordt als effectieve neerslag betiteld. In beginsel geldt $p_s = n_s - v_s$ waarin n_s de gemeten neerslag voorstelt en v_s de verdamping volgens tab. 5.4.I. Wanneer $n_s \leq v_s$ wordt p_s gelijk aan nul gerekend. Voor $n_s < v_s$ ontstaat een verdampingsoverschot $S_s = v_s - n_s$ dat naar het interval $s + 1$ overgaat, zodat p_{s+1} alleen een positieve waarde krijgt voor het geval $n_{s+1} > S_s + v_{s+1}$. Is dit niet het geval dan wordt $S_{s+1} = S_s + v_{s+1} - n_{s+1}$.

De beschreven werkwijze is gebaseerd op de vochtboekhouding van de bovengrond. Met beïnvloeding van de afvoer door eventuele verdampingsverliezen van het phreatisch water wordt geen rekening gehouden. Deze beperking werd in de verrichte analyses niet als storend ondervonden.

Zolang een verdampingsoverschot aanwezig blijft wordt geen effectieve neerslag in rekening gebracht. Eerst wanneer gerekend na de het laatst opgetreden positieve waarde van p_s , ΣN groter wordt dan ΣV verschijnt weer effectieve neerslag in de berekening. Een belangrijke uitzondering moet op deze regel worden gemaakt bij het doorlopend verdampingsoverschot in de zomer. Dit wordt, zoals reeds aan het eind van 5.4 werd verwacht, vrij algemeen te groot berekend, hetgeen zich hierin manifesteert dat de waargenomen afvoer veelal vroeger in het najaar begint toe te nemen dan de berekende afvoer zou doen, wanneer men het verdampingsoverschot, berustend op $\Sigma V - \Sigma N$, volledig in rekening zou brengen.

In eerste instantie zou men verwachten een redelijke oplossing voor deze

moeilijkheid te krijgen, door aan een bepaald reservoir een bepaalde hoeveelheid beschikbaar en dus verdampbaar bodemvocht toe te kennen, een hoeveelheid die dan tevens het toelaatbare maximum van $\Sigma V - \Sigma N$ zou voorstellen. Pogingen in deze richting ondernomen, bleven zonder resultaat.

Het berekende verdampingsoverschot neemt vanaf een zekere datum in het voorjaar min of meer geleidelijk toe, bereikt op een zeker tijdstip in zomer of nazomer een maximum en neemt vervolgens weer min of meer geleidelijk af. De grootte van het berekende maximale verdampingsoverschot en zijn datum van optreden variëren van jaar tot jaar. De datum waarop de waargenomen najaarsafvoer weer gaat toenemen en waarop derhalve het verdampingsoverschot in de berekening verdwenen zou moeten zijn, ligt eveneens van jaar tot jaar anders.

Zoals eerder werd gesteld, bestaat op het moment van toename van de waargenomen afvoer doorgaans nog een deel van het berekende verdampingsoverschot. Dit deel dient in mindering te worden gebracht op het *berekende maximale verdampingsoverschot*. Hetgeen men dan overhoudt, kan worden aangemerkt als het *schijnbare maximale verdampingsoverschot*. Dit laatste wordt voor het vervolg van de berekening in de plaats van het eerste gesteld.

Nu blijkt het in het algemeen mogelijk, voorzover gegevens over een aantal jaren beschikbaar zijn, lineaire verbanden op te stellen tussen berekend en schijnbaar maximaal verdampingsoverschot. Met behulp hiervan kan het eerste worden omgezet in het laatste, dat dan in de reconstructieberekening wordt ingevoerd. Voor nadere bijzonderheden zij verwezen naar de voorbeelden in hoofdstuk 6. Enkele algemene opmerkingen zijn hier echter op hun plaats.

Voor elk grondwaterreservoir van elk afvoergebied moet een eigen benadering worden gezocht. Evenals het stelsel van parameters van een gebied zijn ook deze verbanden niet los te zien van de kwaliteit van neerslag- en verdampingscijfers die bij de analyse gebruikt worden. Men moet er dan ook geen conclusie over de vochthuishouding van het betreffende landschap aan willen verbinden. Deze verbanden hebben geen andere pretentie dan dat zij binnen het gegeven complex van factoren de aanloop van de najaarsafvoer in de berekening op aanvaardbare wijze blijken te kunnen besturen.

Zakwatereffect

Een andere kwestie die bij het in rekening brengen van effectieve neerslag aandacht verdient, is die van het tijdsverloop tussen het vallen van een bepaalde neerslag en het invoeren ervan in de berekening.

Algemeen werd bij de verrichte analyses en reconstructies de neerslag ingevoerd over het etmaal waarin de betreffende hoeveelheid omstreeks 8 uur 's morgens werd afgetapt. Zodoende wordt een gemiddelde vertraging van 2/3 etmaal in acht genomen. Deze werkwijze blijkt doorgaans goed te voldoen. Haar keuze berust voornamelijk op de bij de berekening hieraan verbonden voor- en nadeln.

In dit verband zij overigens herinnerd aan fig. 3.7.1, oppervlakteafvoer van een kavel, en aan fig. 4.5.9, drainage te Elst. In deze beide gevallen die de strooming door open water als vertragende factor missen en waarin de zakwaterfase

geen, resp. een blijkbaar kleine rol speelt, werd de neerslag met goed gevolg onmiddellijk verrekend.

Men zou zich kunnen voorstellen dat bij hoge gronden in het inzijgingsgebied van kwelreservoirs, waar de grondwaterspiegel zich enkele meters tot enkele tientallen meters beneden maaiveld bevindt, met een aanmerkelijke vertraging zou moeten worden gerekend. Een aanwijzing voor de betekenis van de zakwaterfase onder dergelijke omstandigheden kan worden ontleend aan fig. 5.5.2. Deze figuur vereist de volgende toelichting.

Het Archief van Grondwaterstanden T.N.O. kent slechts een peilbuis op hoge grond waarvan van waterstanden geregistreerd worden. Fig. 5.5.1 geeft de ruimtelijke situering van deze buis. Het gedeelte van het profiel tussen waterspiegel en filter bestaat uit zand met grind en stenen en bevat geen afsluitende laag. De waargenomen waterspiegel mag dus als phreatisch worden geïnterpreteerd.

Overigens is de plaats van opstelling in zoverre weinig ideaal dat de gemeten opbolling t.o.v. het open water in de omgeving tamelijk gering is. De waterstanden in de buis fluctueren tussen 0,90 en 2,10 m + NAP. In het 4e, 1e en 2e kwadrant van de plattegrond komen open waterstanden voor tussen enkele decimeters boven en enkele decimeters beneden NAP. Waterstanden tot anderhalve meter boven NAP treft men aan op een paar km ten zuiden van de buis. Het 3e kwadrant wordt vrijwel geheel ingenomen door hydrologisch niet ontsloten gronden.

Fig. 5.5.2 toont het verloop van de gemeten grondwaterstanden. Analyse van deze verlooplijn geeft $\beta = 0,002 \text{ etm}^{-1}$, indien de ontwateringsbasis ter hoogte van NAP wordt gesteld. Een andere keuze van de ontwateringsbasis doet een andere β gevonden worden, bijv. $\beta = 0,003$ bij 0,50 m + NAP. Het blijkt niet mogelijk te beslissen welke van deze of dergelijke combinaties de beste is. Zij leveren resultaten die niet wezenlijk van elkaar verschillen.

Situatie van registrerende
peilbuis te BAARN

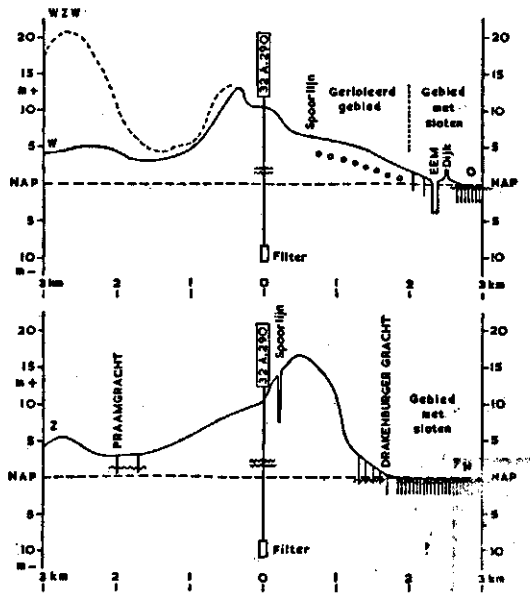
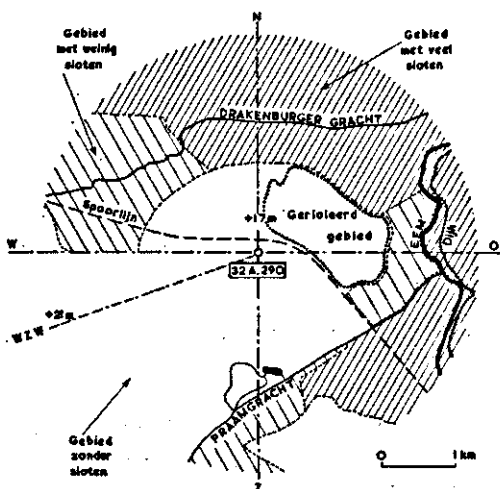


FIG. 5.5.1 Situatieschets en doorsneden van de standplaats van peilbuis 32A.290 van het Archief van Grondwaterstanden T.N.O.

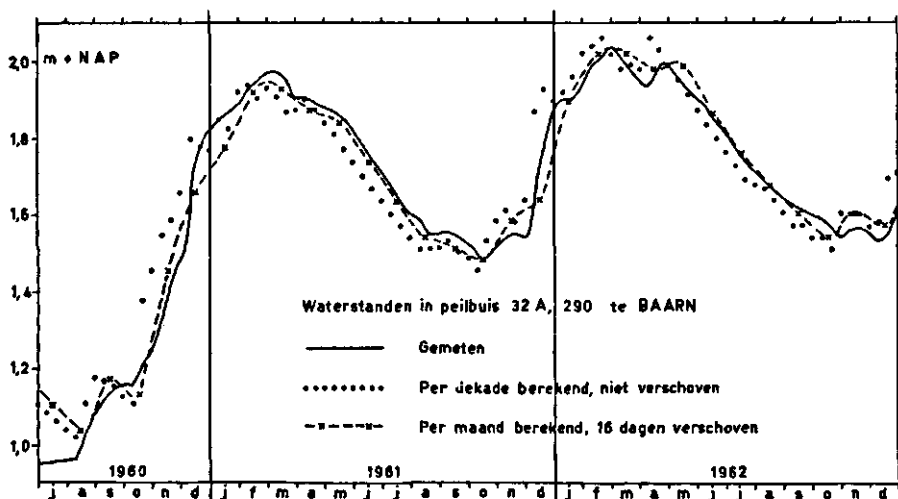


FIG. 5.5.2. Waargenomen en berekend verloop van de grondwaterspiegel in buis 32A.290. De berekening met maandgemiddelden van p_s en 16 dagen naar rechts verschoven uitkomsten, voldoet het best.

De reconstructieberekeningen werden uitgevoerd met de dekade als interval. De puntenreeks vormt het resultaat. Gebruikt werden de neerslag van De Bilt en de verdamping van tab. 5.4.I.

De uitkomsten van de reconstructieberekening blijken in twee opzichten niet bevredigend. Ten eerste loopt de puntenreeks in de stijgende en dalende gedeelten voor op de gemeten lijn. Ten tweede verloopt de puntenreeks onrustiger dan de waarnemingen. Een betere aanpassing wordt verkregen wanneer de berekening geschiedt met maandneerslagen en wanneer bovendien de uitkomsten ongeveer een halve maand naar rechts worden verschoven. De kruisjes vormen het resultaat van deze bewerking. Zij werden verbonden door een vloeiende lijn die in het algemeen synchroon loopt met de metingen en fluctuaties van dezelfde aard als de waargenomen lijn vertoont.

In dit geval, waar de waterspiegel zich enkele meters beneden maaiveld bevindt, bedraagt de zakwatervertraging dus ongeveer een halve maand. Bovendien vindt in de zakwaterfase een afvlakking van het neerslagpatroon plaats die zo sterk is, dat een imitatie berekend met maandgemiddelden van de effectieve neerslag beter past dan een die verkregen wordt met dekadegemiddelden.

Toch blijkt het niet zinvol met de zojuist geformuleerde conclusies rekening te houden bij de analyse en reconstructie van de afvoeren van stroomgebieden. Het is noodzakelijk gebleken ook bij de bewerking van kwelreservoirs (behoudens bij de berekening van a_0) de effectieve neerslag dag voor dag in te voeren, omdat in de analyse algemeen de variaties in grootte van het oppervlakteaandeel hoge gronden gekoppeld worden aan de waarde van de berekende kwelafvoer (zie 4.8).

Ter plaatse van de grens tussen hoge en lage gronden ligt de grondwaterspiegel betrekkelijk ondiep. De reacties op de neerslag en daarmee het al of niet watervoerend worden van sloten in deze grensstrook, kunnen daarom geen vertraging van betekenis vertonen. Overigens zijn vertraging en afvlakking van het kwelafvoerloop t.o.v. het neerslagbeeld bezwaarlijk te constateren omdat zij, juist in de perioden waarin zij zich zouden moeten manifesteren, schuil gaan onder de dominerende uitingen van gelijktijdig optredende feller reagerende processen.

Sneeuw

Een vertraging van andere aard ontstaat wanneer neerslag in vaste vorm valt en enige tijd blijft liggen alvorens in het afvoerproces te gaan meespelen. Kwantitatieve gegevens over sneeuwhoeveelheden en over de mate van afsmelting zijn niet verkrijgbaar. Het K.N.M.I. publiceert in de Jaarboeken-A gegevens over de aanwezigheid van sneeuw voor de 5 hoofdstations en verschaft deze op aanvraag voor andere regenstations. Deze gegevens zijn te globaal om als basis te dienen voor een reconstructie van het afsmelten van een sneeuwdek.

Daarom worden voor sneeuwperioden de afvoerberekeningen veelal twee keer uitgevoerd nl. eerst alsof alle neerslag als regen gevallen zou zijn en vervolgens alsof alle neerslag, gedurende een sneeuwperiode gevallen, vaste neerslag zou zijn geweest die op de eerstvolgende sneeuwloze dag in zijn geheel vrij komt. Geen van beide oplossingen is juist. Het werkelijke afsmeltingsgebeuren zal tussen deze beide uitersten in liggen.

Opgemerkt moet nog worden dat het vaak niet gelukt uit de gemeten neerslag van een sneeuwperiode een voldoende grote afvoer te berekenen. Als oorzaak voor dit verschijnsel kan aangewezen worden het in sterkere mate dan bij vloeibare neerslag tekort schieten van de regenmeter bij meting van sneeuw, vooral wanneer deze vergezeld gaat van wind.

6. VOORBEEDEN VAN ANALYSE EN RECONSTRUCTIE

6.1. INLEIDING

De in vorige hoofdstukken ontwikkelde en beschreven werkwijze werd toegepast op een aantal afvoergebieden van sterk uiteenlopende structuur. Een drietal voorbeelden wordt in dit hoofdstuk betrekkelijk uitvoerig besproken. In de Rottegatspolder (6.3) overweegt kavelafvoer. Het stroomgebied van de Kleine Dommel (6.4) dat ook in hoofdstuk 1 reeds ter sprake kwam, is een voorbeeld van een gebied met zowel kwelafvoer als kavelafvoer. De Geul (6.5) vertoont felle toppen die aan oppervlakte-afvoer moeten worden toegeschreven. Ook van dit afvoerbeeld werd in hoofdstuk 1 reeds een gedeelte getoond. Tenslotte worden omtrent enkele overige onderzochte gebieden een aantal bijzonderheden vermeld in 6.6.

Aan de bespreking van de gebieden gaat 6.2 vooraf, waarin algemene aspecten van de analyse worden belicht, d.w.z. motiveringen en achtergronden worden gegeven van regelmatig terugkerende handelingen. De bedoeling van 6.2 is de lezer vertrouwd te maken met de algemene gang van zaken, opdat in de beschrijvende paragrafen uitweidingen achterwege kunnen blijven.

6.2. ALGEMENE TOELICHTING

Regelmatig terugkerende fasen in het analyseproces worden volgens de letters van het alfabet genummerd. Dezelfde nummering vindt men terug in de volgende paragrafen.

Evenals in 5.5 worden ook hier verschillende wegen bewandeld voor afvoergebieden zonder en met oppervlakte-afvoer. De werkwijze voor het eerste type afvoergebied volgt hieronder, die voor het tweede type aan het slot van deze paragraaf. De beschrijving gaat uit van de combinatie van *een* kwelreservoir met *een* kavelafvoerreservoir. Bij meer dan twee reservoirs is de werkwijze in beginsel niet anders, wel ingewikkelder.

A. De eerste bewerking is het omzetten van de eigenlijke waarnemingen in een z.g. waargenomen afvoerverloop. Aan de omrekening van maaluren van poldergemalen tot dagafvoeren wordt hier geen aandacht besteed na hetgeen daarover in 5.2 werd gezegd.

Van een stroomgebied wordt het waargenomen waterstandsverloop, al of niet gemeten t.o.v. een meetstuw (zie 5.2) met behulp van een ijkkromme omgezet in een waargenomen afvoerverloop. Het verband tussen waterstand en debiet, de originele curve, is tevoren omgevormd tot een verband tussen waterstand en afvoerintensiteit (mm.etm^{-1}). Aan deze omvorming ligt de oppervlakte van het afvoergebied ten grondslag. Sub c wordt nader op de invloed van deze oppervlakte ingegaan. De in 6.4. en 6.5 gebezigde ijkkrommen zullen ter plaatse worden besproken.

B. In 5.3 werd in het licht gesteld hoe het wellicht aanbeveling zou verdienen bij de keuze van neerslagstations rekening te houden met de kwaliteit daarvan. Dit is niet geschied. Het inzicht in de kwaliteitsbeoordeling van neerslagmetingen is nog onvoldoende uitgekristalliseerd.

Er zij aan herinnerd dat de verdamping in alle gevallen overeenkomstig tab. 5.4.I wordt ingevoerd.

Inleiding tot C, D en E. Het komt regelmatig voor dat afvoergebieden vreemd water ontvangen, water niet voortvloeiend uit in het gebied zelf gevallen neerslag, of water aan hun omgeving afstaan zonder dat dit de waterloop bij het meetpunt passeert. Het is zaak voor de aanvang van het meetprogramma de waterkeringen te dichten en er gedurende de meetperiode op toe te zien dat de afsluitingen in stand blijven, tenzij de mogelijkheid bestaat in- en uitgelaten hoeveelheden kwantitatief en qua tijd van optreden te doen vastleggen. Wanneer het om relatief kleine onbekende hoeveelheden oppervlaktewater gaat, zoals blijktbaar in 6.4, behoeft de analyse niet ernstig gestoord te worden.

Winsten of verliezen die via het grondwater tot stand komen, leveren in het algemeen geen bezwaar op voor de bewerking. Het gaat dan immers om natuurlijke processen en zelfs doorgaans om processen van zodanige proporties dat zij nauwelijks een jaarlijkse gang vertonen. (De kwel in het voorbeeld van 4.4 vormt een uitzondering.)

Ondergrondse waterverliezen blijken in stroomgebieden algemeen op te treden t.g.v. de algemene helling die de grondwaterspiegel in ruimer verband vertoont. Bij doorlatende ondergrond passeert een stroom van diep grondwater de grens van het afvoergebied. In minder goed doorlatende gebieden kan een grofkorrelige rivierbedding de weg zijn waarlangs water het gebied ongezien verlaat.

Een discrepantie tussen ΣP_s en de waargenomen afvoersom kan ook voortkomen uit een onjuiste begrenzing van het afvoergebied, die een systematische fout teweegbrengt in de omvorming tot mm. etm^{-1} van de ijkromme (zie sub A). In 5.1 werd reeds uiteengezet hoe onjuistheden in de gebiedsbegrenzing doorgaans op uitgesproken hoge gronden ontstaan. Valt de aangenomen begrenzing buiten de hydrologische waterscheiding dan verliest het beschouwde gebied water door inzijging. In het omgekeerde geval ontstaat kwelwinst. Ook bij deze oorzaak gaat het om een zwak reagerend proces.

Er kan daarom, mede gezien de betrekkelijkheid van de gebruikte neerslag- en verdampingscijfers, weinig bezwaar tegen bestaan om winsten en verliezen aan grondwater of in de tijd constant te rekenen, of wat hun verloop betreft parallel te laten lopen met het traagste in het gebied voorkomende afvoerproces. De praktijk van de analyse heeft dit bevestigd.

Het is noodzakelijk de waargenomen afvoerterlooplijn eerst van dergelijke winsten of verliezen te zuiveren. In dit stadium kan deze zuivering nog slechts een voorlopig karakter dragen (zie sub D en E). Zij berust op het verschil tussen de totale, gedurende de meetperiode of een groot deel daarvan geconstateerde afvoer en de over dezelfde tijd berekende ΣP_s .

C. De vaststelling van de totale waargenomen afvoer kan door planimetrering geschieden. Het blijkt efficiënter het sub T benodigde overzicht van de overschrijdingsfrequenties van de waargenomen afvoeren reeds in dit stadium samen te stellen en de oppervlakte te berekenen van het door de frequentielijn en de beide coördinatenassen ingesloten vlak.

D. Op de manier die in 5.5 werd uiteengezet, worden voorlopige p_s -waarden berekend. Voor de gehele meetperiode (of voor het deel daarvan dat ook sub C werd gebruikt) worden vervolgens deze p_s -waarden gesommeerd. De aldus gevonden ΣP_s is voorlopig. Ten gevolge van correcties voor de jaarlijks optredende doorlopende verdampingsoverschotten (zie 5.5) kan de definitieve ΣP_s een aantal mm groter worden dan de voorlopige.

Vergelijking van de tijdstippen waarop de maxima van de berekende verdampingsoverschotten optreden met de tijdstippen waarop de herfstafvoer volgens de waarneming weer begint toe te nemen, maakt het mogelijk jaar voor jaar een schatting te maken van de teveel in rekening gebrachte verdamping en met deze bedragen de berekende ΣP_s te verhogen (zie ook sub N).

E. Levert de vermindering van de totale waargenomen afvoer (sub C) met de aldus gecorrigeerde ΣP_s een verschil dan wijst een positief verschil op kwelwinst, $+k_s$ mm.etm⁻¹, een negatief op inzijgingsverlies, $-k_s$ mm.etm⁻¹. Men realiseert zich dat deze waarde van k_s nog behept kan zijn met een andere fout naast die welke samenhangt met het doorlopende verdampingsoverschot en wel t.g.v. verandering van de waterberging in de reservoirs (zie sub L).

F. De verrekening van vreemd water in het waargenomen afvoerproces is noodzakelijk om de methode ter bepaling van de reactiefactoren volgens fig. 4.4.4 te kunnen toepassen. Overeenkomstig het reeds bij fig. 2.1 aangegeven principe dient in het algemeen begonnen te worden met de kleinste reactiefactor.

Men kiest lage delen van uitputtingsverlopen. Alvorens de waarden enkellogaritmisch uit te zetten, verlaagt men de lijn met k_s in geval sub E kwelwinst werd geconstateerd, resp. verhoogt deze met k_s bij inzijgingsverlies. Hierbij wordt k_s constant gerekend.

Het resultaat van de werkwijze volgens fig. 4.4.4 is vaak teleurstellend. Als voornaamste oorzaken hiervoor zijn aan te wijzen: onvolkomenheden van de ijkcurve, beschreven in 5.2, die van grote invloed kunnen zijn op lage zomerafvoeren (verschillen in onderwatervegetatie, profieldegeneraties, onderhoudswerkzaamheden).

Leidt de enkellogaritmische werkwijze niet tot een steekhoudend antwoord op de vraag naar de grootte van β dan kan men zijn toevlucht nemen tot (3.6.8). Men schat l en m aan de hand van de topografische kaart; kd en μ indien mogelijk aan de hand van beschikbare hydrologische literatuur.

G. Heeft men besloten tot een bepaalde waarde van β dan berekent men eerst voor een geschikte datum (eerst dag van maand of kwartaal) voorafgaand aan het begin van de waarnemingsreeks de waarde van $a(KWE)_0/m$ (verg. 4.8) op de wijze van tab. 4.5.II met inachtneming van fig. 4.6.3.

Ook dit levert weer een eerste benadering op. Niet alleen kan β nog veranderen, maar bovendien moet in dit stadium de compensatie van te grote doorlopende verdampingsoverschotten nog als voorlopig worden beschouwd (zie sub N).

Met deze $a(KWE)_0/m$ als uitgangspunt berekent men vervolgens voor de gehele meetperiode, of voorlopig voor een voldoende groot deel ervan, $a(KWE)_s/m$ door toepassing van β op de sub D vastgestelde p_s -waarden volgens de werkwijze van tab. 4.2.I.

H. Door vergelijking van het sub G berekende voorlopige kwelafvoerproces

met de lage delen van de waargenomen afvoerverlooplijn wordt een eerste indruk verkregen van het verloop van de m -waarden, gerelateerd aan de berekende waarden van $a(\text{KWE})_s/m$. Met deze voorlopige m -waarden worden nu laatstgenoemde vermenigvuldigd tot voorlopige $a(\text{KWE})_s$ -waarden.

I. Thans kan de reactiefactor van de kavelafvoer worden gezocht. De hogere delen van uitputtingsverlopen komen hiervoor in aanmerking. Het waargenomen afvoerverloop wordt verminderd of vermeerderd met k_s (gevonden sub E) en tevens verminderd met $a(\text{KWE})_s$. De aldus verkregen uitputtingsverlopen, voor zover deze uit neerslagloze perioden stammen, worden op enkellogaritmisch papier uitgezet. Men maakt een goede kans een redelijke benadering van α of Ω te vinden, ondanks dat ook in dit geval niet alle uitputtingsverlopen evenwijdige rechten zullen opleveren. De kavelafvoer blijkt echter wat dit betreft vaak minder gevoelig te zijn dan de kwelafvoer.

J. Overeenkomstig de berekening sub G kan nu ook $a(\text{KAV})_s/(1-m)$ worden doorgerekend nadat $a^*_0/(1-m)$, het evenredige deel, is vastgesteld (zie wederom tab. 4.5.II en fig. 4.6.3). Onevenredige delen worden eventueel met de aanvullingsfactoren van tab. 4.3.I volgens de werkwijze van tab. 4.3.II toegevoegd. Indien geremde kavelafvoer (Ω) in het geding is (zie 4.7) wordt volgens tab. 4.5.II, met weglating van de factor $8/\pi^2$, als beginwaarde $a(\text{KAV})_0/(1-m)$ berekend.

K. De berekende $a(\text{KAV})_s/(1-m)$ -waarden worden met $(1-m)$ overeenkomstig de sub H gevonden voorlopige m -waarden vermenigvuldigd tot $a(\text{KAV})_s$ -waarden.

L. Nu de reactiefactoren en de waarden van m althans bij benadering bekend zijn, kan k_s worden gecorrigeerd (zie sub E) voor bergingsverschillen tussen begin en einde van de analyseperiode.

Voor gevallen waarbij m met de tijd constant is, is deze correctie eenvoudig aan te brengen. Voor elk van de onderscheiden afvoerprocessen (reservoirs) wordt het met ΣK te verrekenen aantal mm gevonden als: m resp. $(1-m)$ maal het verschil tussen de reservoirinhouden aan begin en einde van de analyseperiode (voorbeeld: 6.3). Bij variabele m is dit minder eenvoudig. Een voorbeeld is vervat in tab. 6.4.III.

Aangezien elk reservoir zijn eigen verdampingscorrectie, derhalve zijn eigen ΣP_s heeft, is het bij variabele m niet meer mogelijk door rechtstreekse vergelijking van berekende reservoirinhouden te voorspellen welk deel van de totale effectieve neerslag in de totale afvoer verschijnt. De beoordeling van de juistheid van k_s kan dan alleen geschieden door de totale berekende afvoer met de totale waargenomen afvoer over de gehele analyseperiode te vergelijken.

M. Dagelijks worden nu gesommeerd: de voorlopige $a(\text{KWE})_s$, de voorlopige $a(\text{KAV})_s$ en de gecorrigeerde waarde (+ of -) k_s . Zo komt een eerste benadering beschikbaar van a^B_s , het berekende afvoerverloop.

N. Vergelijking met het waargenomen afvoerverloop moet de onvolkomenheden van deze voorlopige oplossing aan het licht brengen.

De kwestie van het doorlopend verdampingsoverschot kan nu vrijwel zeker

definitief worden geregeld. De grote lijn in het verloop van a^B_s zal door de nog aan te brengen verfijningen niet sterk meer veranderen, zodat vergelijking met het waargenomen verloop de data kan opleveren waarop het doorlopende verdampingsoverschot moet eindigen om een oplossing te verkrijgen, die jaar voor jaar zo goed mogelijk bij de waarnemingen aansluit. Overeenkomstig de beschrijving in 5.5 worden voor elk van beide reservoirs lineaire verbanden gezocht tussen het berekende en het schijnbare maximale verdampingsoverschot.

O. Tevens kan de sub N bedoelde vergelijking leren in welke richting reactiefactoren en m -waarden eventueel gewijzigd dienen te worden om de overeenstemming tussen berekend en waargenomen afvoerverloop te verbeteren. Een uit ervaring geboren inzicht kan helpen de consequenties van wijzigingen in de parameters ook kwantitatief met enige mate van zekerheid te voorspellen.

P. Thans dient $a(kWE)_0/m$ te worden herzien door in de voorgaande jaren de correcties volgens het sub N vastgestelde verband in te voeren. Hierbij moet dan tevens de sub O eventueel gewijzigde β worden gebruikt.

Hetzelfde geldt voor de nu volgende herberekening van $a(kWE)_s/m$ uitgaande van de nieuwe $a(kWE)_0/m$, waarbij de verdampingsoverschotten binnen de analyseperiode volgens het vastgestelde verband worden verdisconteerd.

Q. Ook de kavelafvoer wordt op overeenkomstige wijze opnieuw berekend, eventueel met sub N gewijzigde verdampingsoverschotten en sub O gewijzigde α of Ω .

R. Gecontroleerd wordt of de sub E voorlopig gevonden en sub L voor bergingsverschillen gecorrigeerde k_s -waarde merkbare verandering ondergaat, wanneer met de sub N vastgestelde verbanden tussen berekende en schijnbare verdampingsoverschotten rekening wordt gehouden en wanneer tevens sub O eventueel gevonden nieuwe reactiefactoren en m -waarden sub P en Q toepassing vinden. Zo niet dan is k_s definitief vastgesteld, zo ja dan is zulks na het aanbrengen van de nodige correctie het geval.

S. Met inachtneming van eventueel sub O gewijzigde waarden van m worden nu de sub P en Q gevonden waarden omgezet in $a(kWE)_s$ en $a(KAV)_s$ om vervolgens met de sub R vastgestelde k_s te worden gesommeerd tot een tweede oplossing voor a^B_s .

T. Vergelijking van dit nieuwe berekende afvoerverloop met het waargenomen afvoerverloop kan een zodanige overeenstemming tonen dat men besluit tot een nadere bestudering. Anders herhaalt men eerst de bewerkingen sub N tot en met S.

Ten behoeve van de meer nauwkeurige bestudering wordt een overzicht van de overschrijdingsfrequenties van a^B_s samengesteld. Deze frequentielijn komt op eenvoudige wijze tot stand door de a^B_s -waarden te tellen binnen de intensiteitsintervallen gebruikt bij de samenstelling van de frequentielijn van het waargenomen verloop sub C.

Stelt men de beide frequentielijnen naast elkaar dan treedt duidelijk aan het

licht bij welke afvoerintensiteiten nog betekenende discrepanties bestaan tussen waarneming en berekening. Een nadere precisering wordt verkregen door te onderzoeken hoe de overeenstemming in de loop van het jaar is. Hiertoe worden zowel van het waargenomen als van het berekende afvoerverloop frequentielijnen per kwartaal opgesteld.

Bestudeert men de waargenomen en de berekende afvoerverlooptlijnen in samenhang met de frequentielijnen van waargenomen en berekende afvoeren dan krijgt men een inzicht op welke punten de bereikte oplossing nog herziening behoeft. Ervaring moet leren in welke richting men de herziening moet nastreven. Tenslotte wordt een evenwicht in de mogelijkheden bereikt in die zin, dat verdere verbetering op een bepaald punt een onafwendbare verslechtering in ander opzicht met zich brengt.

Het gewicht dat wordt toegekend aan de onderlinge vergelijking van frequentie-overzichten hangt samen met het feit dat een berekend afvoerverloop nooit tot volmaakte dekking gebracht kan worden met het waargenomen afvoerverloop. De berekening zal altijd op bepaalde tijdstippen te hoog, op andere te laag uitvallen. Ongetwijfeld wordt dit voor een groot deel veroorzaakt door de betrekkelijke waarde van de gegevens, waarop in 5.2, 5.3 en 5.4 gewezen wordt.

Het streven naar volmaaktheid moet daarom worden vervangen door een streven naar een oplossing die gemiddeld over de jaren – en over de jaargetijden – zo goed mogelijk voldoet.

u. Wanneer men tot het besluit is gekomen dat verdere pogingen tot verbetering geen zin meer hebben, kan men het resultaat samenvatten in de karakteristiek van het betreffende afvoergebied.

Deze karakteristiek moet bevatten: de waarden van de reactiefactoren, de lengte van de gebruikte tijdsintervallen, de waarden van m in verband met de waarden van $a(KWE)_0/m$, de kwelwinst of het inzijgingsverlies, de verbanden ter correctie van berekende maximale verdampingsoverschotten en tenslotte de herkomst van de neerslag- en verdampingsgegevens die bij de analyse werden gebruikt.

Voor gebieden waar *oppervlakte-afvoer* (te herkennen aan de felle reactie van de afvoerverlooptlijn op zomerbuien; 4.7) een rol van betekenis speelt, dient het bovenstaande schema als volgt te worden geamendeerd.

A, B en C handhaven. Daarna volgt:

v. In de eerste plaats moet nu de neerslagverdeling tussen oppervlakte- en grondwaterafvoer gekend worden. Door oppervlakte-afvoer veroorzaakte toppen zijn gewoonlijk zo duidelijk in het algemene afvoerbeeld te herkennen, dat zij daar kwantitatief uit kunnen worden gelicht door de flauw reagerende lijn van de grondwaterafvoer vloeiend onder de top door te trekken.

De uitputtingsverlopen van een aantal markante, aldus afgezonderde toppen worden enkellogaritmisch uitgezet. Hieruit zal een goede benadering van γ resulteren.

Op grond van (4.8.3) kan de hoogte in mm. etm^{-1} van een t.g.v. een dagneerslag ontstane top worden weergegeven door: $\text{hoogte} = (1 - \epsilon) \times m' (n_s - r_s)$, waarin ϵ bekend is uit γ en m' en r_s onbekenden zijn. Met de overwegingen van 4.8 voor ogen dient men voor deze beide laatste grootheden uit de beschikbare toppen waarden af te leiden, die gelden onder goed omschreven omstandigheden wat betreft voorafgaande neerslag en verdamping (voorbeeld in 6.5).

D. Bij de p_s -berekening n_s vervangen door n'_s (zie 4.8.4). De totale in rekening te brengen effectieve neerslag bestaat uit de som van $\Sigma P(\text{OPP})_s$ en ΣP_s .

E en F handhaven.

G. Hieraan moet worden toegevoegd de opmerking dat bij de behandeling van grondwaterafvoer rekening moet worden gehouden met het feit dat ook in de voorafgaande jaren een deel van de gemeten neerslag het grondwater niet bereikt. Dit kan gebeuren door over de analyseperiode te bepalen welk deel van n_s in n'_s terecht komt en vervolgens aan te nemen dat in de voorperiode dezelfde verdeling van de neerslag gold.

Verder komen in de punten H tot en met U geen principiële veranderingen voor t.o.v. de eerder beschreven analyse. Enkele praktische wijzigingen, zoals het in de plaats treden van $a(\text{OPP})_s$ voor $a(\text{KAV})_s$ zijn vanzelfsprekend.

6.3. DE ROTTEGATSPOLDER

Het afvoergebied, een 86,6 ha grote, bemalen polder, ligt 9 km ten noordoosten van de stad Groningen. De Verslagen van de Werkcommissie voor Verdampingsonderzoek (1947 en volgende jaren) verschaffen de volgende gegevens.

Het maaiveld bevindt zich tussen 0,0 en 1,0 m -NAP. Het polderpeil is 1,53 m -NAP. Het profiel bestaat uit 5 à 8 meter vrij zware klei op fijn zand. De gemiddelde slootafstand bedraagt 60 m. Drainage komt voor in het 3 ha grote drainage-lysimeterveld. Het elektrische gemaal heeft een capaciteit overeenkomend met ca. 25 mm. etm^{-1} . Het bodembebruik vertoont het volgende beeld: 75% van de oppervlakte is bouwland, 15% bestaat uit grasland en tuingrond,

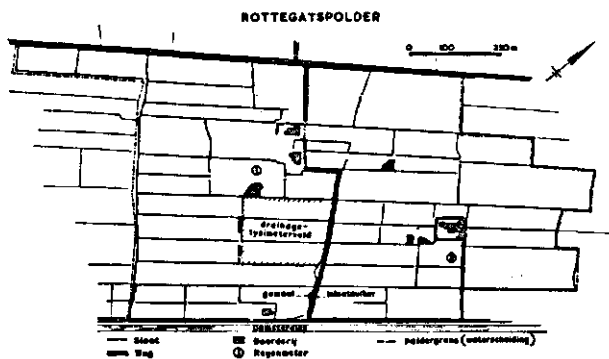


FIG. 6.3.1.
Overzichtskarta van de
Rottegatpolder (86,6 ha).

ROTTEGATSPOLDER

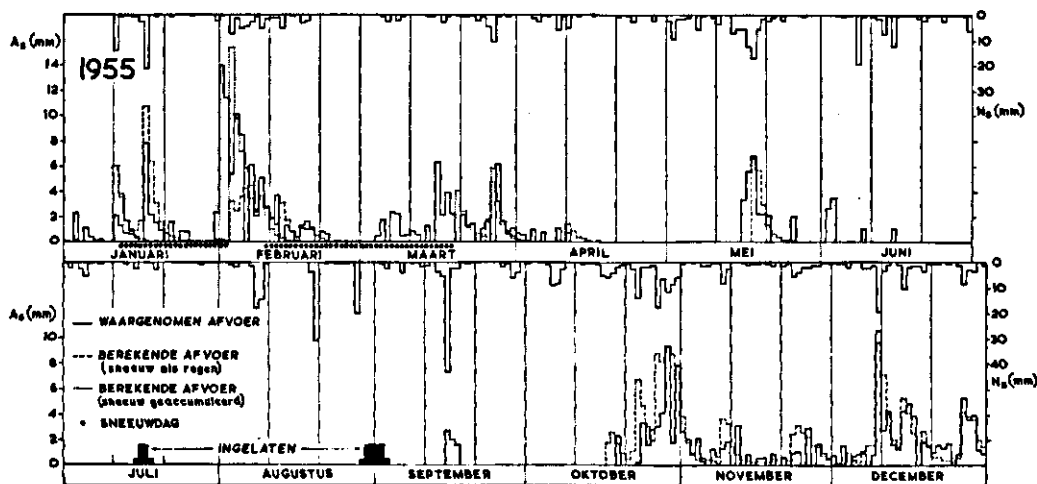


FIG. 6.3.2. Het afvoerproces van de Rottegatpolder over 1955. Tevens worden getoond: de berekende afvoer, de gemeten neerslag, de ingelaten waterhoeveelheden en de dagen waarop sneeuw werd waargenomen.

FIG. 6.3.2. Discharge of the Rottegatpolder during 1955. Shown are: observed (solid line) and computed daily amounts of discharge, measured precipitation (N_s), amounts of water let into the polder (ingelaten) and days with observed snow (asterisks).

de resterende 10% wordt ingenomen door sloten en verharde oppervlakken (wegen, erven, gebouwen). Fig. 6.3.1 geeft een overzicht van de polder.

Voor de analyse werden de jaren 1957–1960 gebruikt, voor de toetsing van de verkregen karakteristiek 1952–1956. Als voorbeeld van de waargenomen en berekende afvoerprocessen is in fig. 6.3.2 het jaar 1955 afgebeeld. Dit jaar werd gekozen omdat daarin alle verschijnselen voorkomen die het afvoerbeeld bepalen.

Analyse en reconstructie

Overeenkomstig 6.2 kan het verloop van de analyse als volgt worden samengevat.

A. De eerdergenoemde verslagen verschaffen uitgemaakte hoeveelheden in mm per bemalingstijd. Meestal werd per etmaal eenmaal gemalen. Dan is A^W , gelijk aan het aantal mm opgegeven voor de bemalingstijd van de betreffende dag. Sommige bemalingstijden overschreden de intervalgrens. Dan werden de opgegeven hoeveelheden evenredig met de tijd aan de beide etmalen toegekend. Vervolgens werd A^W vastgesteld als de som van de hoeveelheden van binnen hetzelfde etmaal vallende bemalingstijden of gedeelten daarvan.

B. Neerslag werd ontleend aan regenmeter 2 (trechter 400 cm², hoogte 0,4 m boven maaiveld) waarvan de plaats is aangegeven op fig. 6.3.1. Met opzet werd niet de ongetwijfeld betere walregenmeter 1 gekozen. Dit voorbeeld zou anders

niet vergelijkbaar zijn met andere afvoergebieden, waar immers ook slechts 'normale' regenmeters voorhanden zijn (zie verder aan het slot van deze paragraaf).

Ingelaten water, uitsluitend voorkomend in perioden met doorlopend verdampingsoverschot, werd als neerslag in rekening gebracht.

Door het K.N.M.I. verstrekte sneeuwcodecijfers van het neerslagstation Ten Boer werden gebruikt voor de begrenzing van sneeuwperioden.

c. Sommatie van A^W_s over de vier analysejaren leverde een totaal van 1298 mm.

d. De voorlopige waarde van $\Sigma P_s = 1036$ mm. Gegevens betreffende maximale verdampingsoverschotten zijn samengebracht in tab. 6.3.I. De som van de bedragen in kolom 5 van deze tabel is 240 mm. De voorlopig gecorrigeerde ΣP_s komt derhalve uit op $1036 + 240 = 1276$ mm.

TABEL 6.3.I. Overzicht van de berekende maximale verdampingsoverschotten en de voorlopige schijnbare maximale verdampingsoverschotten voor de Rottegatpolder

1	2	3	4	5	6
1957	10 juli	146	26 aug.	79	67
1958	15 juli	97	12 aug.	63	34
1959	10 okt.	174	28 dec.	57	117
1960	28 juni	93	2 aug.	41	52

kolom 1: jaar

kolom 2: datum waarop het doorlopende verdampingsoverschot volgens de berekening zijn grootste waarde bereikt

kolom 3: berekend maximaal verdampingsoverschot in mm

kolom 4: datum waarop, na de afvoerloze zomer, de afvoer weer duidelijk begint

kolom 5: waarde van het berekende verdampingsoverschot aan het begin van de etmalen bedoeld in kolom 4

kolom 6: verschil tussen de kolommen 3 en 5 zijnde de eerste schatting van het schijnbare maximale verdampingsoverschot

e. Het laatste bedrag verschilt zo weinig van ΣA^W_s (sub c), dat voorlopig gesteld kan worden: $K_s = 0$.

f. In afwijking van de algemene gang van zaken verdient het aanbeveling voor dit gebied met zijn betrekkelijk grote en constante direct afwaterende oppervlakte-aandeel (de eerder genoemde 10%), met deze vorm van afvoer te beginnen. De neerslag, voor zover vloeibaar, van dit deel van de polder kan geacht worden binnen het etmaal waarin zij valt tot afstroming te komen.

g. Derhalve geldt $A(\text{DIRECT})_s/m = P_s$.

h. Het verloop van $A(\text{DIRECT})_s$ valt in de waarnemingen niet te onderkennen. Uit de beschrijving van de polder is bekend dat $m = 0,1$, zodat $A(\text{DIRECT})_s = 0,1 P_s$.

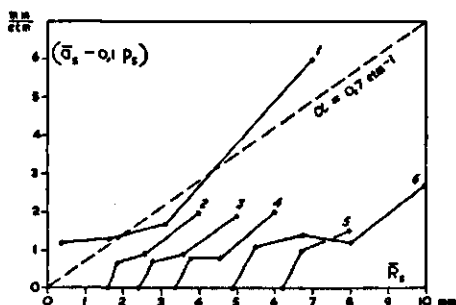


FIG. 6.3.3.

Vaststelling van de reactiefactor voor kavelafvoer in de Rottegatpolder. Datering van de krommen: 1. 7-11 jan. 1957, 2. 15-19 jan. 1957, 3. 11-15 nov. 1957, 4. 11-15 sept. 1958, 5. 27-30 mrt. 1959, 6. 9-14 nov. 1960.

i. Het waarnemingsmateriaal bevat een vrij groot aantal min of meer duidelijke uitputtingsverlopen. Schrapt men de gevallen, waarbij gedurende de uitputting neerslaghoeveelheden voorkomen die de verdamping overtreffen, en bovendien de gevallen die afvoerloze (zon)dagen bevatten, dan houdt men een zestal korte perioden over, waarvan de data bij fig. 6.3.3 zijn vermeld.

Wederom in afwijking van de gebruikelijke werkwijze wordt niet de enkel-logarithmische methode van fig. 4.4.4 toegepast maar de methode van fig. 4.4.3 omdat vrijwel alle, toch al korte staartverlopen in dit geval op $A_s = 0$ uitlopen.

De punten in fig. 6.3.3 gelden voor de middens van de intervallen. Uitgezette waarden zijn: $\bar{R}_s$ als gemiddelde van R_{s-1}^W en R_s^W en voorts $(\bar{a}_s - 0,1 p_s)$ zijnde A_s^W , uitgedrukt in mm.etm^{-1} , verminderd met $A(\text{DIRECT})_s$, welke laatste waarde overigens, door het ontbreken van effectieve neerslag in de zes perioden, steeds gelijk aan nul is. De waarden van R^W_0 , aan het begin van elke periode, werden willekeurig gekozen.

De lijnen verlopen onregelmatig. Menselijke invloed zal hieraan niet vreemd zijn. Als algemene richting is gekozen die welke overeenkomt met $\alpha = 0,7 \text{ etm}^{-1}$. Uit het verloop van de krommen in fig. 6.3.3 is het niet mogelijk te besluiten tot het al of niet geremd zijn van deze kavelafvoer (verg. 4.7). Op grond van de aard van het gebied met zijn grote beschikbare bemalingscapaciteit wordt echter aangenomen dat hier volledig ontwikkelde kavelafvoer optreedt. Helaas ontbreken dagelijks waargenomen slootwaterstanden, zodat niet kan worden nagegaan of deze inderdaad (nagenoeg) constant zijn.

j. De a^*_0 -berekening voor 1-I-1957 vond plaats door half december 1956 met dagberekening te beginnen (verg. fig. 4.6.3). Berekeningsfactoren zijn volgens tab. 4.3.I: inbrengfactor $(8/\pi^2)(1 - \varepsilon) = 0,4$, verloopfactor $\varepsilon = 0,5$ en aanvullingsfactor voor R is $v_\alpha = 0,01$.

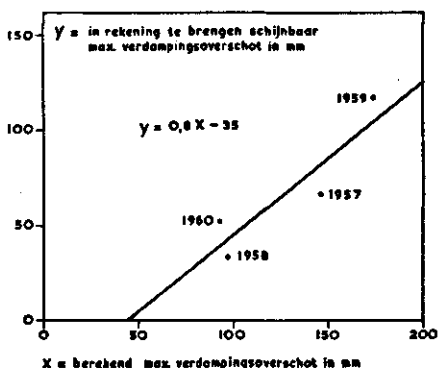
Verwerking van p_s met deze factoren overeenkomstig tab. 4.3.II levert de waarden $R(\text{KAV})_s/(1 - m)$, die volgens (4.1.1) worden omgezet in $A(\text{KAV})_s/(1 - m)$.

k. Vermenigvuldiging met $(1 - m) = 0,9$ leidt tot $A(\text{KAV})_s$.

l. Aangezien de kavelafvoerberekening opleverde: $R_{31-\text{XII}-1956} = 0,9 \text{ mm}$ en $R_{31-\text{XII}-1960} = 1,7 \text{ mm}$, waren er geen termen aanwezig de conclusie sub E: $K_s = 0$, te herzien.

FIG. 6.3.4.

Reductielijn voor maximale doorlopende verdampingsoverschotten voor de Rottegatspolder, gebaseerd op de waarden van tab. 6.3.I.



M. Dagelijkse sommatie van $A(KAV)_s$ gevonden sub K en $A(DIRECT)_s$ gevonden sub H levert $A^B_s = P_s - 0,9 (R_s - R_{s-1})$. Bij wijze van voorbeeld zijn in fig. 6.3.2 de resultaten van deze berekening voor het toetsingsjaar 1955 opgenomen. Voor sneeuwperiodes zijn twee berekende lijnen getekend overeenkomstig de beide werkwijzen beschreven aan het einde van 5.5.

N. Vergelijking van berekend met waargenomen afvoerloop gaf geen reden de data vermeld in tab. 6.3.I te wijzigen. De waarden van de kolommen 3 en 6 zijn tegen elkaar uitgezet in fig. 6.3.4. De rechte werd op het oog tussen de punten gelegd. Bij de reconstructieberekeningen geldt dit verband voor de reductie van berekende doorlopende verdampingsoverschotten.

O. Er bestond geen reden parameters te wijzigen.

P. Kwelafvoer ontbreekt.

Q. Het verdampingsoverschot in 1956 beïnvloedt a^*_0 niet.

R. Volgens de vergelijking van de rechte in fig. 6.3.4 dient elke voorlopige jaar-som van P_s te worden verhoogd met $(0,2x + 35)$. Vult men voor x in de som van de waarden van kolom 3 van tab. 6.3.I ten bedrage van 510 mm dan wordt de totale verhoging voor de vier analysejaren 242 mm. Sub D werd geschat 240 mm. De conclusie $K_s = 0$ blijft derhalve van kracht.

S. Sub O, P, Q en R treden geen wijzigingen op. De sub M bereikte oplossing is definitief.

Beoordeling van het resultaat

T. Vergelijking van berekeningsuitkomsten met waarnemingen wekt geen verwachtingen ten aanzien van de mogelijkheid van verbetering door de keuze van andere parameters, zoals eerder werd vermeld. In fig. 6.3.5 worden voor de analysejaren de overschrijdingsfrequenties vergeleken van waargenomen en berekende afvoeren. Bijgeschreven zijn de totale afvoersommen, waargenomen en berekend, voor de vier gelijk genummerde kwartalen en voor de vier winter-

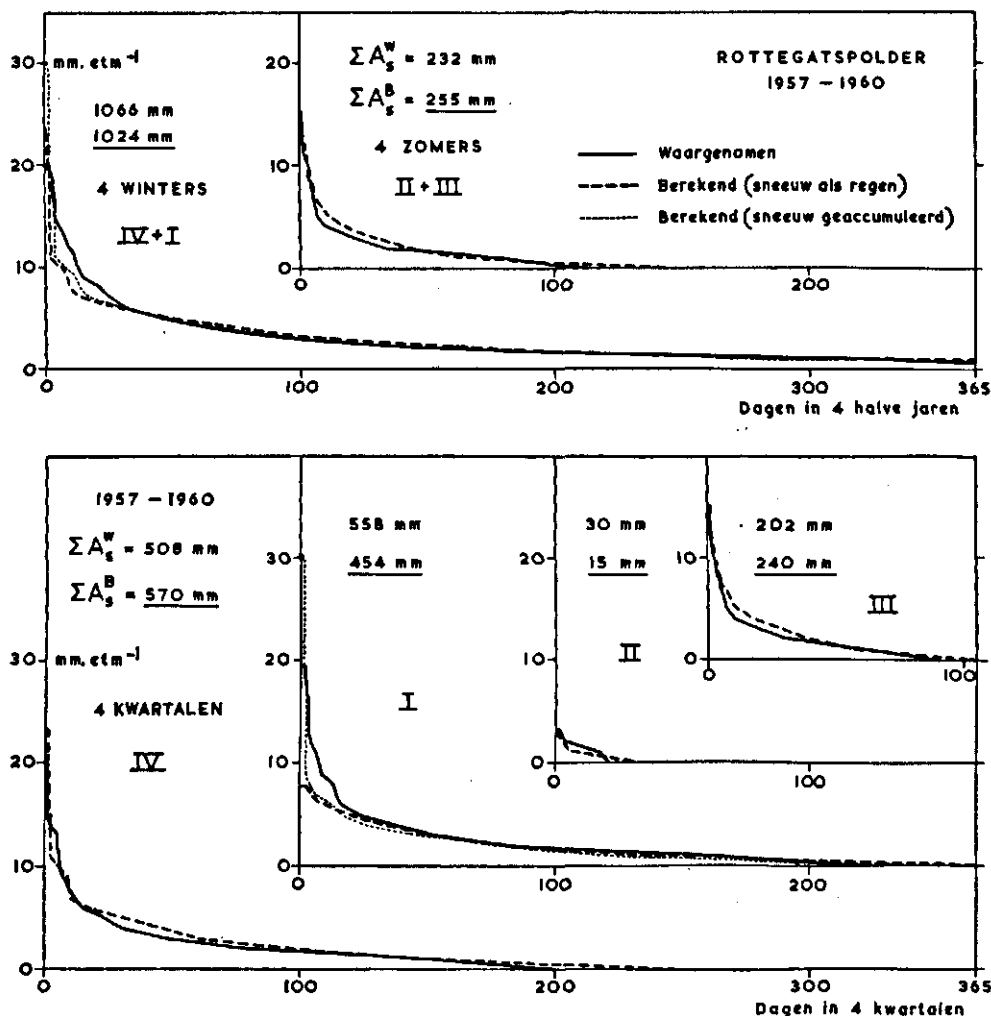


FIG. 6.3.5. Onderlinge vergelijking van de overschrijdingsfrequenties van waargenomen en berekende dagafvoeren van de Rottegataspolder voor de analysejaren.

FIG. 6.3.5. Comparison of cumulative frequencies of observed (solid line) and computed daily discharges of the Rottegataspolder for the years of analysis.

en zomerhalfjaren. De volgende afwijkingen van betekenis worden geconstateerd:

1. Er zijn in alle seizoenen meer dagen met $A_s^W = 0$ dan met $A_s^B = 0$. De oorzaak moet vooral worden gezocht in het op enkele dagen concentreren van de bemaling gedurende de staartverlopen. Ook de afvoerloze zondagen dragen hieraan bij.
2. In de winters, met name in de eerste kwartalen, worden hoge afvoeren te laag berekend t.o.v. de waarnemingen. Als oorzaak kan hier in de eerste plaats worden gewezen op meettekorten van de gebruikte regenmeter, die in de eerste

kwartalen en dan nog in het bijzonder in sneeuwperiodes het grootst plegen te zijn (DE ZEEUW, 1963). Ten tweede kan gedacht worden aan een bemalings-regiem waarbij, meer dan in andere jaargetijden, geanticieerd wordt op verwachte neerslagen.

Een zeker niet onbelangrijke rol speelt in de derde plaats de in de eerste maanden van het kalenderjaar optredende dehydratie van de klei. Gedurende deze periode komt in dit afvoergebied een deel van het verdampingswater voort uit de vaste fase van het profiel. In de berekening echter wordt de gehele verdamping ten laste van de gemeten neerslag gebracht. Na een aantal regenloze dagen vallen dan de eerstvolgende berekende afvoeren te laag uit. Bij de later volgende

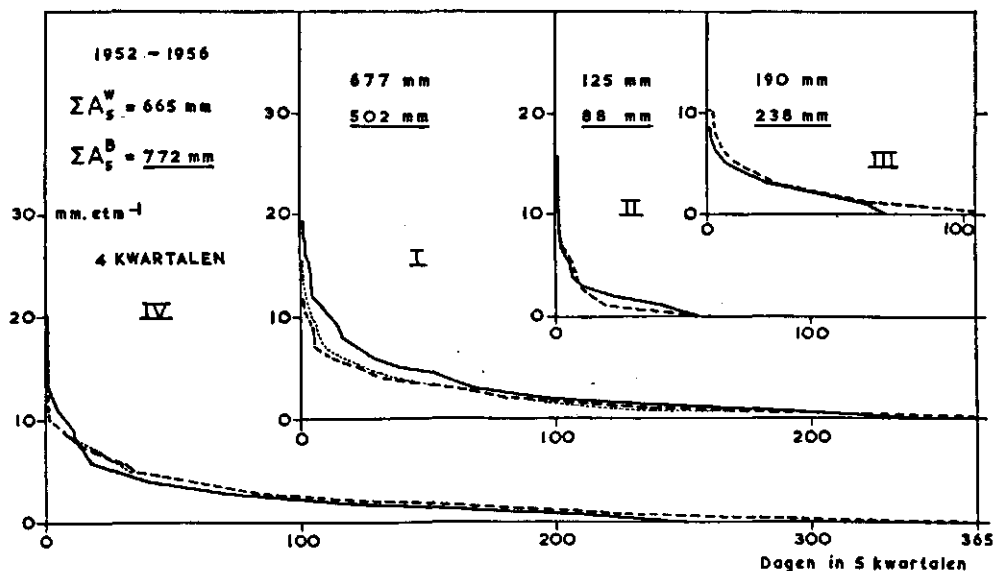
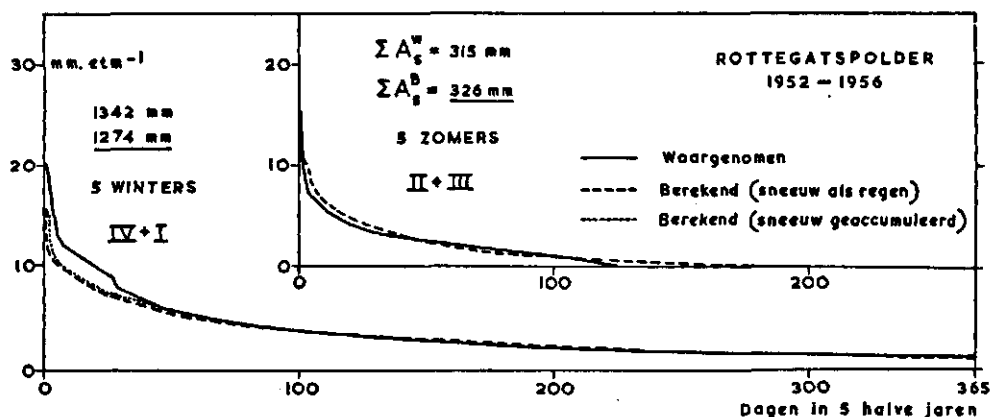


FIG. 6.3.6. Als fig. 6.3.5, echter voor de toetsingsjaren.

FIG. 6.3.6. Same as fig. 6.3.5 but for the testing years.

bespreking van tab. 6.3.III zal aan het verschijnsel van dehydratie en rehydratie nadere aandacht worden besteed.

3. Het verloop van ΣA^B_s door de seizoenen is anders dan dat van ΣA^W_s . In de eerste en tweede kwartalen valt eerstgenoemde te klein uit, in de derde en vierde kwartalen te groot. Ook dit blijkt een gevolg te zijn van de variaties in hydratietoestand van de klei (tab. 6.3.II en tab. 6.3.III).

De karakteristiek

U. De karakteristiek voor de Rottegatpolder (86,6 ha) luidt

$$A^B_s = P_s - 0,9 (R_s - R_{s-1}) \left[\begin{matrix} \alpha = 0,7 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1 \text{ etm} \end{matrix} \right]$$

of in woorden: de berekende dagafvoer ontstaat door vermindering van de effectieve dagneerslag met het dagelijkse bergingsverschil in het gedeelte van de polder (negen tienden van de oppervlakte) waar het regenwater zich bij het grondwater voegt. Dit bergingsverschil wordt verkregen door toepassing van volledig ontwikkelde kavelafvoer met $\alpha = 0,7 \text{ etm}^{-1}$ en het etmaal als interval. Dagneerslagen worden ontleend aan regenmeter 2, verdampingscijfers aan tab. 5.4.I en reducties van doorlopende verdampingsoverschotten worden vastgesteld volgens fig. 6.3.4.

De analyse is hiermee voltooid. In de Verslagen van de Werkcommissie voor Verdampingsonderzoek voorkomende gegevens bieden de mogelijkheid de verkregen karakteristiek te toetsen. De gebruikte regenmeter 2 werd op 24-IV-1952 verplaatst. Voordien bedroeg het meettekort in de jaarsom voor deze regenmeter t.o.v. de walregenmeter gemiddeld 12%, na de verplaatsing 8,4%. Desondanks is de toetsingsberekening met 1-I-1952 begonnen, zodat vijf volle jaren (1952-1956) ter beschikking staan.

Het resultaat van de toetsingsberekening wordt in fig. 6.3.6 met de waargenomen afvoeren vergeleken. De overeenkomst met fig. 6.3.5 is treffend. Het commentaar bij laatstgenoemde figuur past ook hier.

Invloed van de hydratietoestand

Nadere aandacht verdient nog de kwestie van het afwijkende verloop door de seizoenen van de berekende afvoersom (bijgeschreven waarden in fig. 6.3.5 en fig. 6.3.6). Een overzicht van de verschillen wordt gegeven in tab. 6.3.II. De tekorten in de berekende waarden voor de eerste halve jaren zijn groter dan de overschotten voor de tweede halve jaren. Het verschil $100 - 119 = -19 \text{ mm}$ vindt men in het analyseverslag terug sub E, L en R.

Tab. 6.3.II leert dat schijnbaar 30 à 40 mm gemiddeld per jaar van de in het tweede halfjaar gevallen neerslag naar het eerste halfjaar overgaan. Moeilijk kan worden aangenomen dat de verklaring in de verdamping zou liggen. Dat zou immers betekenen dat de verhouding van de verdampingssommen van eerste en tweede halfjaar, 235/246 volgens tab. 5.4.I, aanzienlijk kleiner zou moeten zijn.

Ook kan de open waterberging niet de oorzaak zijn. Dit bergingsverschil bedraagt ter hoogte van het polderpeil slechts 1,5 mm per 5 cm peilverschil. Het grondwaterreservoir is eveneens als oorzaak uitgesloten. Variaties hierin wor-

TABEL 6.3.II. Verschillen tussen totale berekende en waargenomen afvoeren in het eerste en tweede halfjaar voor de vijf toetsingsjaren, de vier analysejaren en de negen jaren tezamen voor de Rottegatpolder.

		1952-1956	1957-1960	1952-1960
eerste halfjaar	ΣAB_s	590 mm	469 mm	1059 mm
	ΣAW_s	802	588	1390
	verschil	-212	-119	-331
	gem. verschil per halfjaar	- 42	- 30	- 37
tweede halfjaar	ΣAB_s	1010 mm	810 mm	1820 mm
	ΣAW_s	855	710	1565
	verschil	+155	+100	+255
	gem. verschil per halfjaar	+ 31	+ 25	+ 28

den verantwoord door de kavelafvoerberekening. Als mogelijke bron van de verschillen blijft dan het bodemvochtreservoir over.

MAKKINK en VAN HEEMST (1965) bestudeerden het gedrag hiervan in de Rottegatpolder. Zij vonden aan de hand van vochtbemonsteringen dat het profiel op de begindatum van de herfstafvoer nog niet zijn maximale veldcapaciteit heeft bereikt. De vaste fase, betrekkelijk zware klei, is dan nog slechts gedeeltelijk gerehydrateerd. Zij vonden tevens dat de rehydratie in grote trekken lineair met de tijd verloopt.

In de meeste winters wordt de maximale veldcapaciteit zelfs in het geheel niet bereikt omdat het rehydratieproces voortijdig wordt afgebroken. Toenemende verdamping in de eerste maanden van het kalenderjaar doet de gemiddelde zakwaterstroom en daarmee de gemiddelde vulling van het profiel afnemen. Hernieuwde uitdroging of dehydratie van de klei begint lang voordat de afvoerloze zomerperiode intreedt.

Dit hydratiemechanisme is niet in het rekenmodel opgenomen. De berekende najaarsafvoer valt daarom te groot uit. Het rehydratiewater verschijnt ten onrechte als afvoer in het berekeningsresultaat. In het voorjaar daarentegen wordt te weinig afvoer berekend omdat in de berekening de verdamping geheel ten laste van de zakwaterstroom wordt gebracht, terwijl ook de uitdroging van de klei verdampingswater levert.

MAKKINK en VAN HEEMST berekenden voor elk van de jaren 1952-1960 de waarde van de profielrehydratiesnelheid, S_D in mm.etm^{-1} , de constante die de rehydratiesnelheid van het met zakwater gevulde profiel weergeeft. Neemt men aan dat het profiel tot 1 januari in het algemeen gevuld blijft, dan geeft het product van S_D en het aantal dagen tussen begin herfstafvoer en 1 januari het aantal mm dat in het betreffende najaar als rehydratiewater aan de afvoer wordt onthouden. Tab. 6.3.III toont deze vermenigvuldigingen.

De auteurs vermelden dat, t.g.v. optredende variaties in de vulling van het profiel, de opgegeven S_D -waarden niet veel meer dan schattingen zijn. Getallen die als zeer twijfelachtig zijn aan te merken, voorzagen zij van vraagtekens. Men mag dus aan de afzonderlijke jaarlijkse rehydratiehoeveelheden niet te veel waarde hechten.

TABEL 6.3.III. Berekening van rehydratiehoeveelheden, vastgelegd in het profiel van de Rotte-
gatspolder gedurende de tijdvakken van de begindatum van de herfstafvoer tot
1 jan. daaraanvolgend. De waarden van S_D , de profielrehydratiesnelheden,
zijn ontleend aan tabel 1 van MAKINK en VAN HEEMST (1965).

jaar	begindatum herfstafvoer	dagen tot 1 jan.	S_D mm. etm ⁻¹	rehydratiehoeveelheid mm
1952	21 aug.	133	0,42?	56
1953	25 aug.	129	0,19	25
1954	28 juli	157	0,31	49
1955	19 okt.	74	0,45	33
1956	24 aug.	130	0,20	26
gemiddeld 1952-1956				38
verschil/halfjaar volgens tabel 6.3.II				31 à 42
1957	26 aug.	128	0,27?	35
1958	12 aug.	142	0,31	44
1959	28 dec.	4	0,47	2
1960	2 aug.	152	0,32	49
gemiddeld 1957-1960				32
verschil/halfjaar volgens tabel 6.3.II				25 à 30

Ondanks dit voorbehoud mag de overeenstemming tussen de in tab. 6.3.III gevonden gemiddelde rehydratiehoeveelheden en de gemiddelde verschillen van tab. 6.3.II als een duidelijke aanwijzing gelden dat het hydratieverloop van de klei verantwoordelijk is voor het van de waarnemingen afwijkende verloop van de berekende afvoersommen in fig. 6.3.5 en fig. 6.3.6.

De keuze van de regenmeter

Als meest opvallende uitkomst van deze analyse en reconstructie van het afvoerverloop van de Rottegatspolder kan worden aangemerkt de gebleken doeltreffendheid van de combinatie van verdampingscijfers volgens ELINK STERK (gedifferentieerd volgens tab. 5.4.I en onder toepassing van een aan het waargenomen afvoerverloop ontleende correctie voor het doorlopend verdampingsoverschot) met de met een normale regenmeter gemeten neerslag. Sub E werd geconstateerd (sub L en R werd dit bevestigd) dat in de berekening geen kwel of inzijging optreedt, hetgeen overeenstemt met de werkelijke toestand in de polder. De keuze van deze polder als onderzoeksgebied berust immers op het met behulp van diepe en ondiepe stijgbuizen vastgestelde ontbreken van kwel of inzijging.

Opgemerkt moet worden dat gebruik van de, op zichzelf nauwkeuriger, gemeten neerslag van de walregenmeter in combinatie met verdamping volgens tab. 5.4.I zou doen besluiten tot een aanzienlijke inzijging, in de berekening dag voor dag te verdisconteren als een negatieve K_s . Een bevredigende reconstructie zou dan onmogelijk worden.

In combinatie met de walregenmeter zou men de uit de waterbalans van de Rottegatspolder afgeleide verdampingswaarden moeten toepassen om te komen tot $K_s = 0$. Deze verdampingswaarden zijn echter niet gedifferentieerd bekend. In het algemeen zijn slechts gemiddelde waarden voor perioden van drie maanden

den beschikbaar. Ware het mogelijk deze verdampingscijfers op betrouwbare wijze naar dagen te differentiëren dan zou uit combinatie met walregenmetergegevens ongetwijfeld een uitstekend, hoewel weinig interessant reconstructieresultaat ontstaan. Dit zou immers neerkomen op omkering van de voor de verdampingsbepaling gehanteerde waterbalans. De karakteristiek, sub U vermeld, zou van kracht blijven omdat deze geheel op waargenomen afvoeren en eigenschappen van het gebied berust.

De discrepanties voortkomend uit de variaties in hydratietoestand van de klei zouden blijven bestaan, evenals die welke te wijten zijn aan menselijke invloed op het bemalingsregiem. Slechts de afwijkingen die voortkomen uit de wisselende mate van tekortschieten (afhankelijk van de windinvloed) van de normale regenmeter zouden grotendeels verdwijnen.

Eerder (sub B) werd erop gewezen dat een combinatie van deze verdampingsgegevens met walregenmetercijfers geen uitsluitsel zou geven over de vraag naar de algemene toepasbaarheid van de in deze studie ontwikkelde werkwijze.

6.4. DE KLEINE DOMMEL

Het bovenstroomse gedeelte ter grootte van 19100 ha van het stroomgebied van deze rivier werd aan een analyse onderworpen. Het meetpunt (Strabrechtse brug) bevindt zich te Heeze waar de Kleine Dommel ontstaat uit de samenvloeiing van Grote Aa en Sterkselse Aa.

Fig. 6.4.1 toont het gebied dat volgens de Bodemkaart van Nederland (1961) geheel bestaat uit lage, middelhoge en hoge, zwak tot sterk lemige, fijne zanden. In de beekdalen komt enig veen voor. Enkele complexen van de middelhoge en hoge zandgronden zijn ontwikkeld als oude bouwlanden. De topografische kaart wijst de volgende verdeling van het bodemgebruik uit: 37% grasland, 32% bouwland, 22% bos en 9% heide.

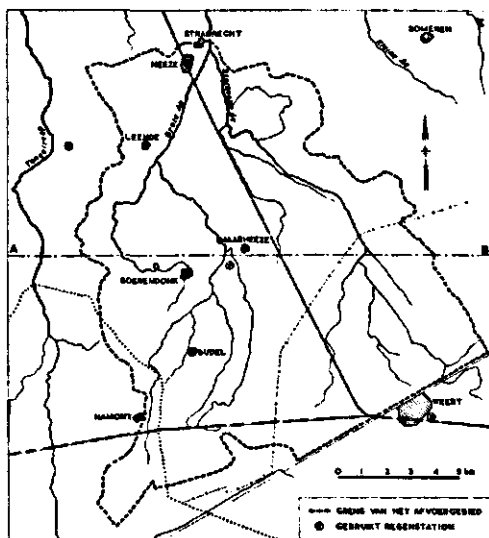


FIG. 6.4.1.
Overzichtskarta van het bovenstroomse
deel van het stroomgebied van de Klei-
ne Dommel (19100 ha).

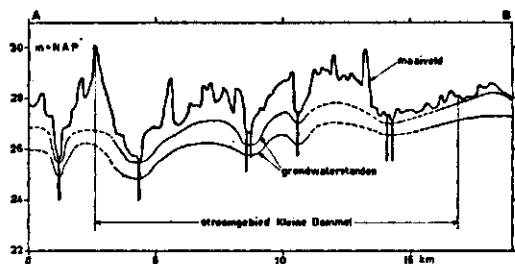


FIG. 6.4.2.

Doorsnede volgens raai A-B van het in fig. 6.4.1 afgebeelde gebied. Het verloop van de maaiveldshoogte werd ontleend aan de hoogtekkaart van Nederland (1:10000). Winter- en zomergrondwaterstanden werden onder het maaiveld geschetst aan de hand van de C.O.L.N.-kaarten. Deze lijnen zijn als streeplijnen getekend waar C.O.L.N.-waarnemingen ontbreken.

Aan ZONNEVELD (1947) en DE RIDDER (1962) kan het volgende beeld van de opbouw van de diepere ondergrond worden ontleend. Tot 20 m beneden maaiveld treft men matig tot redelijk doorlatend zanddiluvium aan, vervolgens tot 50 m -NAP (in de zuidwestelijke hoek van het gebied, ten zuiden van de storing van Beegden, tot 10 à 20 m -NAP) het goed doorlatende grinddiluvium. Dit laatste rust op de gewoonlijk fijnzandige en kleiige afzettingen van de formatie van Kedichem, die aan het einde van deze paragraaf nogmaals ter sprake komt. De slecht doorlatende lagen van het mariene Mioceen worden in dit in de Roerdalslenk gelegen gebied eerste op 300 à 400 m -NAP aangetroffen.

Het gebied helt over een afstand van 17 km van 35 m +NAP bij Weert tot 20 m +NAP bij het meetpunt. Dwars op de stroomrichting zijn de hoogteverschillen niet groot. Fig. 6.4.2 geeft hiervan een indruk. De hoge gronden verheffen zich hoogstens een paar meter boven de dalbodems.

Voor oppervlaktewater is het gebied niet geheel waterdicht. De Beschrijving bij de Waterstaatskaart (1946) leert dat bij Hamont vooral 's winters vrij geregeld sterk wisselende hoeveelheden water van Belgische bevoelingsen het gebied kunnen binnenkomen. Ten zuiden van Budel bestaat de mogelijkheid enig water uit het gebied af te laten. Voorts kan bij hoge waterstanden een deel van het water van 1000 ha in de zuidoostelijke hoek van het gebied afstromen naar de Aa.

Ongetwijfeld beïnvloedt een en ander het gemeten afvoerverloop. Voor de analyse is het niet storend gebleken. In welke mate de gevonden parameters hierdoor beïnvloed zijn, valt niet na te gaan.

Analyse en reconstructie

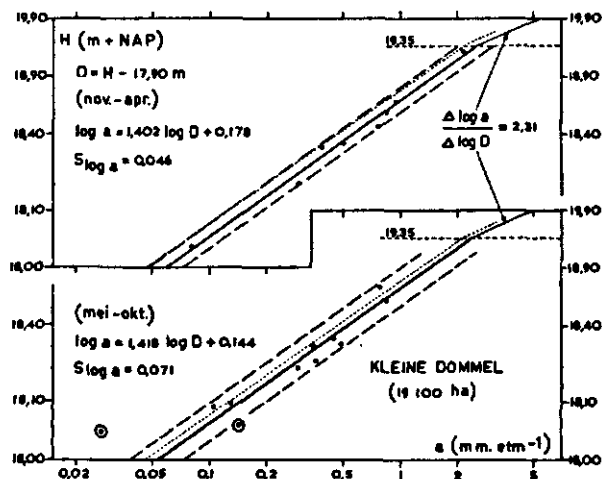
Een verslag van een analyse van hetzelfde gebied komt voor als bijlage 8 in het Interimrapport van de Werkgroep Afvloeiingsfactoren (1964). Daar werd geconstateerd dat de ijk-kromme voor de waterhoogten bij het meetpunt herziening behoeft. Deze herziening werd bij de hieronder beschreven analyse aangebracht (zie sub A). Het bleek nu tevens mogelijk door invoering van een derde reactiefactor een betere interpretatie van het verloop van de zomer-afvoeren te verkrijgen. Naar de eerder beschreven analyse wordt verder niet verwezen.

De analyse verloopt wederom volgens de punten van 6.2.

A. Peilschaalregistratie en uitkomsten van debietmetingen werden ter beschikking gesteld door de Dienst voor de Waterhuishouding van Rijkswaterstaat. Het meetpunt maakt deel uit van het landelijke net van afvoermetingen van deze

FIG. 6.4.3.

Ijkkrommen voor winter en zomer van peilschaal 31 te Strabrecht, geldig voor de jaren 1956–1962. De spreidingsgebieden begrensd door de streeplijnen hebben breedten overeenkomend met $4S_{\log a}$. De stippellijnen stellen de oorspronkelijke ijk-kromme voor (zie tekst).



dienst. Het verloop van de waterhoogten bij het meetpunt was beschikbaar van 10-XI-1956 tot 1-XI-1961.

De bestaande ijk-kromme, in fig. 6.4.3 door stippellijnen aangegeven, was grotendeels gebaseerd op metingen van 1951 en eerder. Nadat was gebleken dat later uitgevoerde metingen slecht bij deze lijnen aansloten, werd van de technische dienst van het Waterschap van de Dommel vernomen dat in het begin van de jaren vijftig een beneden het meetpunt gelegen gedeelte van de Kleine Dommel werd verruimd.

Nieuwe ijk-krommen konden worden gebaseerd op 8 wintermetingen (november–april) en 11 zomermetingen (mei–oktober) uit de jaren 1955–1962. Fig. 6.4.3 toont de resultaten van de beide vereffeningen. Overeenkomstig de door Rijkswaterstaat verschaftte ijk-kromme werd gevonden dat de afvoer bij een waterhoogte van 17,90 m + NAP gelijk aan nul gesteld moet worden. Dit stemt overeen met het dwarsprofiel van fig. 6.4.4.a. Bij de bewerking van de zomer-

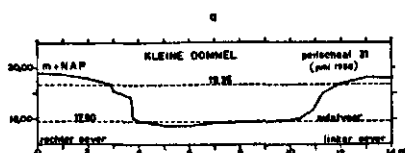


FIG. 6.4.4.

De situatie bij het meetpunt (peilschaal 31) in de Kleine Dommel. a. Dwarsprofiel. Tussen 17,90 en 19,35 m + NAP wordt lineaire extrapolatie van de ijk-krommen in fig. 6.4.3 toelaatbaar geacht. b. De peilschaal bij een waterstand van 18,06 m + NAP op 19-VI-1960. De geringe begroeiing van de bodem vertoont zich als lange, donkere vlekken in het water.



metingen moesten 2 punten, de omcirkelde, beide uit de zomer van 1959, buiten beschouwing blijven om te voorkomen dat een onwaarschijnlijk verband zou worden gevonden.

De verkregen regressielijnen voor zomer en winter lopen vrijwel evenwijdig. Zomerafvoeren zijn bij dezelfde waterhoogten ca. 0,9 maal zo groot als winterafvoeren. Dit kleine verschil lijkt in overeenstemming met de geringe mate van begroeiing van het dwarsprofiel, waarvan fig. 6.4.4.b een indruk geeft. Herinnerd zij in dit verband aan fig. 5.2.1.

Gezien de vorm van het dwarsprofiel is rechte lijnige extrapolatie van de ijk-kromme boven 19,35 m + NAP niet verantwoord. De door Rijkswaterstaat gekozen helling ($\Delta \log a = 2,31 \Delta \log D$) voor het hoger gelegen deel van de oorspronkelijke ijk-kromme werd voor de nieuwe lijnen overgenomen. Dit flauwer hellende gedeelte wordt niet door metingen gesteund. Afvoeren $> 2,5 \text{ mm. etm}^{-1}$ zijn derhalve minder goed gefundeerd.

De beschikbare waterhoogten werden met behulp van de vol getrokken lijnen van fig. 6.4.3 tot een afvoerterloop omgerekend. Afgezien van enkele korte onderbrekingen door defecten aan de apparatuur, vertoont de afvoerterlooppijn geen merkbare onvolkomenheden (verg. 5.2). De eerstvolgende stuw, te Geldrop 4 km benedenstrooms van het meetpunt, werd volgens opgave van het Waterschap niet meer gebruikt.

Een deel van het afvoerterloop van de Kleine Dommel werd getoond in fig. 1.1. Een meer gedetailleerd beeld geeft fig. 6.4.8. Het doorgaans rustige verloop in de zomer doet besluiten tot de afwezigheid van oppervlakte-afvoer van enige betekenis. De jaren 1957-1960 werden voor de analyse gekozen.

B. Het dagelijkse gemiddelde van de te Leende, Maarheeze en Weert (zie fig. 6.4.1) gemeten neerslagen werd toegepast. Het K.N.M.I. verstrekke een opgave van de dagen waarop tijdens het aftappen van de regenmeters sneeuw werd geconstateerd. Verdamping werd zoals gebruikelijk ontleend aan tab. 5.4.I.

C. Over de 4 analysejaren werd ΣA^W , vastgesteld op 865 mm.

D. Over hetzelfde tijdvak bedraagt de voorlopige ΣP , 917 mm.

De aanwijzing van de begintdata van de herfstafvoer is in dit geval minder zeker dan bij het histogram van de Rottegataspolder. De getallen in de kolommen 5 en 6 van tab. 6.4.I en de lijnen in fig. 6.4.5 moeten als voorlopig worden beschouwd. Vergelijking van de waarnemingen met een berekend afvoerterloop moet leren of de data van kolom 4 van de tabel gehandhaafd kunnen worden. Zie verder sub N.

Vooraf het eerste, langzame begin van de toename van de herfstafvoer is onduidelijk. Gezien deze vaagheid en gezien de onwaarschijnlijkheid van het door de kruisjes in fig. 6.4.5 gesuggereerde negatieve verband, werd voor kwelafvoer de lijn $y = 25 \text{ mm}$ aanvaard. Voor dit afvoertype geeft kolom 3 van tab. 6.4.I dan een totale verdampingsreductie van $660 - 4 \times 25 = 560 \text{ mm}$, voor kavelafvoer geeft kolom 5 in totaal 379 mm.

Aangezien de oppervlakteverdeling tussen beide veronderstelde afvoertypen

TABEL 6.4.I. Overzicht van de berekende maximale verdampingsoverschotten en de voorlopige schijnbare maximale verdampingsoverschotten voor de Kleine Dommel.

1	2	3	4	5	6
kwelafvoer					
1957	8 aug.	150	ca. 15 aug.	124	26
1958	11 aug.	96	onduidelijk	?	?
1959	19 okt.	294	22 okt.	280	14
1960	8 juli	120	ca. 10 juli	90	30
kavelafvoer					
1957	8 aug.	150	12 sept.	85	65
1958	11 aug.	96	ca. 30 sept.	55	41
1959	19 okt.	294	25 jan.	168	136
1960	8 juli	120	30 aug.	71	49

kolom 1: jaar

kolom 2: datum waarop het doorlopende verdampingsoverschot volgens de berekening zijn grootste waarde bereikt

kolom 3: berekend maximaal verdampingsoverschot in mm

kolom 4: datum waarop de herfstafvoer weer lijkt te gaan toenemen

kolom 5: waarde van het berekende verdampingsoverschot aan het begin van de dagen bedoeld in kolom 4

kolom 6: verschil tussen de kolommen 3 en 5 zijnde de voorlopige waarde van het schijnbare maximale verdampingsoverschot

nog niet bekend is, moet deze geschat worden. Bij een verdeling half om half als eerste benadering wordt de voorlopig gecorrigeerde ΣP_s $917 + (560 + 379)/2 = 1387$ mm.

E. De uitkomsten sub c en d leiden tot $\Sigma K_s = 865 - 1387 + \Delta R = -522 + \Delta R$ mm. De dagelijkse waarde wordt $k_s = -0,36 + \Delta R/1461$ mm.etm⁻¹. Zolang de reactiefactoren niet bekend zijn, is ΔR niet kwantitatief te benaderen. De waargenomen afvoer is eind 1960 groter dan begin 1957. Derhalve moet ΔR positief zijn. Daarom wordt voorlopig besloten tot $k_s = -0,30$ mm. etm⁻¹ (zie verder sub l).

F. Fig. 6.4.6 illustreert de vaststelling van β . Voor elk van de 4 jaren vormt de onderste getrokken lijn het uitgangspunt. Deze krommen zijn de verbindingslijnen van de laagste punten van de waargenomen afvoer gedurende de perioden

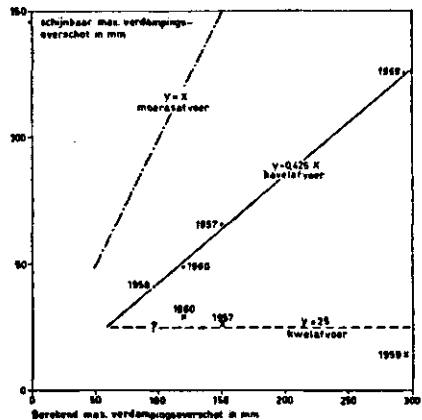


FIG. 6.4.5.

Reductielijnen voor maximale doorlopende verdampingsoverschotten voor de Kleine Dommel, gebaseerd op de waarden van tab. 6.4.I. De lijn $y = x$ komt sub n ter sprake en wordt daar voor moerasafvoer aanvaard.

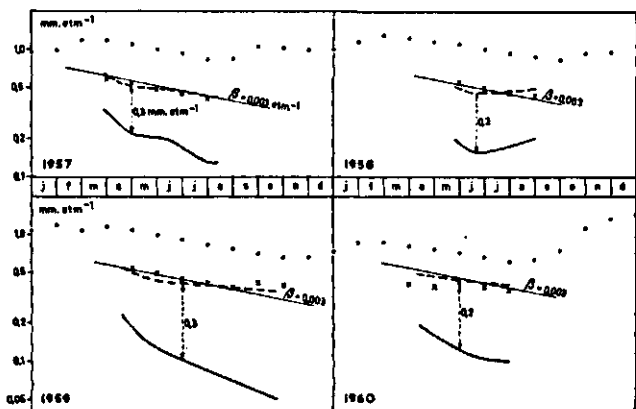


FIG. 6.4.6.
Vaststelling van de reactiefactor voor kwelafvoer in de Kleine Dommel. Voor verklaring zie men de tekst sub F, G en H.

met doorlopend verdampingsoverschot. De streeplijnen liggen $0,3 \text{ mm. etm}^{-1}$ hoger bij wijze van correctie voor k_s . Nu moet een rechte gevonden worden die voor elk van de 4 jaren de streeplijn zo goed mogelijk dekt. Gekozen werd de lijn overeenkomend met $\beta = 0,003 \text{ etm}^{-1}$.

G. Voor 1-1-1957 werd $a(\text{KWE})_0/m$ berekend over 14 kwartalen (fig. 4.6.3) met verdampingscorrecties volgens fig. 6.4.5 ($\gamma = 25$). Vervolgens werd voor de 4 jaren $a(\text{KWE})_s/m$ berekend. In fig. 6.4.6 vindt men de berekende waarden terug in de reeksen punten die deze waarden voor de einden van de maanden voorstellen.

H. Door toepassing van $m = 0,5$ op berekende waarden $> 0,75 \text{ mm. etm}^{-1}$ en van $m = 0,6$ voor kleinere waarden worden de kruisjes verkregen die een gemiddeld redelijke aansluiting bij de streeplijnen vertonen. Ook deze m -waarden zijn voorlopig (zie verder sub K).

I. Neerslagloze perioden na afvoertoppen van enige betekenis zijn in de waarnemingen nauwelijks te vinden. Beschikbaar bleken 5 perioden gedurende welke de effectieve neerslag over een aantal dagen nul was en waarin geen sneeuw voorkwam. Fig. 6.4.7 toont deze perioden. Driemaaldaagse waarnemingen van de opgetreden afvoer werden ontleend aan de registratiestroken van de peilschaal. Zij werden verminderd met $m \times a(\text{KWE})_s/m$ en vermeerderd met $0,30 \text{ mm. etm}^{-1}$ voor k_s . De waarden tussen welke de aldus samengestelde aftrekpost zich beweegt, zijn voor elke periode in de tekening vermeld. Aldus ontstonden de bovenste puntenreeksen.

De laagste gedeelten van de 5 uitputtingsverlopen blijken alle te voldoen aan een reactiefactor van $0,07 \text{ etm}^{-1}$ die overeenkomstig 4.7 ω zal worden genoemd. Volgens de werkwijze van fig. 2.1 blijkt dan in de hogere delen nog een reactiefactor van ca. $0,60 \text{ etm}^{-1}$ aanwijsbaar. In de beelden van fig. 6.4.7 komen geen onevenredige delen tot uiting. Men heeft hier kennelijk te doen met een proces dat in 4.7 geremde kavelafvoer werd genoemd (Ω).

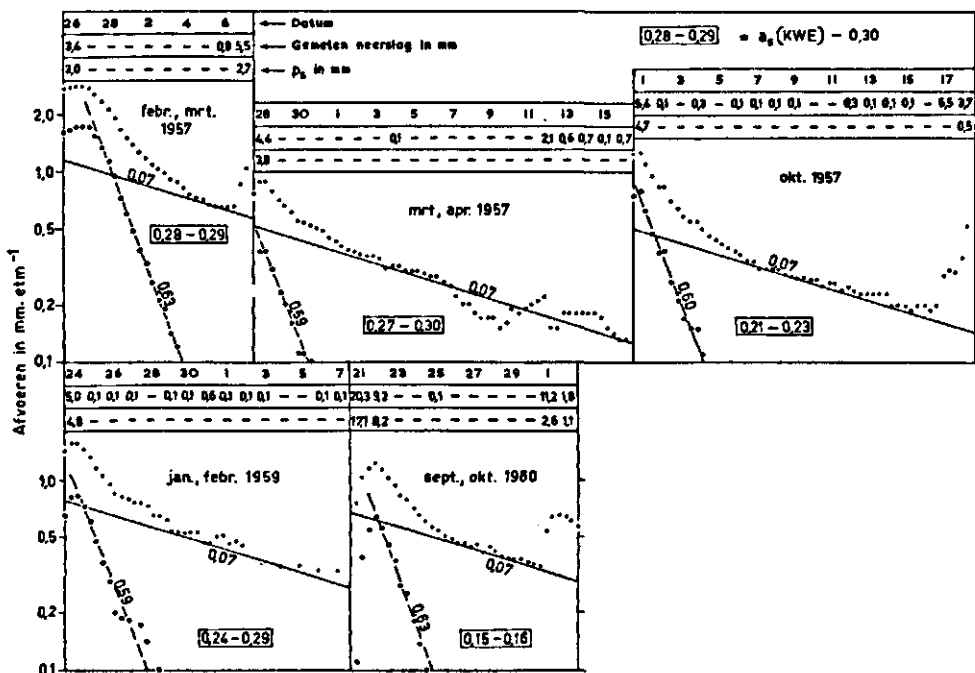


FIG. 6.4.7. Vaststelling van de reactiefactoren voor kavelafvoer en moerasafvoer in de Kleine Dommel. Voor verklaring zie men de tekst sub I.

J. De berekening van $a(\text{MOE})_0$ omvatte volgens fig. 4.6.3 negen (d.w.z. praktisch 10) etmalen, 5 dekaden en 2 maanden, die van $a(\text{KAV})_0$ 8 etmalen en 1 dekade. Vervolgens werden berekend $a(\text{MOE})_s/(1-m-m_2)$ en $a(\text{KAV})_s/(1-m-m_1)$, wanneer bij $a(\text{MOE})$ het oppervlakte-aandeel m_1 en bij $a(\text{KAV})$ m_2 (tezamen gelijk aan $1-m$) behoren. Hierbij werd (voorlopig) voor beide berekeningen dezelfde verdampingsreductie in rekening gebracht nl. die volgens de lijn $y = 0,425x$ in fig. 6.4.5.

K. Voor de verdeling van $(1-m)$ over 2 reservoirs ontbreekt een directe oplossingsmogelijkheid. Verschillende schema's werden geprobeerd en getoetst via de sub M bedoelde sommatie. De uitkomsten werden onderworpen aan de sub N gevraagde vergelijkende bestudering.

Het uiteindelijk als beste oplossing aanvaarde stelsel is in tab. 6.4.II samengevat. De 2e kolom van de tabel wijkt af van de sub H veronderstelde grens (nl. bij $a(\text{KWE})_s/m = 0,75$) tussen $m = 0,50$ en $m = 0,60$. Als oorzaak hiervan kan worden aangewezen het zich intussen manifesteren van een derde reservoir met $\omega = 0,07 \text{ etm}^{-1}$ dat zich, wat het verloop van zijn oppervlakte-aandeel betreft, aansluit bij het gedrag dat van de kwelafvoer wordt verwacht.

Om de betekenis van de waarden in tab. 6.4.II nader in het licht te stellen, zij opgemerkt dat in de 4 analysejaren $a(\text{KWE})_s/m$ gedurende 84 dagen 1,20 en gedurende 28 dagen 1,35 mm.etm^{-1} overtrof.

TABEL 6.4.II. De waarden van de oppervlakte-aandelen m , m_1 en m_2 in hun verband met de met $\beta = 0,003 \text{ etm}^{-1}$ berekende waarden van $a(\text{kWE})_s/m$ voor de Kleine Dommel.

$a(\text{kWE})_s/m$ mm.etm^{-1}	oppervlakte-aandelen		
	m ($\beta = 0,003$)	m_1 ($\omega = 0,07$)	m_2 ($\Omega = 0,60$)
< 0,90	0,60	0,30	0,10
0,90-1,05	0,60	0,25	0,15
1,05-1,20	0,60	0,20	0,20
1,20-1,35	0,60	0,15	0,25
> 1,35	0,50	0,15	0,35

L. Bij de met verschillende schema's van m -waarden uitgevoerde berekeningen werd geen behoefte gevoeld aan k_s -waarden afwijkend van $-0,30 \text{ mm.etm}^{-1}$. Toch is het interessant te onderzoeken hoe groot het sub E gevraagde bergingsverschil ΔR is. Vooruitlopend op de hieronder gegeven toelichting kan aan tab. 6.4.III worden ontleend: $\Delta R = +99 \text{ mm}$. Uit tab. 6.4.II blijkt voorts dat de verdeling tussen kwelafvoer en overige afvoer niet 50/50 is maar 60/40. De totale verdampingscorrectie over de 4 jaren wordt dan $0,6 \times 560 + 0,4 \times 379 = 488 \text{ mm}$ en derhalve $k_s = (865 - 917 - 488 + 99)/1461 = -0,30 \text{ mm.etm}^{-1}$ (zie verder sub N).

Tab. 6.4.III kan als volgt worden toegelicht. Over een tijdsruimte waarvoor aan het begin en aan het einde dezelfde oppervlakte-aandelen gelden, geldt eenvoudig voor elk van de reservoirs $\Delta R = R_z - R_a$ wanneer R_a en R_z resp. gelden voor begin en einde van deze tijdsruimte. Men vindt dit beginsel 4 maal in de tabel toegepast voor aaneensluitende tijdvakken, begrensd door horizontale lijnen.

Bij overschrijding van zo'n lijn veranderen de oppervlakteverhoudingen. Voor het etmaal van overgang dient per reservoir de waterbalans te worden opgesteld: $P_s - \Delta R_s/m = A_s/m$, welke laatste vermenigvuldigd met de m -waarde voor de betreffende dag en het betreffende reservoir, A_s oplevert. Gesommeerd geven de 3 A_s -waarden de A_s van het gehele gebied. Deze afgetrokken van P_s levert tenslotte ΔR voor de dag van overgang.

De noodzaak van deze bijzondere berekeningsmaatregelen bij wijziging van oppervlakte-aandelen springt het duidelijkst in het oog op 5-XII-1960 omdat op die dag het aandeel van de kwelafvoer, die immers veruit de grootste reservoirinhoud heeft, verandert. Rechtstreekse berekening zou voor deze overgang opleveren: $\Delta R = (241,2 + 13,6 + 11,2) - (276,0 + 10,8 + 6,5) = -27,3 \text{ mm}$, zodat de afvoer van 5-XII de absurde waarde $A_s = 27,3 + 23,7 = 51,0 \text{ mm}$ zou krijgen.

M. Benaderende berekeningen van a^B_s hebben, zoals sub K gemeld, herhaalde-lijk plaats gevonden in verband met het zoeken naar de verdeling van $(1 - m)$ in m_1 en m_2 .

N. Aan wijziging van de verdampingscorrecties van $a(\text{kWE})$ en $a(\text{kAV})$ werd geen behoefte gevoeld. Echter bleek de berekende $a(\text{MOE})$ in de herfst te snel toe te nemen. Dit kon op aanvaardbare wijze worden geredresseerd door voor $a(\text{MOE})$ geen verdampingscorrectie toe te passen, m.a.w. in fig. 6.4.5 de lijn $y = 0,425x$ voor deze vorm van afvoer te vervangen door de lijn $y = x$.

KLEINE DOMMEL 10-XI-1956 tot 1-XI-1961

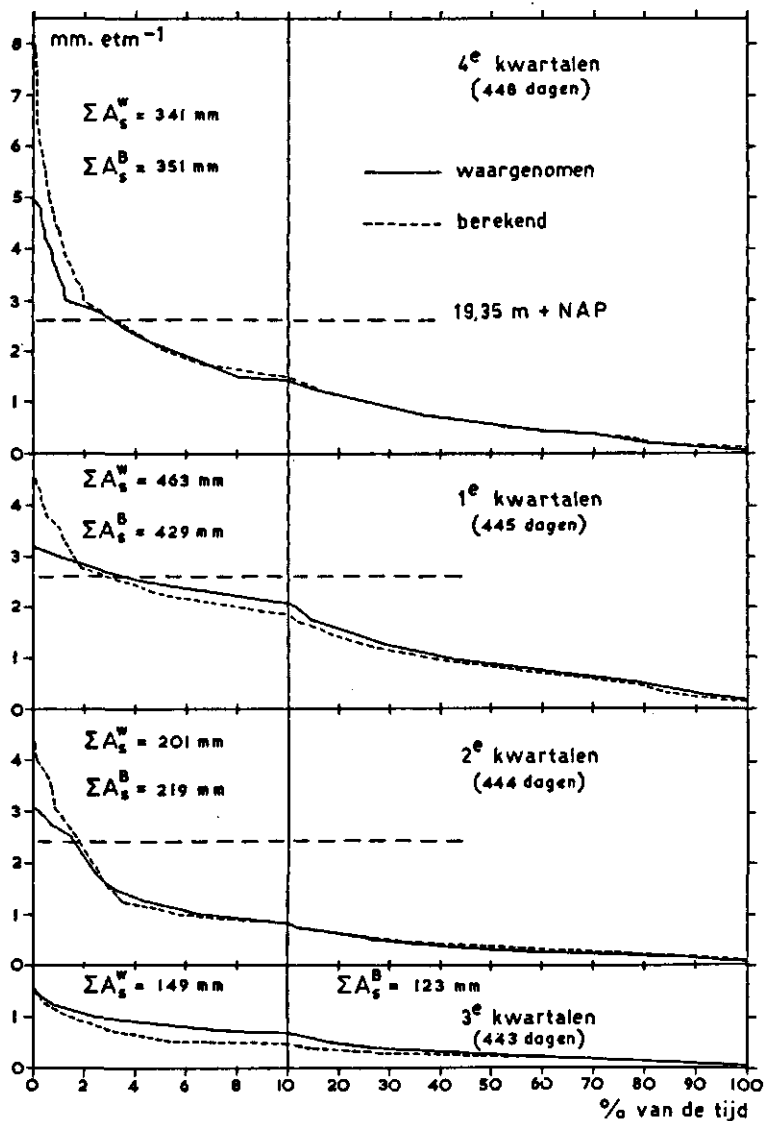


FIG. 6.4.9. Onderlinge vergelijking van de overschrijdingsfrequenties van waargenomen en berekende afvoeren van de Kleine Dommel. Waargenomen afvoeren groter dan 2,5 mm.etm⁻¹ zijn minder nauwkeurig bekend.

FIG. 6.4.9. Comparison of cumulative frequencies of observed (solid lines) and computed rates of discharge of the Kleine Dommel. Observed discharges greater than 2,5 mm.day⁻¹ are less accurately known.

KLEINE DOMMEL

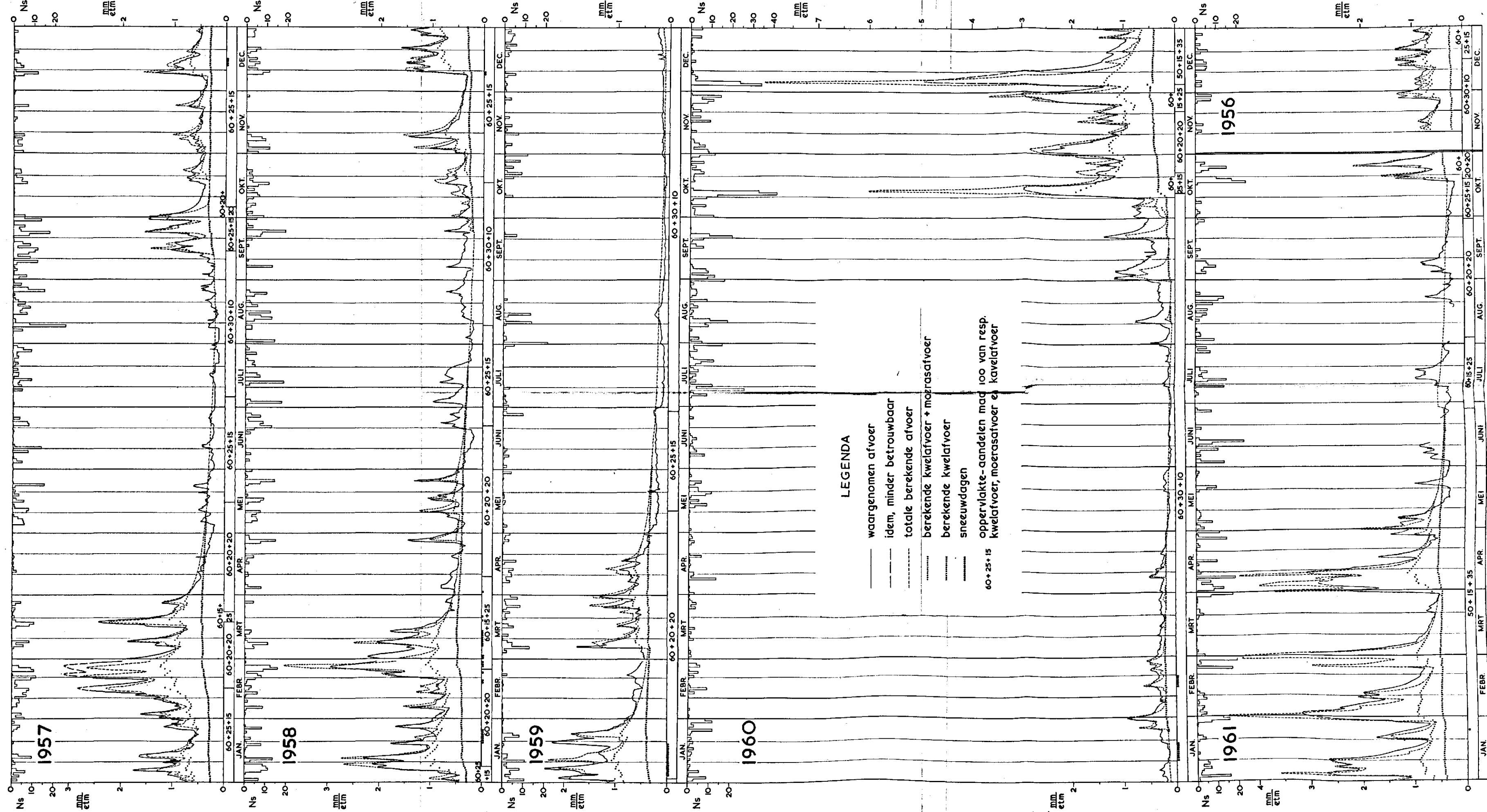


Fig. 6.4.8. Overzicht van waargenomen en berekend afvoerloop van de Kleine Dommel. Tevens worden getoond: de gemeten neerslag, de sneeuwdagen, de oppervlakte-aandelen van de drie afvoertypen en hun bijdragen aan de totale afvoer.

Observed (solid line) and computed hydrographs (mm. day⁻¹) of the Kleine Dommel. Shown are further: measured precipitation (Ns), snow days (asterisks at bottom line of drawings), areal proportions of the three reservoirs (60 + 25 + 15 means: 60% of total area produces seepage flow, 25% marshland discharge and 15% field discharge) and separate contributions to total discharge of these reservoirs (from bottom of drawings to series of crosses: seepage flow; between crosses and dots: marshland discharge; between dots and dashed line: field discharge). Interrupted peaks of observed hydrograph depend on less accurate data.

Men vindt een voorbeeld van type III in de op de winterkaart van de C.O.L.N. als zeer nat aangemerkte Laarder heide ten noorden van Weert (waterstanden 0-20 cm - m.v.). Helaas vielen juist in deze omgeving betrekkelijk grote delen van het gebied, als zijnde bos, buiten de C.O.L.N.-kartering, zodat de oppervlakte van deze natte gebieden niet is vast te stellen.

Het ligt voor de hand landschapstype I verantwoordelijk te stellen voor de kavelafvoer, type II voor de kwelafvoer en type III voor de moerasafvoer.

Op de topografische kaart 1:25000 werd een schatting uitgevoerd waarbij per ruit van 1 km² in tienden van de oppervlakte de aandelen werden geschat van gebieden met slootafstanden van 50 m en minder en gebieden met grotere slootafstanden dan 200 m, d.w.z. in het algemeen een km of meer, terwijl in deze laatste categorie ook open water kan voorkomen in de vorm van afvoerloze vennen.

Onder het voorbehoud dat de grenzen tussen de gebiedsdelen op de kaart niet steeds ondubbelzinnig zijn aan te wijzen, voerde deze schatting tot de volgende indeling: van de 19 100 ha bevat 1970 ha of 10,3 % landschapstype I en 9260 ha of 48,5 % landschapstype II.

Blijkbaar leest men op de kaart de minimale oppervlakte-aandelen van kavelafvoer (m_2) en kwelafvoer (m) af. Het is duidelijk dat dit zo moet zijn omdat de kaart geen antwoord geeft op de vraag welke sloten in bepaalde seizoenen hun afvoerende functie verliezen. Men kan slechts constateren dat een bepaald deel van het gebied (i.c. 10,3 %) veel sloten bevat en dus steeds kavelafvoergebied is en voorts dat een ander gebiedsdeel (i.c. 48,5 %) geen sloten bevat en daarom altijd tot de hoge gronden behoort. De overeenkomst met de minimale waarden van m_2 (0,10) resp m (0,50), zoals deze uit het afvoerproces volgen (zie tab. 6.4.II), is treffend.

Opmerkelijk is overigens dat m in tab. 6.4.II geen grotere waarden bereikt dan 0,60. In de zomer, ten tijde dat $\alpha(\text{KWE})/m$ klein is, geraken $\alpha(\text{MOE})$ en $\alpha(\text{KAV})$ uitgeput. De gebiedsafvoer bestaat dan nog uitsluitend uit kwelafvoer. Men zou verwachten dat m dan tot 1,00 zou naderen. Dit nu blijkt algemeen in afvoergebieden, waarin afvoercomponenten uitgeput geraken, niet het geval te zijn.

Bij het uitgeput geraken van afvoercomponenten vallen sloten droog of bereiken een zodanig laag peil dat zij niet meer kunnen afwateren. Deze sloten verliezen ook t.a.v. de kwelafvoer hun ontwaterende functie. Dit betekent dat l in (3.6.8) groter wordt en β evenredig met l^2 afneemt. In de reconstructieberekening wordt echter gewerkt met een constante β , die sub F wordt bepaald aan de hand van zomerperiodes, waarin l groot is. In de overige delen van het jaar zou een grotere β gelden. Dat de afvoerberekening in de afvoerrijke periodes niet merkbaar wordt gestoord door het gebruiken van een in feite te kleine β , is waarschijnlijk te danken aan het dan kwantitatief ondergeschikte gedrag van de kwelafvoer.

Wel kan aan het einde van de afvoerrijke periode het geaccumuleerde effect, ontstaan door toepassing van een t.o.v. de werkelijkheid te kleine β , merkbaar zijn in deze zin dat de inhoud van het kwelreservoir aan het begin van de zomer in de berekening te groot wordt verondersteld. De berekende kwelafvoer valt dan op dit tijdstip te groot uit en moet derhalve met een in wezen te kleine m worden vermenigvuldigd. Dit effect werkt gedurende de zomer door omdat dan beide processen, het werkelijke en het berekende, aan dezelfde reactiefactorwaarde voldoen.

Nu althans een globaal inzicht aanwezig is in de aard van de gebiedsdelen die de 3 afvoertypen voortbrengen, verdient de toegepaste verdampingsreductie nog

enige overweging. Uit fig. 6.4.5 volgt dat in de herfst de kwelafvoer het eerst begint toe te nemen, daarna de kavelafvoer en tenslotte de moerasafvoer. Deze volgorde lijkt op grond van de volgende overwegingen aannemelijk.

Voor elk van de 3 afvoertypen gaat op hetzelfde tijdstip in de nazomer de neerslag de verdamping weer overtreffen. Overal begint dan gelijktijdig de vochtinhoud van de hangwaterzone groter te worden.

Als eerste reden dat $a(KWE)$ vroegtijdig in de herfst gaat toenemen, mag geliden dat de over het algemeen schrale zandgronden van het voedingsgebied van $a(KWE)$ eerder in een zodanige verzadigingstoestand geraken dat een zakwaterstroom ontstaat dan de humusrijkere c.q. zwaardere gronden van de moerasafvoer- en kavelafvoergebieden. De tweede reden dat $a(KWE)$ het eerst in de herfst een toename vertoont is, dat van dit afvoertype de drukhoogte t.o.v. de beekdalen steeds aanwezig blijft. Zodra een zakwaterhoeveelheid het grondwater bereikt, neemt deze drukhoogte toe en daarmee $a(KWE)$.

Daarentegen geraken $a(KAV)$ en $a(MOE)$ gedurende de zomer uitgeput. D.w.z. hun drukhoogten t.o.v. de sloten die deze afvoertypen in eerste instantie opnemen, gaan verloren. Zelfs zal, met name in het moerasafvoergebied, dat gezien zijn topografie in de zomer tot het inziingsgebied gaat behoren, de grondwaterspiegel beneden de slootbodems dalen. Verwacht moet worden dat dit in het kavelafvoergebied in mindere mate het geval zal zijn t.g.v. de daar optredende kwel. Deze laatste verwachting wordt geschraagd door de C.O.L.N.-kaart die in de beekdalen 's zomers minder diepe grondwaterstanden toont dan in het, 's winters even natte, gebied waar de moerasafvoer zijn oorsprong moet vinden.

De gevolgtrekking is dat de aanvulling van het grondwater tot een zodanig niveau dat wederom een drukhoogte t.o.v. de sloten aanwezig is, in het kavelafvoergebied eerder wordt bereikt dan in het moerasafvoergebied.

Toetsing van het inziingsverlies

Tenslotte kan nog worden getracht de waterbalans van het gebied sluitend te maken door het in de karakteristiek voorkomende waterverlies van $0,28 \text{ mm. etm}^{-1}$ in verband te brengen met de geohydrologische eigenschappen. DE RIDDER (1962) berekende in het kader van een uitgebreider onderzoek kD -waarden uit korrelgrootteverdelingen en geconstateerde laagdikten voor een aantal plaatsen in het analysegebied. Zijn kD -waardenkaart wijst voor dit gebied een gemiddelde van $1500 \text{ m}^2.\text{etm}^{-1}$ uit.

Echter betrok DE RIDDER alleen de lagen boven de bovenkant van de eerdergenoemde formatie van Kedichem in zijn berekeningen. Enkele pompproeven, waarvan de uitkomsten eveneens door DE RIDDER worden vermeld, gaven in het algemeen hogere tot aanzienlijk hogere kD -waarden dan de door de auteur berekende. DE RIDDER spreekt in dit verband het vermoeden uit dat de hogere pompproefresultaten een gevolg zijn van het meespelen van de in de formatie van Kedichem tot op grote diepte voorkomende zandafzettingen. Wanneer dit het geval is, moeten ook de voor het analysegebied berekende kD -waarden van een toeslag worden voorzien.

In tab. 6.4.IV worden voor het gebied waar de bedoelde formatie aanwezig is,

TABEL 6.4.IV. Aan DE RIDDER (1962) ontleende waarden van kD , berekend uit pompproeven en berekend uit de granulaire samenstelling van boven de formatie van Kedichem gelegen lagen.

kD in $m^2 \cdot etm^{-1}$	uit pomp- proeven	volgens de kD - waardenkaart van DE RIDDER	verschil, toe te schrij- ven aan de formatie van Kedichem
plaats			
Vlierden	2200	2200	0
Linne	4000	1000	3000
Linne	2800	1200	1600
Maasbracht	4900	900	4000
Montfort	930	500	430
gemiddeld verschil			1800

de uit pompproeven verkregen kD -waarden vergeleken met de waarden die voor dezelfde plaatsen ontleend worden aan de kD -waardenkaart. Gemiddeld komt blijkbaar $1800 \text{ m}^2 \cdot etm^{-1}$ voor rekening van de formatie van Kedichem. Er is geen reden om aan te nemen dat een dergelijke toeslag niet ook voor het analysegebied zou gelden. Voor dit gebied komt men dan tot een gemiddelde kD -waarde van $1500 + 1800 = 3300 \text{ m}^2 \cdot etm^{-1}$.

Herinnert men zich dat het verhang van het stroomgebied ca. 1 m per km bedraagt en de grootste breedte ca. 15 km (fig. 6.4.1) dan berekent men dat ondergronds uit het gebied kan verdwijnen $50000 \text{ m}^3 \cdot etm^{-1}$ over 19000 ha of $0,26 \text{ mm} \cdot etm^{-1}$, een bedrag dat overeenstemt met hetgeen uit de analyse van het afvoerloop als inzijging naar voren kwam.

Evenals bij de Rottegatpolder blijkt ook voor dit gebied een redelijk sluitende waterbalans te kunnen worden samengesteld uit neerslag gemeten met normale regenmeters en verdamping volgens ELINK STERK onder toepassing van reducties van het doorlopend verdampingsoverschot, die uit het waargenomen afvoerloop worden afgeleid.

6.5. DE GEUL

HEIMANS (1911) beschrijft de gevolgen van een bui die zich op 22-VII-1910 boven Epen ontlastte. Het water kwam langs de met bos en bouwland bedekte hellingen naar beneden, verzamelde zich in holle wegen en stroomde door deze naar de Geul. Enkele zinswendingen van HEIMANS mogen het beeld van het afvoerloop schetsen.

‘Vijf minuten na het begin van de bui was de weg een beek.’

‘De stortvloed duurde meer dan een uur lang.’

‘De regen had allang opgehouden en nog voerden de drie holle wegen dikke golven leem en keien naar beneden tot het water merkbaar en zeer snel begon te dalen.’

‘Het had hoogstens een half uur zeer sterk geregend.’

Hier wordt een afvoergebeuren beschreven dat een goed half uur na het einde van de regen is uitgeput, dat dus wat zijn reactiefaktor betreft met het in fig.

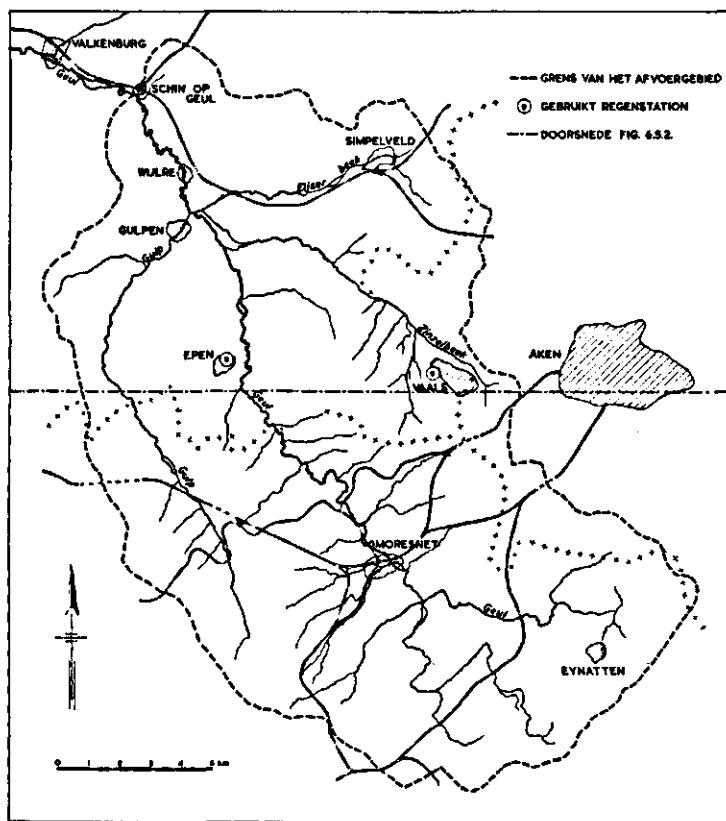


FIG. 6.5.1. Overzichtskarta van het stroomgebied van de Geul boven Schin op Geul (30 500 ha).

3.7.1 getoonde geval overeenkomt. In het stroomgebied van de Geul speelt oppervlakte-afvoer blijkbaar een niet te verwaarlozen rol.

Het analysegebied omvat 30 500 ha bovenstrooms van Schin op Geul. Ruim de helft van deze oppervlakte ligt in België en Duitsland (fig. 6.5.1). De Geul ontspringt aan de Belgisch-Duitse grens bij Eynatten op een hoogte van ca. 280 m +NAP. Het Geuldal is ruim 40 km lang. De rivier mondt op ca. 40 m +NAP in de Maas uit. Het meetpunt ligt 28 km van de oorsprong op ca. 75 m +NAP.

Een indruk van de hoogteverhoudingen dwars op de stroomrichting verschaft fig. 6.5.2. De Geul en de Gulp zijn diep ingesneden. Zij springen op de Bodemkaart van Nederland naar voren als rivieren die worden begeleid door typische rivierafzettingen. TEUNISSEN VAN MANEN (1958) vond in het Geuldal bij Wijlre oeverwallen, komkleien en veenlagen naast colluviale loess afkomstig van de dalwanden. De dalbodems van de zijbeken worden als colluvia aangemerkt.

Het bodemkundige beeld van de hoge delen is eveneens verbroken. Grofzandige en grindrijke hoogterrasgronden, al dan niet met loess afgedekt, komen

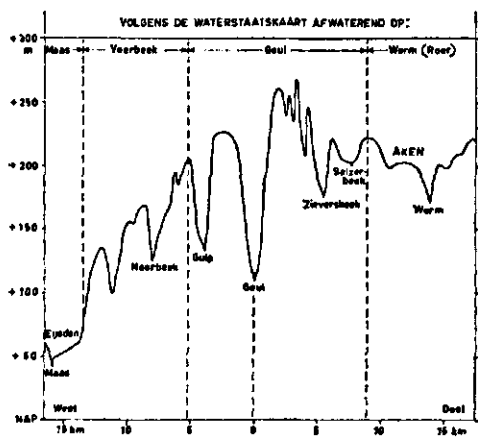
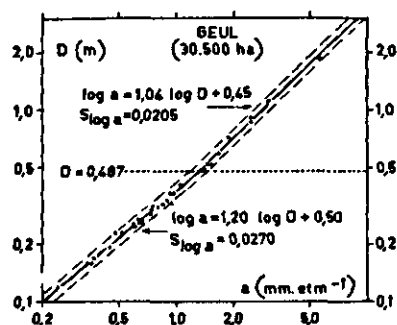


FIG. 6.5.3.

Ijkkromme van de peilschaal te Schin op Geul. De spreidingsgebieden begrensd door de streeplijnen hebben breedten overeenkomend met $4S \log a$. De waterhoogte D is t.o.v. het nulpunt van de peil-schaal gemeten.

FIG. 6.5.2.

West-oost doorsnede door het stroomgebied van de Geul en zijn omgeving volgens de topografische kaart 1:50000.



voor (Bodemkaart, 1960 en VAN DEN BROEK en VAN DER MAREL, 1962). Deze zijn zodanig doorlatend dat zij het regenwater gemakkelijk opnemen (FABER, 1947). Overwegend echter bestaat de bovengrond uit kalkverweringsgronden, over het algemeen zware gronden (BRETELIER, 1958), waarvan de beperkte verticale infiltratiemogelijkheid doorgaans mede wordt bepaald door de aard van het moedergesteente. Volgens de Monografie van Bodem en Water in België (1960) is de toestand ten zuiden van de grens overeenkomstig. In het Nederlandse deel van het gebied vormen vooral Bovensenoon (krijt en kalksteen) en Ondersenoen (zanden, kleien en zandsteen) het moedergesteente. Eronder volgt (steeds volgens FABER, 1947) het Onderste Bovencarboon (leiste en zandsteen) dat, naar het zuiden stijgend, bij de Belgische grens aan de oppervlakte komt.

De geologische gesteldheid weerspiegelt zich in het op de topografische kaart af te lezen bodemgebruik. In de dalen vindt men vrijwel uitsluitend grasland. Steile hellingen zijn over het algemeen bezet met bos of gras. Op de hoge delen van het landschap, voorzover doorlatend (loess en krijt), overheerst bouwland. Waar het Bovencarboon aan de oppervlakte ligt, treft men slechts grasland en boomgaarden aan. Vele van deze graslanden worden in de Monografie als matig tot zeer nat bestempeld.

Analyse en reconstructie

Wederom wordt het verloop van de analyse puntsgewijs samengevat overeenkomstig de alfabetische volgorde van 6.2. Er zij aan herinnerd dat in dit geval punt v wordt ingevoegd na punt c i.v.m. de optredende oppervlakte-afvoer.

A. Gegevens van de peilschaal te Schin op Geul werden ter beschikking gesteld door de Oranje Nassau Mijnen. Vrijwel complete waarnemingsreeksen zijn aanwezig van I-I-1955 tot I-XI-1958 en van V-VI-1959 tot XV-XII-1959. Als analyseperiode werd gekozen het driejarige tijdvak van I-X-1955 tot I-X-1958. De ijk-kromme van de peilschaal is afgebeeld in fig. 6.5.3. De puntenzwerm blijkt smal te zijn (verg. fig. 6.4.3 en fig. 5.2.1). Onderscheid tussen zomer en winter behoeft niet te worden gemaakt. De begroeiing van de bedding is steeds minimaal. Fig. 6.5.4 toont de plaats van opstelling van de peilschaal.

De puntenzwerm van fig. 6.5.3 vertoont een duidelijke knik bij een peilschaal-aflezing van ca. 0,5 m. Bij de regressieberekening werden de punten zodanig in 2 groepen gesplitst dat de standaardschattingsfouten van de beide lijnstukken zo gering mogelijk werden. Waarnemingen bij waterstanden lager dan $D = 0,18$ m, die van nature te Schin op Geul niet voorkomen (zelfs niet in het droge jaar 1959), werden verkregen door manipulaties met de sluizen van de watermolen te Wijlre.

Opgemerkt zij in dit verband dat ook te Wijlre een registrerende peilschaal staat die behoort tot het reeds in 6.4 genoemde meetprogramma van Rijkswaterstaat. Deze peilschaal staat op een minder gunstige plaats, nl. in een wijde, ondiepe kolk direct benedenstrooms van de watermolen. De kolk lost het via de molen ontvangen water naar de oorspronkelijke Geulbedding over een brede, voornamelijk uit rolstenen en drijvend vuil bestaande drempel. Bij bestudering van het verloop van de waterstand te Wijlre valt het op dat deze soms langzaam stijgt, terwijl die te Schin op Geul daalt overeenkomstig de verwachting, gezien het neerslagbeeld. Ook vallen in het te Wijlre geregistreerde waterstandsverloop enkele plotselinge dalingen op. Hoogstwaarschijnlijk moeten deze verschijnselen worden toegeschreven aan wijzigingen van de kruinshoogte van de drempel.

Het abnormale gedrag van de te Wijlre gemeten waterstanden maakt het niet goed mogelijk daarop een sluitende analyse te baseren. Zij worden daarom ter zijde gelaten.

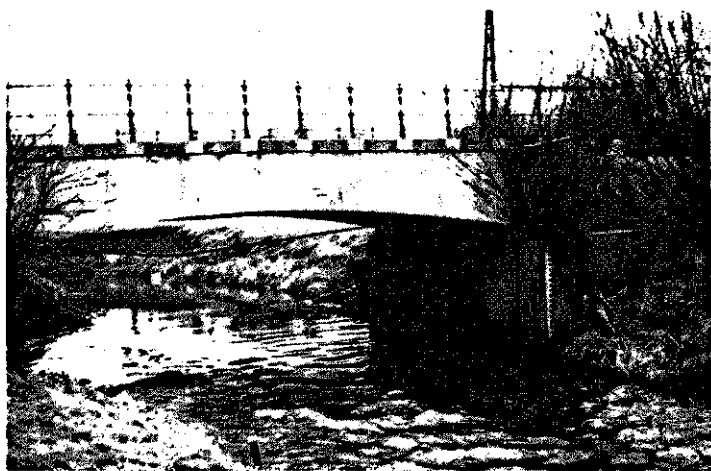


Fig. 6.5.4. De situatie bij het meetpunt te Schin op Geul. De houten kast, achter de boom rechts, bevat het registreerapparaat. Afvoer ca. 1 mm.etm^{-1} .

B. Het dagelijkse gemiddelde van de te Epen en Vaals gemeten neerslagen werd toegepast. Een opgave van sneeuwdagen werd door het K.N.M.I. verschaft. Verdamping werd als gebruikelijk ontleend aan tab. 5.4.I.

C. Voor de 3 analysejaren werd gevonden $\Sigma A^W_s = 1168 \text{ mm}$.

V. Fig. 6.5.5 illustreert de vaststelling van de reactiefactor voor oppervlakteafvoer. De krommen kwamen tot stand door het waargenomen afvoerverloop per afgebeelde periode te verminderen met een bepaald aantal mm. etm⁻¹ voor de grondwaterafvoer. Deze bedragen, in fig. 6.5.5 aangemerkt als basisaf trek, werden geschat door het voor en na de top geconstateerde afvoerverloop onder de top door te trekken.

Om twee redenen komen van het grote aantal in de analysejaren voorkomende toppen slechts 7 voor deze bewerking in aanmerking. Ten eerste dienen na de top een paar regenloze, althans regenarme dagen te volgen. In de tweede plaats stoort een golfbeweging met een periode van een dag, veroorzaakt door de watermolen te Wijlre, de regelmaat van het afvoerverloop. Deze storing wordt minder gevoeld naarmate de afvoer groter is. Om deze reden werden slechts toppen gebruikt die uitgaan boven 1 mm. etm⁻¹. Men onderkent de golfbeweging in elk der 7 afbeeldingen.

Als reactiefactor voor de oppervlakte-afvoer wordt gevonden $\gamma = 1,4 \text{ etm}^{-1}$. De vraag komt thans aan de orde welke gedeelten van de gemeten neerslagen met deze γ verwerkt moeten worden.

Teneinde een voorschrift voor de verdeling van de neerslag tussen oppervlakteafvoer en grondwaterafvoer te kunnen ontwerpen, werden van elke in de analysejaren voorkomende afvoertop, voorzover ontstaan uit een enkele dagneerslag, de volgende gegevens genoteerd:

- de datum van optreden s,
- n_s in mm.etm⁻¹,

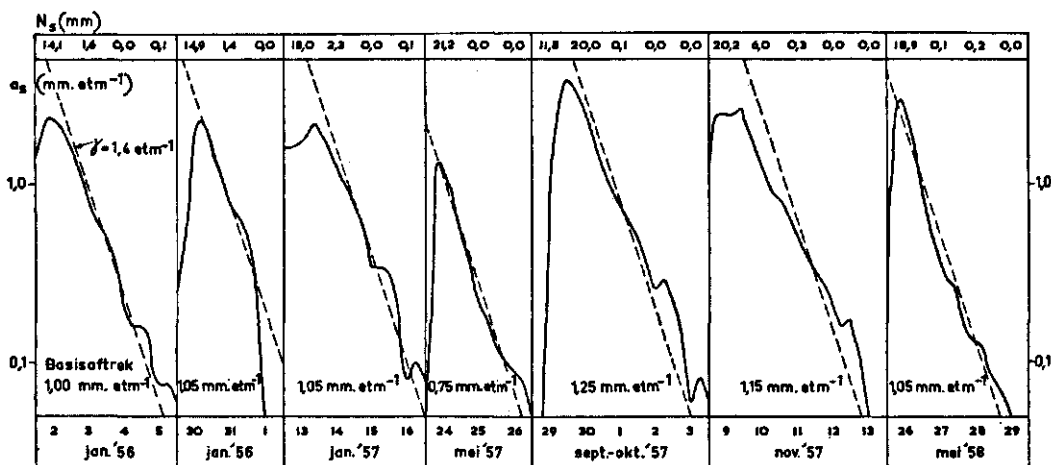


FIG. 6.5.5. Vaststelling van de reactiefactor voor oppervlakte-afvoer in de Geul. Alle streeplijnen hebben dezelfde helling.

- de tophoogte in mm.etm^{-1} , voorzover uit oppervlakte-afvoer voortgekomen; in dit geval werd niet, zoals bij fig. 6.5.5, alleen de grondwaterafvoer schatten-derwijs afgetrokken, maar bovendien een eventuele rest van het uitputtingsverloop van voorafgaande oppervlakte-afvoer,
- de dagneerslagen van de 3 voorgaande dagen en
- de voorlopige verdampingsoverschotten van de 3 voorgaande dagen.

Deze verdampingsoverschotten zijn in dit geval in twee opzichten voorlopig. Er kan nog geen rekening worden gehouden met eventuele reducties van doorlopende verdampingsoverschotten en, uit den aard der zaak die thans aan de orde is, evenmin met aan oppervlakte-afvoer ten goede gekomen en derhalve aan de verdampingsboekhouding onttrokken neerslag.

De aldus samengestelde tabel, bevattende 105 gevallen, werd vervolgens systematisch bestudeerd door van aan bepaalde criteria beantwoordende selecties de tophoogten tegen de bijbehorende n_s uit te zetten en de ontstane punten-zwermen op hun spreiding te beoordelen. Bij sterke spreiding werd getracht het materiaal te hergroeperen door het wijzigen of toevoegen van criteria. Als criteria werden gehanteerd de waarden van op voorafgaande dagen opgetreden neerslagen en voorlopige verdampingsoverschotten. Het hieronder volgende voorschrift licht nader in over de aard van de criteria.

Kortheidshalve wordt noch de tabel gegeven, noch het verloop van de bestu-dering daarvan beschreven. Het eindresultaat van deze bestudering vindt men in fig. 6.5.6. De formules zijn van het type (4.8.3). De punten in de figuur vertonen nog een aanzienlijke spreiding. Tussen toppen die punten opleveren boven, resp. beneden de getrokken lijnen blijken echter geen systematische verschillen in meteorologische omstandigheden te kunnen worden aangewezen. Een verdere zinvolle differentiatie van het materiaal is derhalve niet mogelijk.

Voor de overgebleven spreidingen lijken voldoende gronden ter verklaring aanwijsbaar: onvolkomenheden in de neerslagmeting en het niet steeds in vol-doende mate representatief zijn van de plaatselijk gemeten neerslag voor het gebiedsdeel met oppervlakte-afvoer, variaties in de opgetreden neerslagintensi-

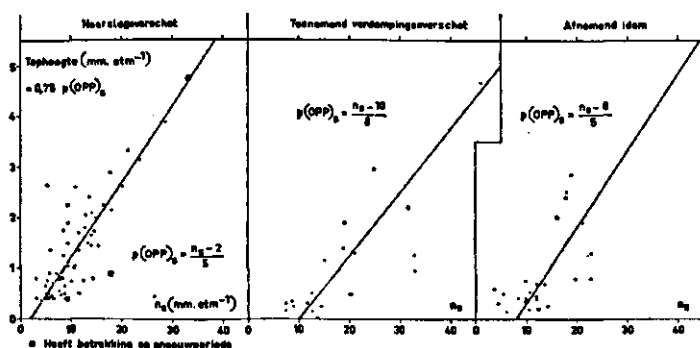


FIG. 6.5.6. Verband tussen tophoogten, afgelezen van de afvoerverlooplijn, en bijbehorende n_s -waarden voor oppervlakte-afvoer in de Geul. Uit fig. 6.5.5 bleek $\gamma = 1,4 \text{ etm}^{-1}$ zodat $\varepsilon = 0,25$ en tophoogte $= 0,75 p(OPP)_s$.

teit, onvolkomenheden in de afvoermeting (hier, gezien fig. 6.5.3, waarschijnlijk van weinig belang) en, zeker niet te verwaarlozen, onvolkomenheden in de aflezing van de tophoogten uit de afvoerverlooptlijn door het schattenderwijs daaruit afscheiden van grondwaterafvoer en voorgaande uitputtingsverlopen.

De rechten in de 3 tekeningen werden zodanig getrokken dat zij, het algemene verband tussen tophoogte en n_s volgend, gemakkelijk hanteerbare constanten opleveren in de formules voor $p(\text{OPP})_s$. Opgemerkt zij dat de waarden van deze constanten logisch op elkaar blijken te volgen. Naarmate de omstandigheden voor het ontstaan van oppervlakte-afvoer ongunstiger zijn, is in (4.8.3) r_s groter en m' kleiner. Het volgende voorschrift onthult onder welke omstandigheden elk van de 3 formules van fig. 6.5.6 geldt.

Voorschrift voor de vaststelling van het neerslagaandeel van de oppervlakte-afvoer voor de Geul te Schin op Geul

De oppervlakte-afvoer reageert op n_s .

Van sneeuwperioden wordt Σn_s toegevoegd aan de n_s van de eerstvolgende sneeuwloze dag (verg. 5.5).

De berekening van de mate van optreden van oppervlakte-afvoer wordt bestuurd door de voorlopige verdampingsboekhouding. Onderscheiden wordt oppervlakte-afvoer die ontstaat na:

- A. drie voorgaande dagen met neerslagoverschot of met voorlopig verdampingsoverschot < 4 mm (in fig. 6.5.6 samenvattend neerslagoverschot genoemd),
- B. drie voorgaande dagen waarvan althans een met voorlopig verdampingsoverschot > 4 mm, terwijl dit verdampingsoverschot over de drie dagen toeneemt (toenemend verdampingsoverschot),
- C. als B, echter met over de bedoelde drie dagen afnemend verdampingsoverschot.

Voor A luidt het voorschrift: $p(\text{OPP})_s = (n_s - 2)/5$. Echter moet in dit geval als extra voorwaarde worden gesteld dat een dagenreeks met oppervlakte-afvoer eerst begint op een dag s waarvoor geldt $n_{s-1} + n_s > 6$ mm.etm⁻¹. Alle volgende dagneerslagen, uiteraard voorzover groter dan 2 mm.etm⁻¹, geven hun bijdrage volgens de formule tot de dagenreeks met oppervlakte-afvoer eindigt. De laatste dag van de reeks is (ook in de gevallen B en C) die waarop $a(\text{OPP})_s$ volgens de berekening de waarde 0,00 mm.etm⁻¹ bereikt.

Voor B luidt het voorschrift: $p(\text{OPP})_s = (n_s - 10)/6$. In dit geval dragen alleen dagneerslagen boven 10 mm. etm⁻¹ aan de oppervlakte-afvoer bij.

Voor C luidt het voorschrift: $p(\text{OPP})_s = (n_s - 8)/5$. Nu is meer dan 8 mm.etm⁻¹ voldoende om oppervlakte-afvoer te veroorzaken.

De neerslagtoewijzing aan oppervlakte-afvoer kan alleen tot stand worden gebracht wanneer gelijktijdig de berekening van $a(\text{OPP})_s$ door toepassing van $\gamma = 1,4$ etm⁻¹ wordt uitgevoerd. Men dient immers te weten op welke dag $a(\text{OPP})_s$ gelijk wordt aan 0,00 mm.etm⁻¹, zodat de dagenreeks eindigt.

Een dagenreeks met oppervlakte-afvoer volgens C zal niet zelden worden ge-

volgd door een dagenreeks volgens A. Begint laatstgenoemde voor het einde van eerstgenoemde dan blijft de eis van de tweedaagse neerslagsom groter dan 6 mm.etm^{-1} , genoemd bij A, buiten beschouwing.

Wanneer dit punt v is afgewerkt, zijn de analyse en de reconstructie van de oppervlakte-afvoer voltooid. Het probleem is dan teruggebracht tot de analyse van de grondwaterafvoer, die de rest van het afvoerverloop uitmaakt. Deze rest is afgebeeld in fig. 6.5.7.

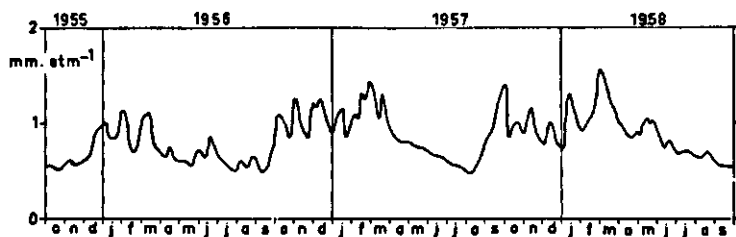


FIG. 6.5.7. Overzicht van het grondwaterafvoerloop in de Geul, dat overblijft na aftrek van de aan oppervlakte-afvoer toe te schrijven toppen.

D. De som van de totale effectieve neerslag bedraagt 1489 mm, verdeeld over $\Sigma P(OPP)_s = 271 \text{ mm}$ en $\Sigma P_s = 1218 \text{ mm}$.

Tab. 6.5.I geeft het overzicht van de berekende maximale verdampingsoverschotten voor grondwaterafvoer (dus na verrekening van $p(OPP)_s$ in de verdampingsboekhouding), hun data van optreden en de data waarop het berekende doorlopende verdampingsoverschot eindigt. Deze laatste data stemmen in het algemeen overeen met het tijdstip van het begin van de toename van de grondwaterafvoer. In 1958 klopt dit niet. De verklaring is dat na 24-VIII slechts 3 dagen lang een gering neerslagoverschot wordt gevonden, waarop weer een verdampingsoverschot volgt dat tot na 1-X doorloopt. Er bestaat volgens tab. 6.5.I geen reden enige reductie op de verdampingsoverschotten toe te passen.

TABEL 6.5.I. Overzicht van de berekende verdampingsoverschotten voor grondwaterafvoer en van de data waarop deze afvoer in de Geul weer lijkt te gaan toenemen.

1	2	3	4	5
1955	5 sept.	119	12 dec.	ca. 10 dec.
1956	1 aug.	76	29 sept.	ca. 30 sept.
1957	12 juli	67	19 aug.	ca. 20 aug.
1958	1 juli	55	24 aug.	na 1 okt.

kolom 1: jaar

kolom 2: datum waarop het doorlopend verdampingsoverschot voor grondwaterafvoer volgens de berekening zijn grootste waarde bereikt

kolom 3: berekend maximaal verdampingsoverschot in mm

kolom 4: datum waarop het doorlopend verdampingsoverschot volgens de berekening eindigt

kolom 5: datum waarop de grondwaterafvoer weer lijkt te gaan toenemen.

E. De uitkomsten sub C en D leiden tot $\Sigma K_s = 1168 - 1489 + \Delta R = -321 + \Delta R$ mm en derhalve tot $k_s = -0,29 + \Delta R/1095$ mm.etm⁻¹ (zie verder sub I).

F. Beschouwing van fig. 6.5.7 leert het volgende. De grondwaterafvoer wordt nooit kleiner dan ca. 0,5 mm.etm⁻¹. Dit kan, gezien de sub E gevonden, hoogstwaarschijnlijk negatieve k_s , moeilijk worden toegeschreven aan kwel van buiten het gebied. Het moet derhalve wijzen op een $a(KWE)$ met uiterst geringe fluctuaties, voortkomend uit het gebied zelf.

Op deze kwelafvoer is blijkbaar een andere vorm van grondwaterafvoer gesuperponeerd, eveneens met een betrekkelijk kleine reactiefactor. De uitputtingsverlopen van deze tweede grondwaterafvoer duren immers maanden. Onder dergelijke omstandigheden, waar twee processen in het spel zijn die geen van beide uitgeput raken, kan de enkellogaritmische methode van fig. 4.4.4 en fig. 2.1 geen uitkomst bieden. De reactiefactoren kunnen niet rechtstreeks worden gevonden.

Men kan slechts proberenderwijs te werk gaan. Eerst moet een reactiefactor worden toegekend aan de kwelafvoer met zijn uiterst geringe fluctuaties. Oriënterende berekeningen, uitgaande van geschatte a_0 -waarden, werden uitgevoerd met $\beta = 0,0003$, $\beta = 0,0005$, $\beta = 0,0008$ en $\beta = 0,001$ etm⁻¹. Met deze kleine reactiefactoren kan men $a(KWE)_s/m$ met de dekade als interval berekenen, zodat snel een resultaat wordt bereikt. Uit deze berekeningen kwam, in wisselwerking met de bevindingen van de berekeningen sub I, $\beta = 0,0005$ etm⁻¹ als meest geschikte waarde naar voren.

G. De berekening van $a(KWE)_0/m$ voor 1-X-1955 werd uitgevoerd met kwartaalsommen en 10 jaarsommen ($\beta = 0,0005$ valt buiten fig. 4.6.3) en aangevuld voor de daar nog aan voorafgaande tijd door toevoeging van $\epsilon^{-s} \cdot \bar{p}$ (zie 4.6). De bij deze berekening ingevoerde effectieve neerslag werd voor oppervlakte-afvoer gereduceerd door vermenigvuldiging met $0,82 = 1218/1489$, het quotient van de sub D vermelde waarden. Aangenomen wordt dat deze verhouding ook van toepassing is in de aan de analyseperiode voorafgaande tijd.

H. Aangezien zelfs in de laagste delen van het afvoerverloop van fig. 6.5.7 ook de tweede vorm van grondwaterafvoer niet of nauwelijks uitgeput geraakt, kan in dit stadium over m -waarden niets worden gezegd.

I. Ook de tweede reactiefactor voor grondwaterafvoer kan niet direct worden gevonden. Een aanwijzing over zijn orde van grootte geeft fig. 6.5.7 wel. Vooral de zomer van 1957 laat zien dat het om een verschijnsel gaat dat meer dan 5 maanden, wellicht 200 à 300 dagen nodig heeft om uitgeput te geraken. Dit wijst op een reactiefactor van enkele honderdsten per etmaal en derhalve op een proces dat als moerasafvoer pleegt te worden aangemerkt.

In dit stadium verkeert de analyse in een impasse, die noch in de richting van de m -waarden, noch in die van ω langs directe weg kan worden doorbroken. Wanneer aan de sub F proberenderwijs gevonden $\beta = 0,0005$ en aan het daarmee sub G berekende kwelafvoerverloop wordt vastgehouden, kan de volgende werkwijze tot een oplossing voeren.

Men berekent voor enkele waarden van ω , liggend in het traject waarin men deze meent te moeten zoeken, $a(\text{MOE})_0/(1-m)$ en voorts voor de gehele analyseperiode $a(\text{MOE})_s/(1-m)$. In dit geval werden gekozen de ω -waarden 0,02, 0,05 en 0,08 etm⁻¹.

Men tabelleert dan voor elke 10e, 20e en laatste van de maand: de waargenomen grondwaterafvoer volgens fig. 6.5.7, aangeduid als $a(\text{GRO})^W_s$, de sub G berekende $a(\text{KWE})_s/m$ en de met de gekozen ω 's berekende $a(\text{MOE})_s/(1-m)$. Aangezien men verdacht moet zijn op de mogelijkheid dat m varieert met $a(\text{KWE})_s/m$, verdeelt men het materiaal in groepen afhankelijk van deze laatste grootte. Vervolgens zet men voor elke onderscheiden groep en voor elke gekozen ω tegen elkaar uit: $a(\text{GRO})^W_s$ en $a(\text{MOE})_s/(1-m)$.

In fig. 6.5.8 zijn deze verbanden afgebeeld. Voor $\omega = 0,02$ (bovenste drietal tekeningen) blijken de puntenzwermen een kromlijinig verband uit te wijzen. Hun hellingen nemen af naar grotere waarden van de uitgezette afvoeren. Dit wijst erop dat de amplitude van de variaties in de met deze ω berekende $a(\text{MOE})_s/(1-m)$ te klein is. Het tegengestelde blijkt het geval voor $\omega = 0,08$ (onderste drietal tekeningen). Men weet nu dat de gezochte ω moet liggen tussen de beide juist genoemde. Insluiting is mogelijk door de bewerking te herhalen met tussengeliggende waarden. Men vindt dan dat de puntenzwermen die behoren bij $\omega = 0,05$ etm⁻¹ zich het best bij rechte lijnen aansluiten. De vergelijking van zo'n rechte luidt: $a(\text{GRO})^W_s = (1-m) a(\text{MOE})_s/(1-m) + m \cdot a(\text{KWE})_s/m + k_s$.

In het middelste drietal tekeningen zijn bij de daarin getrokken lijnen de vergelijkingen vermeld. Tussen deze drie puntenzwermen kan geen duidelijk verschil in helling worden ontdekt. Men moet dus concluderen dat m voor de Geul geen verloop vertoont met de optredende afvoer. Vult men nu voor $a(\text{KWE})_s/m$ in elk van de 3 vergelijkingen de gemiddelde waarde per groep in dan blijkt ook aan de inzigging een constante waarde, nl. $k_s = -0,20$ mm.etm⁻¹ te kunnen worden toegekend.

Dit bedrag kan thans ook worden ontleend aan de waterbalans over de 3 analysejaren. Sub E werd gevonden $k_s = -0,29 + \Delta R/1095$. De kwel-afvoerberekening levert voor 1-X-1955 en voor 30-IX-1958 voor $a(\text{KWE})_s/m$ resp. 0,95 en 1,01 mm.etm⁻¹; deling door $\beta = 0,0005$ geeft voor $R(\text{KWE})_s/m$ resp. 1900 en 2020 mm; vermenigvuldiging met $m = 0,80$ geeft voor $R(\text{KWE})_s$ resp. 1520 en 1616 mm, zodat $\Delta R(\text{KWE}) = +96$ mm. Op dezelfde wijze berekent men $\Delta R(\text{MOE}) = +0,1$ mm. Oppervlakte-afvoer komt op geen der beide data voor. Volgens de waterbalans bedraagt dus de inzigging $k_s = -0,29 + 96,1/1095 = -0,20$ mm.etm⁻¹, overeenkomstig het resultaat van fig. 6.5.8. Men mag hieruit tevens concluderen dat $\beta = 0,0005$ etm⁻¹ inderdaad een passende waarde is.

J. t.e.m. S.

Het heeft in dit geval geen zin deze punten stuk voor stuk te behandelen. Door toepassing van de sub I besproken werkwijze werd de analyse voltooid. Sub V werd $a(\text{OPP})_s$ berekend, sub G $a(\text{KWE})_s/m$ en sub I $a(\text{MOE})_s/(1-m)$. Aangezien daar tevens m en k_s werden gevonden, kan a^B_s worden samengesteld.

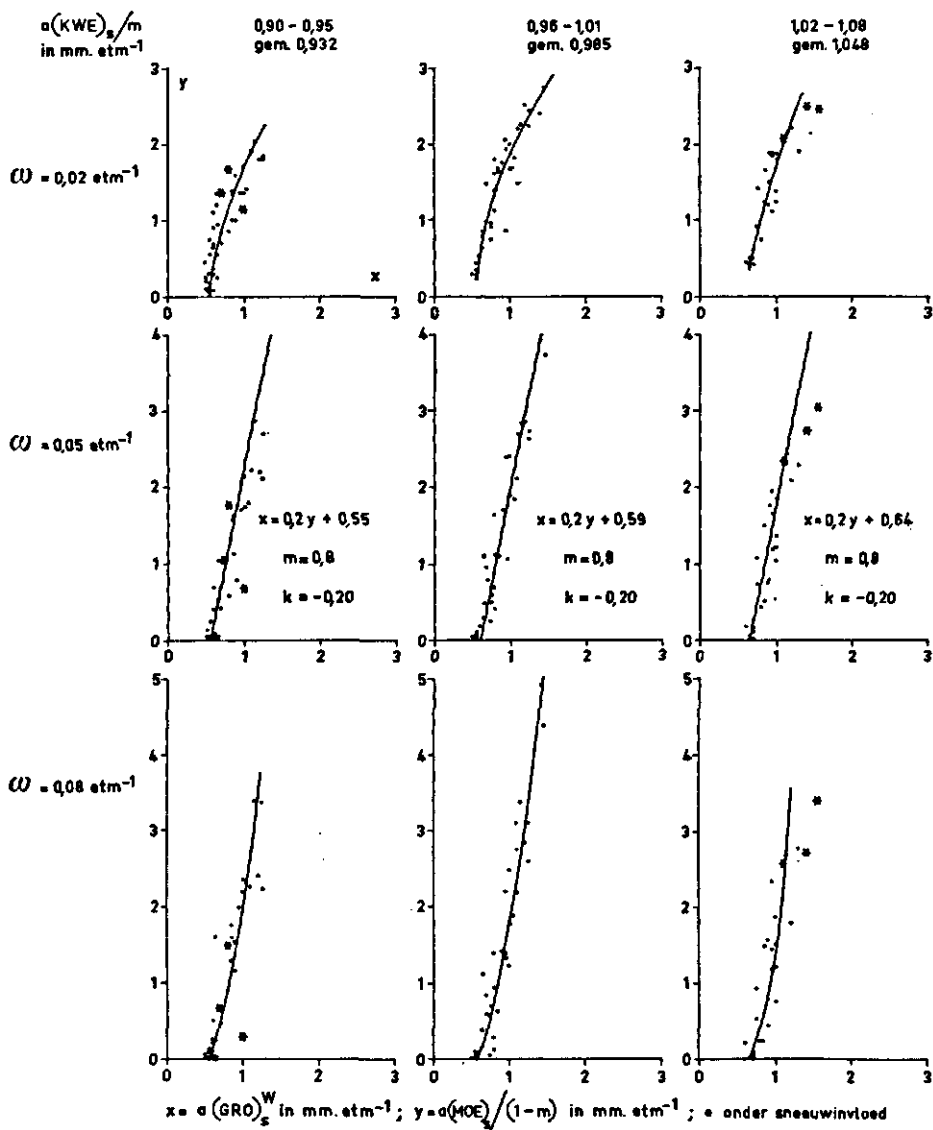


FIG. 6.5.8. Verband tussen met verschillende ω -waarden berekende moerasafvoer en waargenomen grondwaterafvoer in de Geul, gedifferentieerd naar klassen volgens de berekende waarde van de kwelafvoer. Voor de juiste ω wordt het verband lineair en volgen m en k uit de vergelijkingen.

Beoordeling van het resultaat

T. Fig. 6.5.9 toont het waargenomen en het berekende afvoerloop van de Geul te Schin op Geul van 1-I-1955 tot 16-XII-1959, dus met inbegrip van 3 kwartalen voor en bijna 5 kwartalen na de analysejaren. Echter werden, zoals eerder werd gemeld, van nov. 1958 tot juni 1959 geen waarnemingen verricht.

Het grondwaterafvoerloop blijkt in het algemeen uitstekend te worden getroffen. Vooral de overeenstemming van de hellingen van de beide lijnen in de lage delen valt op; een aanwijzing dat de reactiefactoren juist zijn. Wat hun hoogte betreft, dekken de beide lijnen elkaar niet steeds. Voor een groot deel vallen de afwijkingen binnen het spreidingsgebied van fig. 6.5.3, zodat tijdelijke veranderingen van het doorstromingsprofiel van de rivier althans voor een deel van deze afwijkingen verantwoordelijk gesteld kunnen worden.

Voor de laatste 7 maanden van 1959 geeft de berekening te hoge waarden voor de lage afvoeren. Het is niet onwaarschijnlijk dat onder de toen heersende bijzonder droge omstandigheden de bovenlopen van sommige beken droog vielen, zodat de kwelafvoer werd afgeremd. Een m -waarde van 0,7 i.p.v. 0,8 zou de berekening bij de waarnemingen doen aansluiten. Vermeld zij in dit verband dat in 1959 het berekende verdampingsoverschot reeds in juni waarden bereikte die in andere jaren eerst plegen voor te komen ten tijde van het optreden van het maximale verdampingsoverschot.

Een overeenkomstig verschijnsel constateert men bij de oppervlakte-afvoertoppen. Blijkbaar is het gebied in de tweede helft van 1959 zover uitgedroogd dat ook de oppervlakte-afvoer zich niet meer op de gebruikelijke wijze kan ontwikkelen. Afgezien van het droge jaar 1959 is het resultaat van de oppervlakte-afvoerberekening zeker redelijk te noemen. Men bedenke dat het hier gaat om een proces met $\gamma = 1,4 \text{ etm}^{-1}$, om een uitputtingsverloop derhalve dat (zie tab. 4.3.1) na een etmaal nog slechts een kwart van de oorspronkelijke hoogte bezit. Een benadering hiervan met behulp van neerslagdagsommen en dan nog slechts dagsommen van 2 regensommers op 30000 ha, lijkt nauwelijks verantwoord. Desalniettemin blijken niet zelden individuele toppen juist te worden gereconstrueerd.

Sneeuwperiodes leveren meestal geen bijzondere moeilijkheden op. Wel valt de berekende top veelal op een ander tijdstip dan de waargenomen top. Op 23-III-1955 echter voert het gehuldigde beginsel, van volledige sneeuwaccumulatie (zie sub v) tot een overdreven uitkomst.

Dat het berekende afvoerbeeld het waargenomen afvoerbeeld gemiddeld goed weergeeft, blijkt nogmaals uit fig. 6.5.10. Zowel de overschrijdingsfrequenties als de bijgeschreven afvoersommen vertonen in het algemeen slechts kleine afwijkingen.

De karakteristiek

U. Gezien het voorgaande kan het stroomgebied van de Geul boven Schin op Geul, groot 30500 ha, begrensd volgens fig. 6.5.1, als volgt worden gekarakteriseerd:

$$a^B_s = 0,8a_s \left[\begin{matrix} \beta = 0,0005 \text{ etm}^{-1} \\ t = 10 \text{ etm} \end{matrix} \right] + 0,2a_s \left[\begin{matrix} \omega = 0,05 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1 \text{ etm} \end{matrix} \right] +$$

$$a_s \left[\begin{matrix} \gamma = 1,4 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1 \text{ etm} \end{matrix} \right] - 0,20 \text{ mm.etm}^{-1}$$

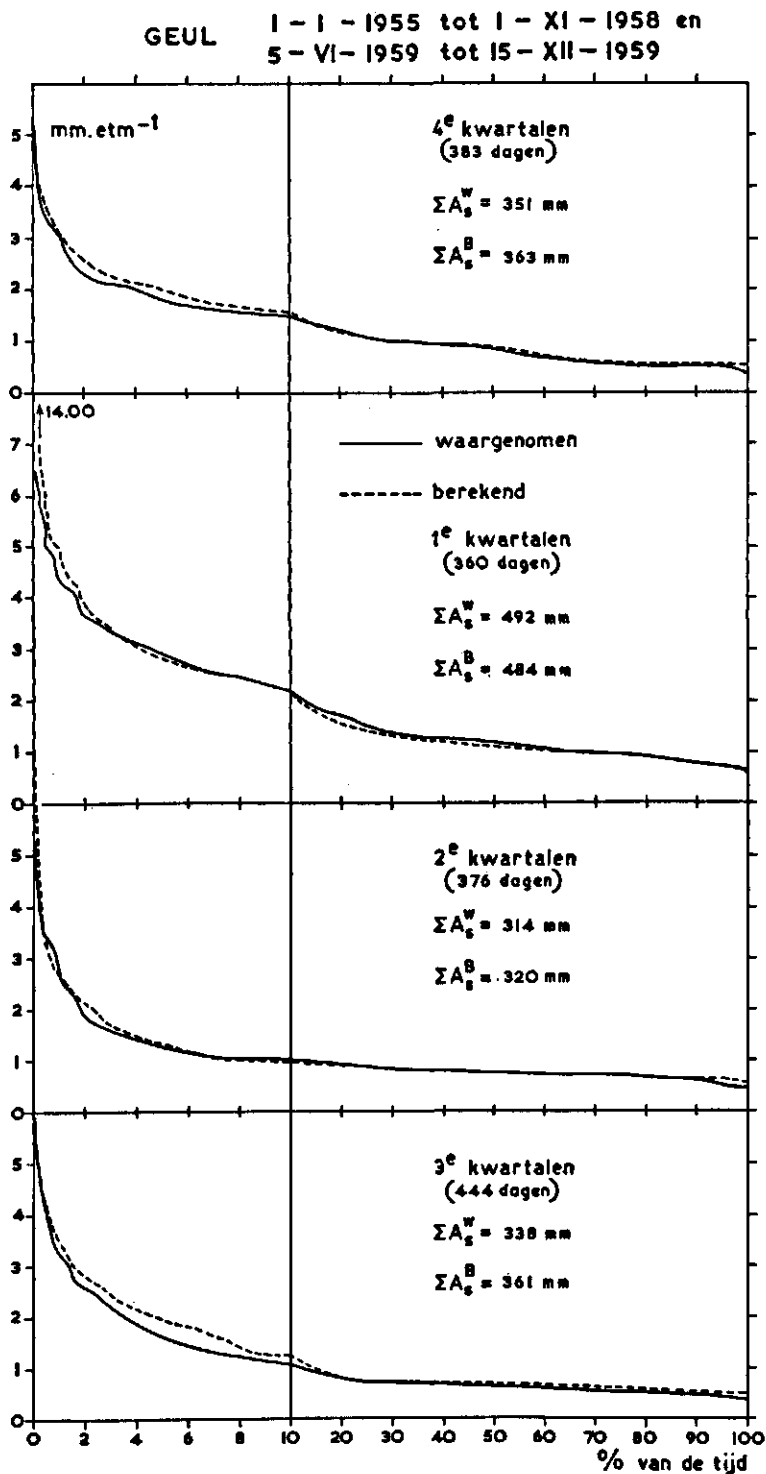


FIG. 6.5.10. Onderlinge vergelijking van de overschrijdingsfrequenties van waargenomen en berekende afvoeren van de Geul.

FIG. 6.5.10. Comparison of cumulative frequencies of observed (solid lines) and computed rates of discharge of the Geul.

GEUL

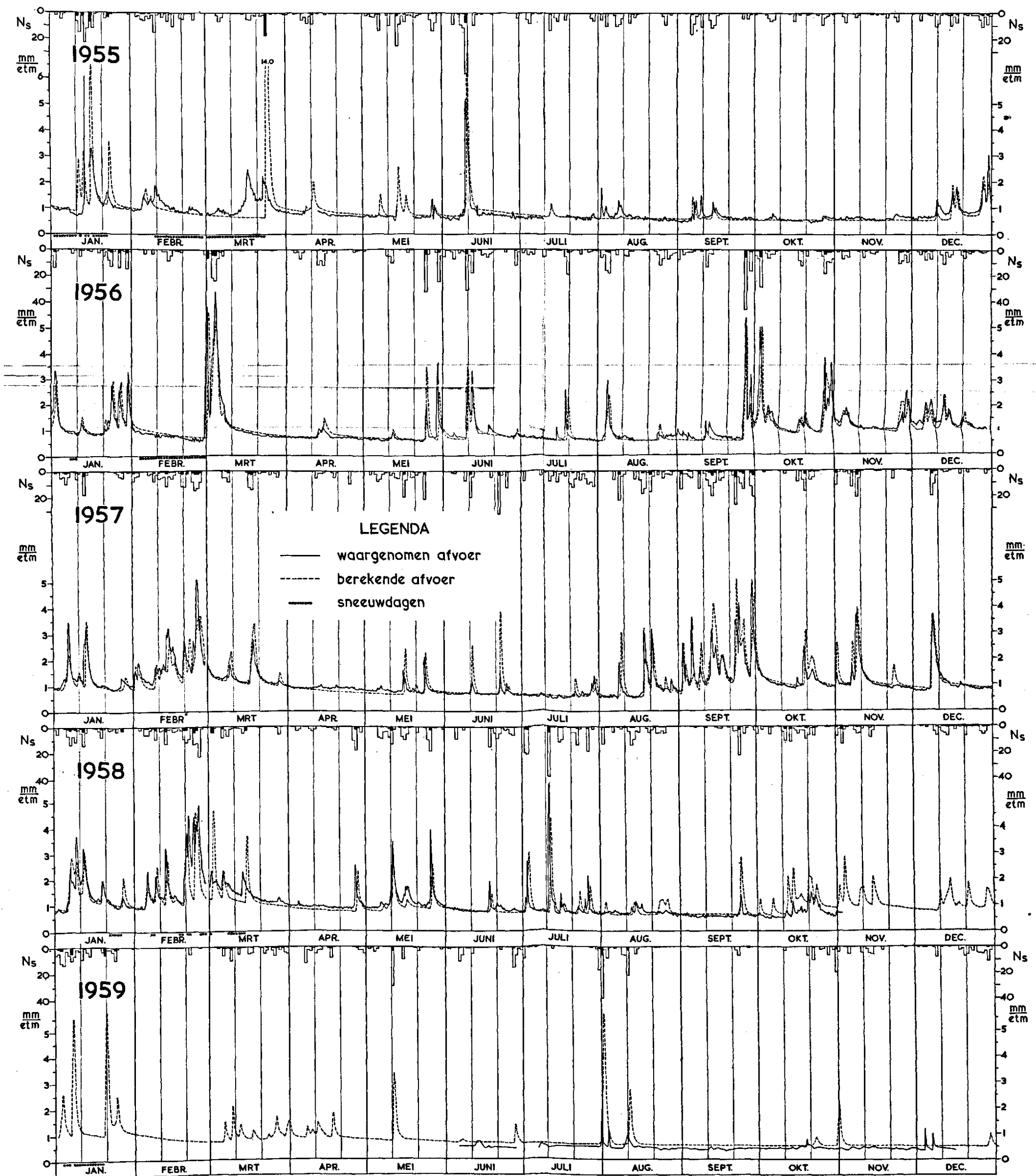


FIG. 6.5.9. Overzicht van waargenomen en berekend afvoerverloop van de Geul. Tevens worden getoond de gemeten neerslag en de sneeuwdagen. De zwarte blokjes in het neerslagbeeld stellen $p(\text{OPP})_s$ voor.

FIG. 6.5.9. Observed (solid line) and computed hydrographs (mm. day^{-1}) of the Geul. Shown are further: measured precipitation (N_s) and snow days (asterisks). The black parts of the precipitation pattern denote $p(\text{OPP})_s$.

De Afdeling Onderzoek van de Provinciale Directie Drente van de Cultuurtechnische Dienst heeft van IX-1957 tot III-1960 met een Thomson meetstuw met registrerende peilschaal afvoeren gemeten van een oppervlakte van 460 ha van dit bosgebied waarin enkele vennen voorkomen. Het meetgebied ligt op de westelijke flank van de Hondsrug en helt van 17 à 19 m + NAP over een afstand van 2 à 3 km tot 15 m + NAP bij het meetpunt. Voor nadere bijzonderheden zie men **BIJKERK en DON GRIOT (1959)**.

Het opstellen van een waterbalans voor de meetperiode bleek niet mogelijk. Enkele hiaten in de waarnemingen stoorden in dit opzicht. Een verdere complicatie vormde het feit dat de kwantitatief belangrijke inzijging niet constant met de tijd kon worden gerekend. Uit een analyse die om deze redenen minder systematisch moest verlopen dan bij de eerder besproken gevallen, resulteerde voor het gebied van 460 ha de volgende karakteristiek die, naar de reconstructieberekening uitwees, als voldoende betrouwbaar kan worden aangemerkt:

$$a^{B_s} = 0,2a_s \left[\begin{matrix} \omega = 0,015 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1 \text{ etm} \end{matrix} \right] + m \cdot a_s \left[\begin{matrix} \Omega = 0,25 \text{ etm}^{-1} \\ t = 1 \text{ etm} \end{matrix} \right]$$

De waarde van m verloopt hierin volgens tab. 6.6.I met de met ω berekende afvoer. Dagneerslagen werden ingevoerd van het K.N.M.I.-station Schoonlo verdamping op de gebruikelijke wijze. Doorlopende verdampingsoverschotten behoeften geen correctie. Fig. 6.6.1 toont een deel van het waargenomen en het met bovenstaande karakteristiek berekende afvoerloop.

TABEL 6.6.I. Verloop van m in de karakteristiek van de Boswachterij Grollo met de met $\omega = 0,015 \text{ etm}^{-1}$ berekende moerasafvoer.

$a(\text{MOE})_s/0,2$ mm.etm^{-1}	m
< 0,60	0,05
0,60-0,90	0,10
0,90-1,30	0,15
1,30-1,70	0,20
1,70-2,10	0,30
> 2,10	0,40

Voor het inzijgingsverlies resulteert, zoals werd opgemerkt, geen bepaald bedrag. Bij geringe afvoeren blijkt slechts de effectieve neerslag van $0,2 + m$ (min. waarde 0,05) = 0,25 maal de gebiedsoppervlakte zichtbaar af te stromen. Bij uiteraard zelden voorkomende zeer hoge afvoeren kan dit aandeel oplopen tot 0,60. Indien het gemiddelde van $(0,2 + m)$ over de tijd ca. een derde bedraagt, zou van de jaarlijkse $\Sigma N - \Sigma V$ ten bedrage van een kleine 300 mm bijna 200 mm of gemiddeld ca. $0,5 \text{ mm. etm}^{-1}$ als inzijging verdwijnen.

Over de interpretatie van de karakteristiek het volgende. Van een ook maar enigszins regelmatig slotenpatroon is geen sprake. In een aantal bosvakken

460 ha Staatsbos GROLLO

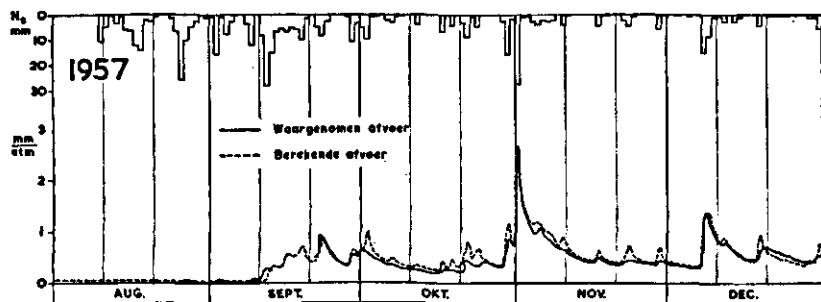


FIG. 6.6.1. Overzicht van een gedeelte van het waargenomen en het berekende afvoerloop van de Boswachterij Grollo.

FIG. 6.6.1. Part of observed (solid line) and computed hydrographs of the Grollo Forest.

waar leem ondieper dan 1,20 m – m.v. voorkomt, zijn enkele afvoerleidingen aanwezig. De kavelafvoer ($\Omega = 0,25 \text{ etm}^{-1}$) moet voortkomen uit ontwatering naar deze leidingen. De genoemde Afdeling Onderzoek nam gedurende enkele perioden op een groot aantal plaatsen in het gebied het verloop van de grondwaterspiegels waar en bepaalde aldus de begrenzing van het gebiedsdeel dat naar de leidingen ontwaterd. In de loop van het jaar blijkt deze oppervlakte aan belangrijke wijziging onderhevig te zijn. De groottevariatie van dit gebiedsdeel volgens de gemeten grondwaterstanden bleek duidelijk overeen te stemmen met de uit de analyse gevonden variatie in de m -waarden (BIJKERK, 1960).

De reactiefactor $\omega = 0,015 \text{ etm}^{-1}$ moet hoogstwaarschijnlijk worden toegeschreven aan de vennen, die een beperkte mogelijkheid tot afwatering bezitten, en kan dan als moerasafvoer worden aangemerkt. Inderdaad beslaan de vennen ca. 20% van de gebiedsoppervlakte. Dat de waarde van m gekoppeld blijkt te kunnen worden aan deze moerasafvoer moet samenhangen met een synchrone schommeling van de grondwaterspiegel in het stroomgebied met de berging in de vennen.

Het gebied is een inzijgingsgebied, een voedingsgebied voor elders optredende kwelafvoer. De aanwezigheid van leemlagen hindert echter de inzijging zodanig dat een deel van de neerslag zichtbaar afstroomt. Dat een aanzienlijke inzijging plaats vindt, wordt bevestigd door het feit dat de waterspiegel in de hoofdwaterloop vrijwel onverminderd blijft dalen nadat de afvoer over de stuw nul is geworden. De stuw was niet merkbaar achter- of onderloops.

De Geleenbeek

Het Waterschap van de Geleen- en Molenbeek met Zijtakken meet met behulp van een venturimeter met registrerende peilschaal de afvoer van de Geleenbeek boven de samenvloeiing met de Caumerbeek. Voor de analyse werden gebruikt de 3 jaren 1959–1961. Het meetgebied (4400 ha) bestaat voor het overgrote deel uit de naar het noordoosten gekeerde helling van het Zuidlimburgse heuvelland. Een tiental linker zijbeekjes voert water van deze helling naar de

Geleenbeek. De smalle tot het meetgebied behorende strook op de rechter oever van de Geleenbeek wordt grotendeels ingenomen door de stedelijke bebouwing van Heerlen. Het dal van de Geleenbeek daalt naar het noordwesten over een afstand van 8 km van 130 tot 70 m +NAP. De waterscheiding aan de zuidkant loopt plaatselijk op tot 210 m +NAP.

De waargenomen afvoerverlooplijn vertoont twee opvallende bijzonderheden: het lage niveau (enkele tiende mm. etm^{-1}) waarop deze lijn over lange perioden met slechts geringe schommelingen verloopt en de enkele zeer scherpe toppen die dit algemene beeld van tijd tot tijd onderbreken (zie fig. 6.6.3).

De analyse heeft om later te noemen redenen nog niet tot een geheel bevredigend resultaat geleid. Het is duidelijk dat er een kwelafvoer moet bestaan met $\beta = 0,0015 \text{ etm}^{-1}$ en dat van de afvoertoppen het uitputtingsverloop beantwoordt aan $\gamma = 5 \text{ etm}^{-1}$ maar de stijgende delen aan een zeer veel grotere reactiefactor. Ook is het duidelijk dat de inzijging gemiddeld niet minder dan $0,9 \text{ mm.etm}^{-1}$ moet bedragen, terwijl het de vraag is of deze inzijging constant mag worden berekend. Voorts treedt waarschijnlijk een afvoertype op met een reactiefactor omstreeks $1,0 \text{ etm}^{-1}$ waarvan de betekenis niet duidelijk is.

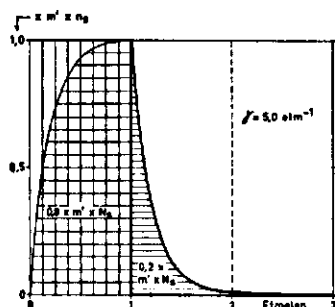
De bijzondere moeilijkheden die bij deze analyse werden ondervonden, zijn van tweeërlei aard. Ten eerste is het uiterst moeilijk gebleken de variaties te achterhalen in de oppervlakte-aandelen van de grondwater-afvoer. De oorzaak is dat van de grondwaterafvoer slechts relatief weinig in de beek wordt gemeten t.g.v. de genoemde sterke inzijging.

Een tweede bijzondere moeilijkheid komt voort uit de ongebruikelijke vorm van de oppervlakte-afvoerpieken. De nabootsing van deze pieken was niet op de normale wijze te bewerkstelligen. De hierna te bespreken met fig. 6.6.2 geïllustreerde kunstgreep leverde een resultaat dat, hoewel nog niet geheel bevredigend, vooruitzichten biedt. Met de bedoeling na te gaan in hoeverre de weergave van betrekkelijk fel reagerende oppervlakte-afvoer mogelijk is met neerslag-dagsommen, werd met opzet niet gezocht naar meer gedetailleerde neerslaggegevens. Gebruikt werden dagcijfers van de stations Ubachsberg en Schinnen. Verwacht wordt dat een meer bevredigende oplossing zowel voor de grondwaterafvoer als voor de oppervlakte-afvoer binnen bereik ligt bij een bewerking van uitgebreider waarnemingsmateriaal.

Zoals werd opgemerkt kunnen de stijgende takken van de afvoerpieken niet met $\gamma = 5 \text{ etm}^{-1}$ worden berekend. Zij zijn daarvoor te steil. De vereiste vorm van de afvoerpiek wordt benaderd door het horizontaal gearceerde deel van fig. 6.6.2, dat de gedurende het uitputtingsverloop afstromende hoeveelheid inhoudt van een afvoergolf berekend met $\gamma = 5 \text{ etm}^{-1}$. Bij deze reactiefactor bereikt de stijgende tak aan het einde van het neerslagetmaal nagenoeg de horizontale asymptoot die overeenkomt met de neerslagintensiteit. De gestage toestand treedt bijna in. Van de inhoud van een afvoergolf met $\gamma = 5$ valt 80% voor en 20% na het moment van de top.

Indien men het minieme verschil tussen neerslagintensiteit en hoogte van de top van de afvoergolf verwaarloost, kan men eenvoudig stellen dat een te reconstrueren tophoogte m' maal de dagneerslag bedraagt. De inhoud van een bere-

Benaderingswijze van de scherpe afvoertoppen in de Geleenbeek. Het horizontaal gearceerde gedeelte wordt in rekening gebracht.



Over de te gebruiken waarden van m' licht tab. 6.6.II in. Deze waarde blijkt gekoppeld te kunnen worden aan de neerslagsom van de twee voorgaande dagen of aan de neerslag van alleen de voorgaande dag. Bij voorgaande tweedaagse sommen kleiner dan 5 mm draagt alleen een dagsom groter dan 7,5 mm aan de oppervlakte-afvoer bij. Overigens moeten bijdragende dagsommen groter zijn dan 5 mm. Een dagenreeks met oppervlakte-afvoer eindigt op de eerstvolgende dag met $n_s < 5 \text{ mm.etm}^{-1}$.

TABEL 6.6.II. Waarden van m' voor de Geleenbeek. Wanneer $n_{s-2} + n_{s-1}$ of wanneer n_{s-1} de aangegeven waarden heeft, dient de vermelde fractie m' in rekening te worden gebracht van n_s -waarden groter dan aangegeven.

$n_{s-2} + n_{s-1}$ mm.etm ⁻¹	m'	n_s mm.etm ⁻¹
0-5	0,10	7,5
5-10	0,10	5,0
10-25	0,15	5,0
25-40	0,20	5,0
> 40	0,25	5,0
of, n_{s-1}		
15-25	0,20	5,0
> 25	0,25	5,0

De faktor m' heeft een overeenkomstige betekenis als de gelijknamige faktor in (4.8.3). In dit geval geldt echter, in tegenstelling met (4.8.3), $p(\text{OPP})_s = 0,2m' \times n_s$, aangezien niet de volledige afvoergolf in rekening wordt gebracht maar alleen het uitputtingsdeel daarvan. Zoals gebruikelijk komt op dagen met opervlakte-afvoer $n'_s = n_s - p(\text{OPP})_s$ aan het grondwater ten goede.

Een voorbeeld van het resultaat van een dergelijke berekening toont fig. 6.6.3. De ondernomen poging om een afvoerverschijnsel met een zo grote reactiefactor met neerslagdagsommen te benaderen, blijkt niet zinloos. Bij beschouwing van de figuur moet men bedenken dat de berekende grondwaterafvoer enige onzekerheid inhoudt door het ontbreken van een juist inzicht in de oppervlakte-aandelen.

GELEENBEEK

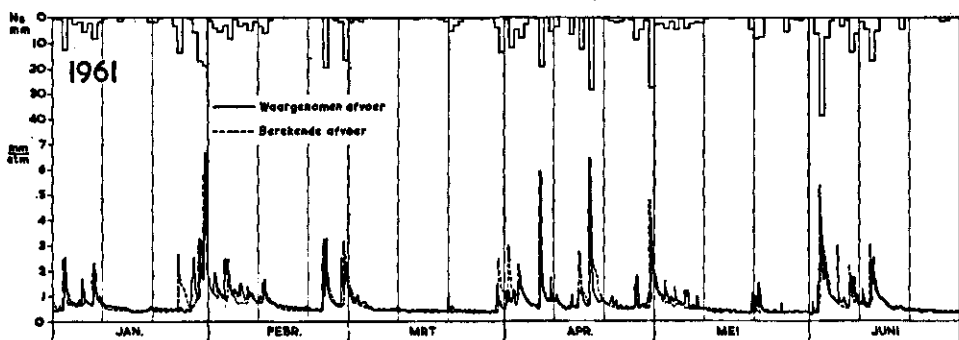


FIG. 6.6.3. Overzicht van een gedeelte van het waargenomen en het berekende afvoerverloop van de Geleenbeek.

Voor de interpretatie van de oppervlakte-afvoerpieken, die volgens tab. 6.6.II tussen $0,2 \times 0,10 = 0,02$ en $0,2 \times 0,25 = 0,05$ maal de grote dagneerslagen bevatten, moet men vermoedelijk denken aan een zeer snelle vulling van de beek bijv. door stedelijke afvoer uit Heerlen. De uitputting volgens $\gamma = 5 \text{ etm}^{-1}$ stelt dan het leeglopen van de plotseling gevulde beek voor. Inderdaad beslaat het aan de beek grenzende stadsdeel van Heerlen ca. 5% van de oppervlakte van het stroomgebied.

De Lunterse beek

De afvoergegevens van de Lunterse beek (7400 ha) werden verzameld door de Directie Waterhuishouding en Waterbeweging van Rijkswaterstaat. Het betreft geregistreerde waterhoogten van de peilschaal bij Overeem geijkt aan afvoermetingen verricht bij de uitmonding van de beek in het Valleikanaal. Het stroomgebied dat geheel uit zandgronden bestaat, bevat drie landschapstypen: hoge gronden zonder sloten ten oosten van de weg Ede-Lunteren-Meulunteren; ten westen van deze weg een over een afstand van 10 km van 15 tot 5 m +NAP dalende, licht golvende vlakte. In deze vlakte ligt als derde type het gebied van Ederveen met zijn hoge grondwaterstanden en langgerekte percelen. De Lunterse beek en zijn zijbeken doorstromen de vlakte in ondiepe, soms nauwelijks als zodanig te herkennen dalen.

Beschikbaar waren waterhoogten over 6 jaren (1954–1959) benevens een ijk-kromme met een betrekkelijk geringe spreiding van de gemeten punten, die alle uit de betreffende jaren stammen. Na omrekening van de waterhoogten tot afvoeren bleek de afvoerverlooptlijn in voor- en najaar, maar ook van tijd tot tijd in de zomer, abrupte sprongen te vertonen. De oorzaak hiervan bleek te zijn de enkele km stroomafwaarts van het meetpunt gelegen schotbalkstuw. In overleg met ter zake kundigen van Rijkswaterstaat konden bijna 43 van de totaal beschikbare 72 maanden worden aangewezen als waarschijnlijk niet door opstuwing gestoord. De data waarop afvoermetingen werden verricht ter vaststelling van de ijk-kromme vielen zonder uitzondering binnen deze 43 maanden,

zodat zekerheid bestaat dat de ijk-kromme geldt voor de niet gestuwde toestand.

Uiteraard kan met dit fragmentarische materiaal geen systematische analyse worden uitgevoerd. Een waterbalans kan niet worden opgesteld zodat k_s in het duister blijft. Het uitputtingsverloop van de kwelafvoer in de voorzomer is niet te achterhalen omdat juist in die periode steeds gestuwd wordt. Ook ontbreekt in de meeste jaren de mogelijkheid om het moment van toename van de herfstafvoer te dateren.

Desalniettemin werden een aantal pogingen gedaan om voor de Lunterse beek proberenderwijs tot een rekenmodel te komen. Aangaande de oppervlakte-aandelen werd geen uitsluitel verkregen, evenmin over kwelwinst of inzijgings-verlies. Wel kan worden vastgesteld dat drie reactiefactoren in het spel moeten zijn met ongeveer de volgende waarden: 0,003, 0,03 en 0,36 etm^{-1} .

DE JAGER (1965) bestudeerde het afvoerterloop van de Lunterse beek aan de hand van de periode 27-XI tot 6-XII-1961. Hij liet de hoge gronden buiten de begrenzing van zijn stroomgebied en rekende met een 1700 ha kleinere oppervlakte. DE JAGER (zie diens fig. 51) probeerde twee verschillende karakteristieken, te weten $1,00a_s$ [$\alpha = 0,28 \text{ etm}^{-1}$, $t = 1/3 \text{ etm}$] en, met een iets beter resultaat dan de eerste, $0,80a_s$ [$\alpha = 0,67 \text{ etm}^{-1}$, $t = 1/3 \text{ etm}$] + $0,9 \text{ mm.etm}^{-1}$. De reactiefactor $0,28 \text{ etm}^{-1}$ lijkt (afgezien van de vraag of deze als α moet worden gehanteerd), gezien de hierna volgende beschouwingen, geen onwaarschijnlijke gemiddelde waarde. Men vraagt zich af of $0,67 \text{ etm}^{-1}$ voor dit gebied dat weinig overeenkomst vertoont met een goed ontwaterde polder, op zijn plaats kan zijn. Dat de door DE JAGER in zijn fig. 51 berekende afvoerpieken te scherp uitvallen is waarschijnlijk mede een gevolg van het rekenen met te korte intervallen (verg. fig. 4.5.8).

Het ligt voor de hand de laagste van de drie eerder genoemde reactiefactoren (0,003) in verband te zien met de hoge gronden die deel uitmaken van de Veluwe. In vergelijking met reactiefactoren gevonden in andere gebieden (Kleine Dommel 0,003, Geleenbeek 0,0015 en Geul 0,0005 etm^{-1}) lijkt 0,003 aan de hoge kant voor de Veluwe met zijn zeer grote afstanden tussen de kwelafvoer opnemende dalen. De grote kD -waarde van de Veluwe zal dit compenseren.

Een mogelijkheid van toetsing werd gevonden in een bron in de zuidhelling van de Veluwe aan de Fonteinallée bij Doorwerth. Gedurende 40 dagen in sept. en okt. 1962, een periode met doorlopend verdampingsoverschot, werd twee maal per week het debiet van de bron gemeten door tijdsopname van het vollopen van een emmer onder de afvoergoot van de bron. Het debiet van de bron nam gedurende de 40-daagse periode regelmatig af volgens de reactiefactor $0,00312 \text{ etm}^{-1}$.

Het grootste deel van het hydrologisch ontsloten gedeelte van het stroomgebied van de Lunterse beek heeft onregelmatig gevormde, tamelijk grote percelen. Hier lijkt een reactiefactor van $0,36 \text{ etm}^{-1}$ zeker op zijn plaats.

Een terreinverkenning op 12-XII-1960 leerde dat de vele sloten in het gebied met strokenverkaveling rond Ederveen klein van afmetingen en slechts onderhouden waren. Dit is typisch een gebied waaruit moerasafvoer kan worden verwacht en waar $\omega = 0,03 \text{ etm}^{-1}$ niet onwaarschijnlijk is.

7. SAMENVATTING EN NABESCHOUWING

7.1. SAMENVATTING

De belangrijkste indruk die deze studie over analyse en reconstructie van afvoerverlopen achterlaat, is wel deze dat het mogelijk blijkt afvoerverlopen van gebieden met sterk uiteenlopende topografische, geologische en hydrologische eigenschappen op zeer bevredigende wijze te reconstrueren met behulp van een voor elk gebied typische combinatie van parameters (de karakteristiek van het gebied) en met gebruikmaking van algemeen beschikbare dagsommen van de neerslag, onder, althans voor Nederland, algemene toepassing van verdampingscijfers van ELINK STERK (tab. 5.4.1) met veelal een correctie van het doorlopend verdampingsoverschot (5.5).

Voor afvoergebieden van enige omvang werd aan meer gedetailleerde neerslaggegevens geen behoefte gevoeld. Zelfs met een zo hoge reactiefactor als 5 etm^{-1} voor de Geleenbeek bleek met dagsommen een gemiddeld aanvaardbaar afvoerbeeld te kunnen worden verkregen. Alleen in het kleine drainagegebied te Elst (0,75 ha) waren de resultaten het beste met halve dagsommen.

Gezien de gecompliceerdheid van het afvoerproces is het verrassend dat een karakteristiek blijkt te kunnen bestaan uit een beperkt aantal parameters, reactiefactoren (3.3) en oppervlakte-aandelen (4.8), en dat deze parameters blijkbaar op ongedwongen wijze gekoppeld kunnen worden aan gebiedsonderdelen die zich in hun mate van hydrologische ontsluiting van elkaar onderscheiden. Meestal bevat een karakteristiek tevens een doorgaans constant bedrag voor kwelwinst of inzijgingsverlies. Niet zelden variëren de oppervlakte-aandelen met de tijd. Deze variatie blijkt steeds te kunnen worden gerelateerd aan de waarden die de berekende deelafvoer met de kleinste in een bepaald gebied optredende reactiefactor doorloopt. Deze relatie dient bij de karakteristiek te worden vermeld.

De beoordeling van de doeltreffendheid van een karakteristiek berust in hoge mate op onderlinge vergelijking van frequentie-overzichten van waargenomen en berekende afvoeren. De in 5.2, 5.3 en 5.4 besproken onvolkomenheden in de gegevens, vooral die in de neerslagcijfers, maken het illusoir te streven naar volmaakte dekking van het berekende met het waargenomen afvoerverloop (zie ook 6.2 sub r).

De karakteristiek geldt voor grootte en ligging van het gebied waarvoor hij werd afgeleid. Een bevredigende reconstructie van het afvoerverloop kan slechts worden verwacht wanneer de karakteristiek wordt toegepast op neerslagcijfers van de bij de analyse gebruikte regenmeter(s) en dan nog slechts voor zover in de loop van de tijd geen belangrijke veranderingen in de meetomstandigheden zijn opgetreden.

Om tot een bevredigende analyse te geraken, is het, met name wanneer kleine reactiefactoren een rol spelen, belangrijk dat het afvoerverloop nauwkeurig en zonder al te grote hiaten bekend is. Even belangrijk is het in dit verband dat de waterstaatkundige begrenzing van het afvoergebied niet aan veranderingen on-

derhevig is, dat het meetpunt niet onder invloed staat van stroomafwaarts gelegen, niet-vaste stuwen (metingen te Wijlre, 6.5, Lunterse beek, 6.6) en dat de ijk-kromme inderdaad geldt voor de analyseperiode (Kleine Dommel, 6.4).

Hoge waarden van reactiefactoren behoren bij gebiedsdelen die hun af te voeren neerslag snel afstaan en omgekeerd (zie ook 7.3). Reactiefactoren worden in 5 typen onderscheiden (verg. 4.7):

α voor volledig ontwikkelde kavelafvoer, d.w.z. grondwaterafvoer uit hydrologisch ontsloten gebieden waarvan de hoogte van de open waterspiegel zodanig constant is (bijv. boven het slootwater uitmondende drains) of wordt gehouden (bijv. door intensieve bemaling), dat deze afvoer onvervormd, met inbegrip van zijn onevenredige delen (zie fig. 3.4.2) het meetpunt passeert.

β voor kwelafvoer, d.w.z. grondwaterafvoer uit hydrologisch niet ontsloten gebieden, zich manifesterend als kwel in aan hoge gronden grenzende lagere terreinen. De hoogte van de open waterspiegel in deze kwel ontvangende gebiedsdelen is in het algemeen niet constant. Dit zal een belangrijke reden zijn (naast verschil in zaktijd van het regenwater naar de in de hoge gronden niet overal even diep liggende grondwaterspiegel) dat bij kwelafvoer geen onevenredige delen worden geconstateerd.

γ voor oppervlakte-afvoer, een afvoertype waarbij de mate van vervorming van het neerslagbeeld bepaald wordt door de lengte, de breedte en het verhang van open waterlopen. Onevenredige delen behoeven derhalve geen overweging.

Ω voor geredde kavelafvoer, d.w.z. grondwaterafvoer uit hydrologisch ontsloten gebieden waarvan de hoogte van de open waterspiegel niet constant is, zodat onevenredige delen zich niet kunnen ontwikkelen.

ω voor moerasafvoer, d.w.z. afvoer uit weliswaar hydrologisch ontsloten gebieden, maar waarin de afvoercapaciteit van de waterlopen door verwaarlozing of door te bescheiden dimensionering zo gering is dat in deze gebieden regelmatig wateroverlast optreedt. Evenals zulks bij oppervlakte-afvoer het geval is, bepalen ook hier de afmetingen van de open waterlopen hoe snel het gebied leegloopt. Ook hier is geen plaats voor de gedachte aan onevenredige delen.

Berekeningen van volledig ontwikkelde kavelafvoer (α) worden uitgevoerd met de formules van 4.3. Alle overige afvoertypen worden berekend met de formules van 4.2. De effectieve neerslag (zie 5.5) die in de berekeningen wordt ingevoerd, is voor alle afvoertypen dezelfde behalve voor oppervlakte-afvoer (γ), die volgens (4.8.3) slechts een deel van de gevallen neerslag krijgt toegewezen.

De in (4.8.3) te gebruiken waarden van parameters worden, zoals alle overige in deze studie voorkomende parameterwaarden, uitsluitend ontleend aan het geconstateerde afvoerproces.

7.2. RECENTE ONTWIKKELINGEN ELDERS

Het is interessant de zojuist samenvattend beschreven werkwijze te confronteren met de ontwikkelingen aangaande analyse en reconstructie van afvoerprocessen, die, gelijktijdig met dit onderzoek, elders plaats vonden. Een waarde-

vol overzicht hiervan geven KRAIJENHOFF VAN DE LEUR en O'DONNELL in het Verslag van de Technische Bijeenkomst 21 van de Commissie voor Hydrologisch Onderzoek T.N.O. (ter perse).

De auteurs onderscheiden lineaire en niet-lineaire systemen, die met de tijd onveranderlijk (time-invariant) of met de tijd veranderlijk (time-variant) kunnen zijn. Een systeem is volgens O'DONNELL lineair wanneer het verband tussen de neerslag en de daaruit voortvloeiende afvoer alleen de eerste machten van deze grootheden bevat.

In vrijwel alle gevallen die de beide auteurs noemen, gaat het om meer of minder gecompliceerde wiskundige modellen, modellen derhalve waar een bepaald wiskundig systeem aan ten grondslag ligt. Het verst is de ontwikkeling voortgeschreden van lineaire, onveranderlijke systemen. Het klassieke voorbeeld hiervan is de eenheidsafvoergolf. Besproken worden voorts stelsels berustend op een cascade van 2 of meer gelijke of ongelijke bergingen. Deze laatste opvatting wordt vertegenwoordigd door LYSHEDE (1955), besproken in hoofdstuk 2. Soms worden meer cascades naast elkaar gebruikt.

Een geheel andere benadering dan die berustend op bergingsverschijnselen, wordt gevonden in de eveneens door beide auteurs vermelde *translatie*-opvatting. Hierbij ontleent een afvoergolf zijn vorm aan de verschillen in tijd, waarna afvoerbare neerslaghoeveelheden afkomstig uit verschillende delen van het stroomgebied het meetpunt passeren. Combinatie met de bergingsopvatting wordt verkregen door tijdsverdelingen van de afvoerbare neerslag, verkregen uit translatieberekening, door een lineaire berging te voeren.

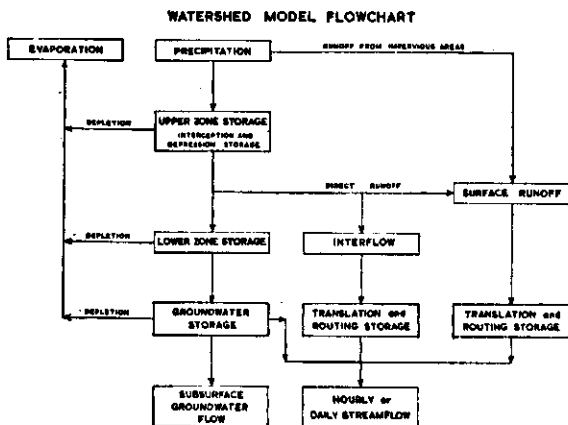
Wat betreft lineaire veranderlijke systemen, vermeldt O'DONNELL een eigen poging, waarbij hij in een fictief model bestaande uit een cascade van gelijke lineaire bergingen, de reactiefactor tijdsafhankelijk maakt.

Niet-lineaire werkwijzen zijn volgens O'DONNELL over het algemeen met de tijd veranderlijk. In dit verband verwijst hij naar publikaties van AMOROCHO en medewerkers. Met name AMOROCHO en HART (1964) geven een doordachte klassifikatie van de aard van hydrologische studies. Het zoeken van het verband tussen neerslag en afvoer behoort in de categorie van de 'system investigations', waarbinnen 2 soorten van methoden worden onderscheiden: 'general system analysis' en 'general system synthesis'. Bij de eerste wordt een verband tussen toevoer en afvoer gevonden door toepassing van een zuiver wiskundige vereffeningsprocedure zonder poging tot beschrijving van het afvoermechanisme. Bij de tweede methode wordt de werking van het afvoermechanisme beschreven, althans gesuggereerd, door een stelsel van relaties waaraan bepaalde hydrologische betekenissen kunnen worden toegekend.

AMOROCHO en HART (1964) noemen in verband met de laatste benaderingswijze in het bijzonder het werk van CRAWFORD en LINSLEY. O'DONNELL beschouwt het door deze auteurs ontwikkelde 'Stanford Watershed Model' (SWM) als het het verst gevorderde en meest succesvolle voorbeeld van 'non-linear system synthesis'. Fig. 7.2.1 geeft een sterk vereenvoudigd overzicht van het schema dat aan dit model ten grondslag ligt. Het werkelijke computerprogramma bevat meer dan 500 'statements'.

FIG. 7.2.1.

Vereenvoudigd diagram van het 'Stanford Watershed Model'. Overgenomen van CRAWFORD en LINSLEY (1964).



Het volgende, ontleend aan CRAWFORD en LINSLEY (1964), geeft een indruk van de door deze auteurs gevolgde werkwijze, die van alle hier genoemde concepties het meeste lijkt op het in de voorafgaande hoofdstukken beschreven Rekenmodel voor Afvoergebieden met hoofdzakelijk Grondwaterafvoer (RAG).

Van de neerslag (uursommen) gaat in fig. 7.2.1 een gedeelte rechtstreeks naar de 'surface runoff'. Deze fractie wordt geacht afkomstig te zijn van open water en ondoorlatende terreinen. Het overblijvende deel van de neerslag komt terecht in een serie van 3 in elkaar overlopende bergingen. Uit de 'upper zone storage' vindt potentiële verdamping plaats zolang hierin water aanwezig is. De verdeling van de neerslagrest over de 3 'storages' en voorts in de richting van de pijlen tot in de vakken 'evaporation', 'groundwater storage', 'interflow' en 'surface runoff' is uiterst gecompliceerd. Samenvattend kan men zeggen dat elke waterverplaatsing in dit deel van het model wordt gestuurd door een rechtlijnige of kromlijnige relatie, waarvan de vorm a priori vaststaat. De waarden van de parameters in deze relaties vertonen voor elk stroomgebied een bepaald verband met de relatieve vulling van (meestal) de 'lower zone storage', soms van de 'upper zone storage' en in enkele gevallen met die van beide 'storages'. Parameters in dit deel van het model worden gevonden met behulp van een automatisch door de computer uit te voeren vereffeningsprogramma. Deze bewerking geschiedt per maand en levert voor elke kalendermaand een stel parameters.

Is deze eerste fase gereed dan is men in staat een opeenvolging van gemeten uurneerslagen om te zetten in per uur beschikbaar komende waterhoeveelheden voor 'interflow' en 'surface runoff' en voor aanvulling van de 'groundwater storage'.

De tweede fase omvat 2 afzonderlijke translatieberekeningen, voor 'interflow' en 'surface runoff', van het type dat eerder in deze paragraaf werd besproken. Deze leveren nieuwe tijdsverdelingen van de afvoerbare neerslag op. In een derde fase worden op deze laatste lineaire formules toegepast overeenkomend met (3.7.2), waarin echter voor $\exp(-c)$ in de plaats wordt gesteld $(2 - c) / (2 + c)$,

wanneer c de reactiefactor voorstelt. Tevens wordt nu de grondwaterafvoer berekend als fractie van de op elk moment aanwezige 'groundwater storage'. Het is geen constante fractie aangezien de factor varieert met de aan het berekenings-tijdstip voorafgaande mate van grondwateraanvulling. Tenslotte worden de 3 afvoercomponenten bij elkaar opgeteld.

Vermelding verdient nog dat de parameters van de tweede en derde fasen worden gevonden door verschillende combinaties met de hand in de computer in te voeren en de berekeningsresultaten met de waarnemingen te vergelijken.

Het is niet eenvoudig punten van verschil en overeenkomst tussen SWM en RAG nauwkeurig aan te geven omdat het beeld dat van SWM uit de literatuur verkregen kan worden, te weinig gedetailleerd is. Duidelijk is dat SWM is toegespitst op gebieden met sterke oppervlakte-afvoer, evenals trouwens alle overige in deze paragraaf genoemde werkwijzen.

Beide, SWM en RAG, produceren volledige afvoerverlopen. Wanneer men de figuren 7-10 van CRAWFORD en LINSLEY (1964) vergelijkt met de overzichten van waargenomen en berekende afvoerverlopen in deze studie, moet men constateren dat de mate van overeenstemming die bereikt wordt met SWM van dezelfde aard is als die welke met RAG wordt verkregen. Evenmin als dat bij de toepassing van RAG het geval kan zijn, streven de auteurs van SWM naar volmaakte dekking van hun reconstructie met de waarnemingen. Zij stellen zich eveneens tevreden met een goede overeenkomst van de frequentieverdelingen van berekende met die van waargenomen afvoeren.

Opvallend is de zeer veel ingewikkelder procedure ter vaststelling van de afvoerbare neerslaghoeveelheden in SWM. Deze procedure omvat de eerste en de tweede fase van het model. Men ontkomt niet aan de vraag of deze ingewikkeldheid verantwoord is. Het zou interessant zijn na te gaan in hoeverre de eenvoudige conceptie van RAG, toegepast op stroomgebieden bewerkt met SWM in haar resultaten zou achterblijven. Gezien het succes van de analyse van de afvoer van de Geul, lijkt hier plaats voor optimisme.

Hoe past nu RAG in het eerder aangeduide indelingsschema? RAG is nauwelijks aan te merken als 'synthesis'. Veronderstellingen a priori worden weinig gemaakt. Genoemd kunnen worden de neerslagverdeling voor $p(OPP)$ volgens (4.8.3) en de aanname dat de grondwaterreservoirs in het algemeen samen de gehele gebiedsoppervlakte beslaan. Men zou RAG ook moeilijk kunnen onderbrengen bij de 'general system analysis' omdat daaronder wordt verstaan een met strikt wiskundige middelen tot stand gebrachte en in wiskundige termen uitgedrukte correlering van het afvoerverloop met het neerslagverloop. Toch lijkt het aangewezen de tot nu toe gebruikte term *analyse* te handhaven voor het complex van handelingen dat moet worden uitgevoerd bij het ontrafelen van het afvoerverloop in RAG.

Ongetwijfeld hoort RAG thuis onder de 'system investigations' en wel onder de 'non-linear system investigations'. De omstandigheid dat de waarde van parameters, met name van de oppervlakte-aandelen, van het verloop van een der af-

voercomponenten afhangt, zorgt voor de niet-lineariteit. RAG is daarom ook 'time-variant', al zijn zijn variabele parameters niet direct aan de tijd, zoals bij SWM aan de kalendermaand, gekoppeld.

RAG is flexibeler dan SWM door de geringere mate waarin aprioristische aannamen worden gebruikt. De mate van detaillering van RAG wordt aangepast aan de behoefte die uit het afvoerverloop blijkt. Zo kan RAG leiden tot 'linear time-invariant' oplossingen. De Rottegatspolder is hiervan een voorbeeld.

Een overigens als onbelangrijk ondervonden nadeel van RAG in zijn 'time-variant' vorm is, dat dit model niet geheel continu is. Bij variabele m -waarden, die immers als oppervlakte-aandelen en niet als neerslagaandelen worden gehanteerd, wordt niet op elk moment het evenwicht geheel bewaard tussen ingevoerde neerslaghoeveelheid, opgetreden afvoerhoeveelheid en in het gebied aanwezige geborgen hoeveelheid. Tab. 6.4.III was hiervan een uitvloeisel.

7.3. NABESCHOUWING

De beperktheid van het aantal in deze studie behandelde voorbeelden laat nog niet toe voor in het veld aangetroffen hydrologische ontsluitingspatronen met zekerheid reactiefactoren te voorspellen. Overziet men echter de resultaten van de uitgevoerde analyses dan lijkt de verwachting gewettigd dat zulks mogelijk zal worden na in deze richting voortgezet onderzoek.

Een overzicht van in deze studie gevonden reactiefactoren, aangevuld met enkele uitkomsten van DE JAGER (1965), geeft tab. 7.3.I. Uit het werk van DE JAGER worden alleen die waarden geciteerd waarvan deze auteur met zekerheid meent te kunnen stellen dat zij aan, qua hydrologische ontsluiting, homogene gebieden of gebiedsdelen gebonden zijn. Fig. 7.3.1 toont een schema van de ontstaanswijze van de verschillende reactiefactoren in hun onderlinge waardeverhoudingen. Tabel en figuur zullen gezamenlijk worden besproken nadat eerst een toelichting is gegeven op de inrichting van de figuur.

In kolom 2 worden de verschijnselen opgesomd die in de volgorde van boven naar beneden het afvoerproces, d.w.z. het verband tussen het neerslagintensiteitsverloop en het daaruit voortkomende afvoerintensiteitsverloop beïnvloeden (afgezien van verdamping). Het schema van kolom 1 duidt de van belang zijnde eigenschappen van de verschillende verschijnselen aan.

Zo ziet men bovenaan de neerslagintensiteit die als een groot of een klein blokje wordt afgebeeld al naar gelang zij groot of klein is t.o.v. de transportcapaciteit van het systeem. Het eerste onderdeel van dit systeem is de zakwaterstroming. De verticale infiltratiecapaciteit kan relatief groot zijn (dikke) of relatief klein (dunne pijlen). De lengte van de pijlen wijst op een diep dan wel ondiep beneden maaiveld gelegen grondwaterspiegel.

Dan volgt de grondwaterstroming waarbij lange pijlen grote afstanden tussen de ontwateringsmiddelen suggereren, dikke pijlen grote k D -waarden en omgekeerd.

Vervolgens oefent de leidingstroming invloed uit op het bedoelde verband. Lange pijlen staan hier voor uitgestrekte afvoergebieden met lange leidingen, dikke pijlen voor wijde leidingen en omgekeerd.

TABEL 7.3.I. Overzicht van reactiefactoren gevonden in deze studie, aangevuld met een aantal resultaten van DE JAGER (1965), die volgens deze auteur betrekking hebben op hydrologisch homogene gebieden of gebiedsdelen.

Reactiefactor in mm.etm ⁻¹	waarde	interpretatie en herkomst
1000	$\gamma = 192$	Oppervlakte-afvoer van 0,42 ha te Hays, Kansas, fig. 3.7.1
500	$\gamma = 100 \text{ à } 200$	Oppervlakte-afvoer van Geuldalflank te Epen, beschrijving HEIMANS, 6.5
200	$\gamma = 5$	Leeglopen van door zeer snelle afvoer gevulde Geleenbeek, 6.6
100	$\gamma = 2 \text{ à } 3$	Hellend terrein met ondiepe keileem langs het Oude Diep, DE JAGER
50	$\gamma = 2$	Oppervlakte-afvoer Koekanger Made met niet verbeterde sloten, DE JAGER
20	$\gamma = 1,4$	Oppervlakte-afvoer in de Geul, 6.5
10	$\gamma = 0,8$	Oppervlakte-afvoer in de Delaware River, fig. 3.7.2
5	$\alpha = 0,7$	Kavelafvoer in de Rottegatpolder, 6.3
2	$\alpha = 0,67$	Koekanger Made (sloten verbeterd), Oldenhave enz., DE JAGER
1	$\alpha = 0,63$	Kavelafvoer van de drainage te Elst, 4.5
0,5	$\Omega = 0,60$	Kavelafvoer in de Kleine Dommel, 6.4
0,2	$\Omega = 0,36$	Gebiedsdeel met ruime slootafstand langs Lunterse beek, 6.6
0,1	$\gamma = 0,3$	Oppervlakte-afvoer in de Skunk River, fig. 3.7.2
0,05	$\Omega = 0,25$	Dennebos met weinig sloten te Grollo, 6.6
0,02	$\omega = 0,07$	Moerasafvoer in de Kleine Dommel, 6.4.
0,01	$\omega = 0,05$	Moerasafvoer in de Geul, 6.5
0,005	$\omega = 0,03 \text{ à } 0,05$	Moerasafvoer Koekanger Made met niet verbeterde sloten, DE JAGER
0,002	$\omega = 0,03$	Waarschijnlijk moerasafvoer uit Ederveen naar Lunterse beek, 6.6
0,001	$\omega = 0,015$	Moerasafvoer van vennen te Grollo, 6.6
0,0005	$\beta = 0,00312$	Kwelaafvoer uit Veluwe in bron Fonteinallee, Doorwerth, 6.6
0,0002	$\beta = 0,003$	Kwelaafvoer in de Lunterse beek, 6.6
0,0001	$\beta = 0,003$	Kwelaafvoer in de Kleine Dommel, 6.4
	$\beta = 0,002 \text{ à } 0,003$	Schommeling diepe grondwaterstanden te Baarn, 5.5
	$\beta = 0,0015$	Kwelaafvoer in de Geleenbeek, 6.6
	$\beta = 0,0005$	Kwelaafvoer in de Geul, 6.5

Het zal duidelijk zijn dat waarden van reactiefactoren lager uitvallen naarmate de doorstroming van het gebied verloopt langs in kolom 1 meer naar links gelegen pijlen.

In de kolommen 3-6 wordt met behulp van de symbolen van kolom 1 aangegeven hoe de 5 in deze studie onderscheiden afvoertypen tot stand komen. Een logaritmische schaal langs de onderkant van de figuur duidt de globale grenswaarden aan waar de reactiefactoren zich in de regel tussen bewegen. Deze schaal vormt de schakel tussen de figuur en tab. 7.3.I. Dezelfde schaal vindt

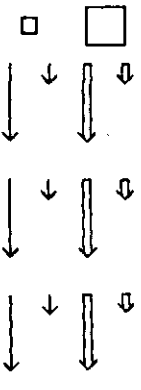
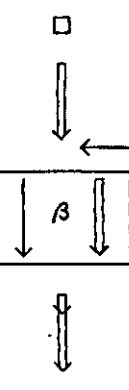
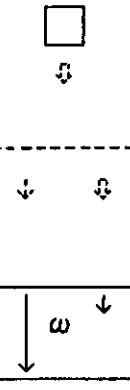
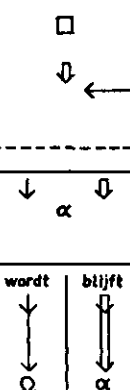
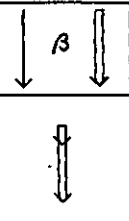
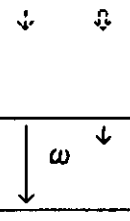
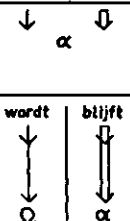
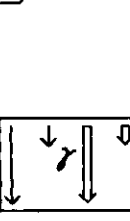
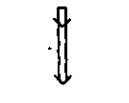
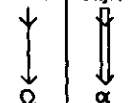
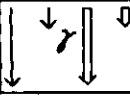
1	2	3	4	5	6
Schema	Verschijnsel	Kwelafoer	Moerasafvoer	Kwelafoer geremd volledig	Oppervlaktafvoer
	Neerslagintensiteit Zakwaterstroming Grondwaterstroming Leidingstroming				
					
					
Benaderde grenswaarde van de reactiefactoren in etm^{-1}		0 ←	0,01	0,1	1
		β	ω	Ω	γ
			Afnemend moerasetfect		
			$\omega \rightarrow \Omega \approx \alpha$		

FIG. 7.3.1. Schematisch overzicht van de ontstaanswijze van in deze studie onderscheiden reactiefactoren in hun onderlinge waardeverhoudingen.

men aan de linker kant van de tabel met daarop aangegeven de werkelijk aange- troffen reactiefactorwaarden.

Het meest rechtlijnig verloopt het kwelafoerproces (kolom 3). Afgezien van een mogelijke relatie met kolom 6 (later te bespreken) mag men stellen dat bij kwelafoer de neerslagintensiteit relatief klein is en dat voor de neerslag een ruime mogelijkheid tot verticale infiltratie bestaat, terwijl de als zakwaterstroming af te leggen weg in elk geval lang is (diepe grondwaterspiegel). Op het derde niveau, dat van de grondwaterstroming, komt de waarde van β tot stand. Dit wordt aangeduid door de omlijsting van de beide pijlen. Deze pijlen zijn lang, de afstand tussen de ontwateringsmiddelen is groot. Deze afstand en de kD -waarde (dikke of dunne pijl) bepalen of β groot of klein zal zijn. Het vierde niveau, dat van de leidingstroming, kan hoogstens een te verwaarlozen invloed op de waarde van β uitoefenen. Open leidingen, of deze nu lang of kort zijn, zijn altijd wel voldoende ruim om de kwelafoer zonder veel vervorming te laten passeren.

De β -waarden onderaan in tab. 7.3.I zijn niet in tegenspraak met de geschetste gang van zaken. Voor de zandgebieden wordt $\beta = \text{ca. } 0,003 \text{ etm}^{-1}$ gevonden. Het blijkt inderdaad geen verschil te maken of men direct aan de bron meet (Fonteinallee, Baarn) of bij het meetpunt in de leiding (Lunterse beek, Kleine Dommel). Kleinere waarden van β vindt men in Zuid Limburg. Dit is kennelijk een gevolg van relatief kleine kD -waarden in verhouding tot de grote afstanden tussen de diep ingesneden rivieren. De kleinste β werd gevonden in het gebied

van de Geul waar, zoals in 6.5 werd vermeld, het slecht doorlatende Onderste Bovencarboon zelfs gedeeltelijk aan de oppervlakte komt.

Het andere afvoerproces waarin alle stromingsverschijnselen meespelen, treft men aan in kolom 5 van fig. 7.3.1, de kavelafvoer. Met name de volledig ontwikkelde kavelafvoer (rechtterkant van kolom 5) vertoont grote overeenkomst met de kwelafvoer. Het verschil bestaat hierin dat zowel de zakwaterstroom als de grondwaterstroom in dit geval korte wegen afleggen. De leidingstroming moet voldoende ruim zijn. De tweede mogelijkheid is nl. in het onderste gedeelte van kolom 5 tevens aangegeven. Zijn de open leidingen te nauw om de kavelafvoer zonder peilsverhoging te kunnen verwerken dan komt het onevenredige deel niet tot ontwikkeling en gaat α over in Ω , zonder dat daardoor overigens de waarde van de reactiefactor noemenswaardig blijkt te veranderen.

Ook voor de gevallen van kolom 5 kan een overeenstemming worden geconstateerd tussen de gevolgde redenering en de resultaten vermeld in tab. 7.3.I. Het zwaartepunt van de kavelafvoer blijkt te liggen bij reactiefactoren van 0,6 à 0,7 etm^{-1} . Wat betreft het onderscheid tussen α en Ω herinnere men zich dat alleen in het drainagegeval te Elst ($\alpha = 0,63$) de uitwerking van het onevenredige deel kon worden aangetoond. Bij de vaststelling van de reactiefactor van de Rottegatpolder ($\alpha = 0,7$) bleef deze kwestie in het ongewisse door de onzekerheid van de gegevens (menselijke invloed op de bemaling). De reconstructie van het afvoerverloop maakte echter duidelijk dat in dat geval α de voorkeur verdiende.

In geen enkel van de overige in deze studie behandelde gebieden kon de aanwezigheid van een onevenredig deel worden aangetoond. De JAGER ($\alpha = 0,67$) paste in zijn reconstructieberekeningen steeds onevenredige delen toe echter zonder dat de noodzaak daarvan werd vastgesteld. Sommige van zijn berekende lijnen tonen scherpere toppen dan de bijbehorende waargenomen lijnen. Dit kan erop wijzen dat van een evenredige berekeningswijze betere resultaten hadden kunnen worden verwacht.

De conclusie mag luiden dat berekening met α alleen in aanmerking komt in gevallen waarbij de open waterspiegel, de ontwateringsbasis, niet of nagenoeg niet fluctueert (de waterspiegel in de drains te Elst, het peil in de Rottegatpolder met zijn ruime sloten en zijn ruim bemeten gemaal.)

Over de met Ω aangeduide gevallen in tab. 7.3.I kan nog het volgende worden opgemerkt. Na het voorgaande behoeft $\Omega = 0,60$ voor de Kleine Dommel geen verder commentaar. De beide overige Ω 's hebben betrekking op gebiedsdelen met betrekkelijk grote slootafstanden, een omstandigheid waarin de oorzaak zal zijn gelegen voor hun kleine waarden.

Ergens ligt hier de overgang van Ω naar ω , van geremde kavelafvoer naar moerasafvoer, van de gevallen waarbij de maaswijdte van het slotenstelsel de waarde van de reactiefactor bepaalt naar die waarbij vooral het dwarsprofiel en de onderhoudstoestand van de sloten bepalend zijn voor de reactiesnelheid van het betreffende gebiedsdeel. Of deze overgang, die een geleidelijke zal zijn, inderdaad in de buurt van de waarde 0,1 ligt, zou moeten blijken uit terreinonder-

zoek. Voor de reconstructieberekening is het van geen belang of men de reactiefactor Ω of ω noemt. De berekening ondergaat hierdoor geen enkele wijziging.

Kolom 4 van fig. 7.3.1 geeft het schema voor moerasafvoer. Nu is de neerslagintensiteit groot t.o.v. de transportcapaciteit van het systeem. De gestippelde pijlen suggereren dat het water wel in de grond zou kunnen dringen (en dat ook, zolang de open waterstanden laag zijn, voor een gedeelte doet) en dat er wel een grondwaterstroming zou kunnen plaats vinden, ware het niet dat de open waterspiegel dermate snel en hoog stijgt, dat deze grondwaterbeweging van ondergeschikte betekenis is. De snelle stijging van de open waterspiegel wordt veroorzaakt door te geringe capaciteit van het stelsel van open leidingen. Op dit vierde niveau wordt thans de waarde van de reactiefactor bepaald. De lengte van de pijlen suggereert de grootte van de weerstand in de afwatering.

In tab. 7.3.I treft men de ω -waarden aan in het traject tussen 0,01 en 0,1. Aan de juistheid van de bovengrens werd al eerder aandacht besteed. Wat betreft $\omega = 0,07$ voor de Kleine Dommel, $\omega = 0,05$ voor de Geul en $\omega = 0,03$ voor de Lunterse beek kan slechts worden gesproken van een waarschijnlijkheid dat deze reactiefactoren betrekking hebben op de in de betreffende paragrafen aangewezen, matig tot slecht afwaterende gebiedsdelen. Enige steun vindt deze waarschijnlijkheid althans bij de Geul (bij de Kleine Dommel en bij de Lunterse beek kon een overeenkomst niet worden vastgesteld door gebrek aan gegevens) in het bijbehorende oppervlakte-aandeel, dat niet in tegenspraak is met de oppervlakte die dit gebiedsdeel volgens de kaart ongeveer kan innemen.

Duidelijker ligt deze kwestie bij $\omega = 0,015$ voor Grollo. Het hierbij behorende oppervlakte-aandeel stemt zodanig overeen met de relatieve oppervlakte van de vennen in dit gebied, dat weinig twijfel mogelijk is. Nog sterker spreekt het geval met $\omega = 0,03$ à $0,05$, door DE JAGER gevonden in de Koekanger Made voordat daar de sloten werden schoongemaakt en verbeterd. Na uitvoering van deze werkzaamheden bleek de reactiefactor van hetzelfde gebied ca. 0,67 te bedragen. Toen trad geen wateroverlast meer op. De afvoer door de grond was hersteld, de maaswijdte van het slotennet bepaalde wederom de waarde van de reactiefactor.

Het schema van de oppervlakte-afvoer in kolom 6 van fig. 7.3.1 vertoont sterke overeenkomst met dat van de moerasafvoer. Ook in dit geval is de neerslagintensiteit relatief groot. Echter vormt nu, althans in de meeste gevallen, de verticale infiltratiecapaciteit het knelpunt. Slechts een deel van de neerslag kan via de dunne pijlen in de grond dringen en zich hetzij bij de kwelafvoer, hetzij bij de kavelafvoer voegen.

De neerslag die niet in de grond dringt, stroomt af over de oppervlakte en komt direct op het niveau van de leidingstroming terecht. Onder de term leidingen dienen dan tevens te worden begrepen: erosiegeulen van allerlei afmetingen, holle wegen en allerlei terreinlaagten die het water benut om het eigenlijke leidingstelsel te bereiken. De lengte, de breedte en het verhang van dit gehele samenstel van leidingen bepaalt de γ -waarde.

In tab. 7.3.I vindt men de γ -waarden overwegend bovenaan. Zij vertonen een zeer grote spreiding. Aan deze spreiding werd in 3.8 een beschouwing gewijd. De

bovenste twee waarden hebben betrekking op gevallen met een ruime en korte leidingstroming. De volgende, $\gamma = 5$, slaat op de bijzondere vorm van oppervlakte-afvoer in de Geleenbeek, waarbij alleen het uitputtingsverloop zich volgens deze γ ontwikkelt maar de stijgende takken op een veel grotere reactiefactor wijzen.

DE JAGER vond oppervlakte-afvoer in twee gevallen: in een hellend terrein met ondiepe keileem ($\gamma = 2$ à 3) en in de Koekanger Made met verwaarloosde sloten waar tevens, zoals eerder werd gemeld, moerasafvoer met $\omega = 0,03$ à $0,05$ optrad.

Interessant is tenslotte nog de onderlinge vergelijking van $\gamma = 1,4$ in de Geul (305 km^2), $\gamma = 0,8$ in de Delaware River (8000 km^2) en $\gamma = 0,3$ in de Skunk River (11000 km^2). De afname van de γ -waarden gaat samen met toename van de gebiedsoppervlakte. Hoewel het verband niet regelmatig is, kan er toch een bevestiging in worden gezien van de in 3.8 gegeven beschouwing. Het uitgangspunt, de aldoor zo genoemde elementaire afvoergolven, zal in de drie gevallen weinig verschillend zijn. Uit de beschrijving van HEIMANS (6.5) volgde dat deze elementaire afvoergolven zich in het Geuldal met eenzelfde felheid ontwikkelen als onder Amerikaanse omstandigheden ($\gamma = 192$, Hays, Kansas).

Enkele opmerkingen ten aanzien van de inhoud van fig. 7.3.1 en tab. 7.3.I mogen nog volgen. In het schema van de figuur wordt het verschijnsel lozing niet genoemd. In het algemeen zal de lozingscapaciteit aangepast zijn aan de transportcapaciteit van de open leidingen. Men kan zich echter voorstellen dat een onvoldoende lozingsmogelijkheid een extra moerasede effect zou kunnen veroorzaken.

Opmerkelijk is dat geen aansluiting bestaat tussen de kolommen 3 en 5 van de figuur, beide gevallen vertegenwoordigend waarbij de afstand tussen de ontwateringsmiddelen de waarde van de reactiefactor bepaalt. In het traject dat kolom 4 omspant, werden slechts gebieden aangetroffen met onvoldoende afwateringsmogelijkheid, die evenals de Koekanger Made naar kolom 5 zouden opschuiven wanneer zij door verbetering en intensivering van de hydrologische ontsluiting van hun wateroverlast zouden worden bevrijd. Men vindt in de tabel geen goed ontwaterde gebieden vermeld tussen $\beta = 0,0031$ en $\Omega = 0,25$. De volgende redenering maakt aannemelijk dat dit hiaat niet toevallig is ontstaan.

Men zou zich kunnen voorstellen dat in het natuurlijke landschap onder het Nederlandse klimaat een trage reactie overeenkomend met $\beta = 0,003 \text{ etm}^{-1}$, d.w.z. een ruim net van open wateren, voldoende was om het algemene evenwicht tussen neerslag en afvoer te handhaven. Onder die omstandigheden zou echter een groot deel van het land door te hoge waterstand onbruikbaar zijn.

In de lage gebieden heeft de mens bij de occupatie de ontwatering sterk geïntensiveerd. Dit deed het evenwichtsniveau tussen neerslag en afvoer in de hoge gronden dalen. Hydrologische ontsluiting resulterende in goede ontwatering met intermediaire reactiefactoren tussen die van kwelafvoer en kavelafvoer kon daardoor achterwege blijven c.q. beperkt blijven tot smalle stroken, waarvan het effect in het totaalbeeld verloren gaat. Het in 3.2 vermelde, hellingopwaarts in dichtheid afnemende slotenpatroon op flauwe dalhellingen is hiervan een voorbeeld.

SUMMARY

1. INTRODUCTION

The need for more objective, better justified and more differentiated values of the *design discharge* (the rate of discharge to be used in calculating the dimensions of discharge structures) for any given discharge area, is generally felt. The design discharge can be evaluated by applying economical considerations (less damage to be expected with extra investments for larger structures according to a higher design discharge) to a frequency distribution of observed discharge rates. Often, however, observations are restricted to a period too short to yield a reliable frequency survey. On the contrary precipitation records of the same region usually span a greater length of time.

A generally accepted procedure consists in composing some model by an *analysis* of the relation between observed precipitation and observed discharge. A *reconstruction* of unobserved discharge rates over a longer period then can be performed by running precipitation data through the model. The unit hydrograph conception is a classical example of this procedure. As far as could be traced, all known methods in this field were especially designed for conditions where direct runoff plays a major part, i.e. where it can easily be pointed out which storm, which amount of precipitation brought about any sharply defined flood wave.

The aim of this study is to develop a model for the precipitation-discharge relationship in permeable areas with relatively low rainfall intensities, like in most parts of the Netherlands. In some cases however some surface runoff may also occur. This can easily be incorporated in the model. The existence of surface runoff can be recognized from the sharp discharge peaks it produces also in summer when evaporation surpasses precipitation and hence groundwater discharge slackens. Summer rains have to fill up at least part of the soil moisture deficit before recharge of groundwater can occur.

2. THE USE OF EXPONENTIAL FUNCTIONS IN DESCRIBING THE HYDROGRAPH

The model referred to in ch. 1 will mainly consist of negative exponential functions. On the basis of some examples a short historical survey is given of their use in hydrology. The principle implied in fig. 2.1. will be one of the methods used in the analysis.

3. FORMULAE TO BE APPLIED IN THE MODEL

Discharge areas (polders, watersheds) comprise *groundwater reservoirs* and (sometimes) *surface reservoirs*. A reservoir is composed of *discharge units*, strips of land between two drains, two ditches, two streams. All equivalent discharge units within a discharge area make up one reservoir. Discharge units are consid-

ered equivalent when they possess similar combinations of permeability, height above base of discharge, distance between discharge channels etc.

Each reservoir has its own specific way of reacting upon effective precipitation, which reaction can be simulated with a negative exponential function, the degree of reaction being typified by the constant in the exponent, called the *reaction factor* of the reservoir. The dimension of reaction factors is time^{-1} , most often day^{-1} .

In principle two types of groundwater reservoirs can be distinguished. Firstly those consisting of areas with deep groundwater tables, where no ditches are found. Their discharge appears as *seepage flow* in adjacent lower areas (relatively far apart valleys or polder regions). Secondly reservoirs comprising areas with a shallow groundwater table, where fields are mutually separated by ditches. Here *field discharge* is directly collected in the ditches bordering the fields.

After BOUSSINESQ the reaction factor of (fully developed, see below) field discharge is called α . For seepage flow β is adopted and for surface runoff γ . In the course of this study the need became apparent for two more types of reservoirs: that of *retarded* (i.e. not fully developed) *field discharge* with reaction factor Ω and that of *marshland discharge* (ω).

The latter type of discharge emanates from areas with ditches where, however, in consequence of inadequate lay-out or neglected upkeep, the ditch system has insufficient transport capacity. The areas concerned have very high water tables in rainy seasons. The value of the reaction factor in this case is not determined by properties of groundwater flow but by hydraulic properties of the open channel system.

It turned out that all reservoirs, except for those of fully developed field discharge, can be handled with simple formulae of the type (3.6.7) or (3.7.2), based on the proportionality between rate of discharge (a) and amount of stored dischargeable water (R), the factor of proportionality being the reaction factor, as denoted for seepage flow in (3.6.9).

The formulae for fully developed field discharge, (3.4.1) and (3.4.2), were elaborated by KRAIJENHOFF VAN DE LEUR (1958). In this case a rate of discharge, proportionate to the storage only exists during tail-recession when the theoretical shape of the groundwater table is merged in a single sinusoid and only the terms with $n = 1$ in (3.4.1) and (3.4.2) really count. Before tail-recession is reached, also terms of higher order are of importance. This is visualized in fig. 3.4.2. The starting levels are lines 1. A suddenly added amount of percolation makes these water tables rise parallelly to positions 2. Now, with respect to the ditch water level, the hatched parts have greater pressure heads than corresponding to the tail-recession situation with the same height of water table midway between ditches. The hatched quantities of water will effectuate *disproportionate parts* of the rate of discharge, accounted for by the terms of higher order in (3.4.1).

In the practice of analysis it was found that disproportionate parts can only be traced in those cases where the open water level is fairly constant (e.g. drain-

age to subdrains with a free outlet, discharge in a polder with great pumping capacity). In all other circumstances the rise of the open water level obviously hampers the development of disproportionate parts in such a way that retarded field discharge arises which, as was stated before, can be best approximated as a proportionate phenomenon.

The physical interpretation of α is given in (3.4.4.), that of β in (3.6.8). For retarded field discharge the reaction factor (Ω) will have nearly the same value as α with equal hydrologic properties of the discharge units. As a matter of fact a physical interpretation in hydrologic terms can not be given for ω and γ .

In deriving (3.4.4) and (3.6.8) the radial groundwater flow around ditches or drains was not taken into consideration. HOOGHOUTD (1940) solved this problem for steady state solutions, replacing the real thickness of the aquifer by the (smaller) thickness d of an equivalent layer. In 3.9 the same reasoning as used by HOOGHOUTD, is applied to the non-steady cases of field discharge (d_{kav}) and seepage flow (d_{kwe}), the steady solution of HOOGHOUTD being denoted as d_{ges} . Their values can be calculated using (3.9.9), (3.9.10) and (3.9.8) respectively. Values of A , B_r and E_{kav} , $(0,35 + E_{kwe})/(4 - 2m)$ and E_{ges} can be taken from figures 3.9.2 and 3.9.3 in dependence from the ratios, as indicated, between real thickness H of aquifer, effective radius r_0 of drain, ditch or stream and distance l between drains, ditches or streams (for m see ch. 4). The general conclusion is that for thin aquifers all three d -values come out equal, that however for profiles permeable to great depths, the thickness of the equivalent layer for non-steady cases surpasses the d of HOOGHOUTD up to about one and a quarter times the value of the latter.

4. THE COMPOSITION OF THE CALCULATION MODEL

Formula (4.2.1) relates the rate of discharge a_s (in mm. day⁻¹) at the end of the interval s to a_{s-1} , the same at the end of the preceding interval, for all cases with proportionate reactions, if the dimensional time unit of the reaction factor equals the length of the calculation intervals (normally in this study one day) and if s is the serial number of the interval and $\epsilon = \exp(-\text{reaction factor})$. Examples of calculations are shown in tables 4.2.I and 4.2.II.

The proportionate part a^*_s of the fully developed field discharge is treated the same way according to (4.3.15). Disproportionate parts are added. They are determined by means of multiplying precipitation by *completing factors*, given in table 4.3.I. In this procedure p_s is multiplied by u_α corresponding to the value of α in the left-hand column, p_{s-1} is multiplied by the difference of u_α corresponding to $2 \times \alpha$ and u_α corresponding to $1 \times \alpha$, p_{s-2} by the difference of u_α ($3 \times \alpha$) and u_α ($2 \times \alpha$) etc. Table 4.3.II shows a calculation example.

From pumping stations in general only daily amounts of discharged water A_s (in mm) can be known. In that case not a_s but R_s , the stored quantity at the end of the interval, is calculated and transformed into A_s according to (4.1.1).

The determination of the starting value a_0 for the rate of discharge at the beginning of a reconstruction period, presents a special problem. It has to follow

from (4.5.2). The series in this formula must be continued until further contributions are negligible ($8/\pi^2$ must be incorporated in case of disproportionate reaction, cf. (4.3.15)). Table 4.5.II contains a calculation example. With small reaction factors precipitation of a long preceding period affects a_0 . Calculations from day to day with (4.5.2) would become very cumbersome. Fortunately however good results are obtained when only a restricted number of daily intervals are applied for the time immediately preceding $t = 0$. Longer intervals, consecutively one third of a month, one month and three months can be used for periods further and further back in the past. Fig. 4.6.3 shows, in relation to the value of the reaction factor, the numbers of intervals of different lengths to be used for a fair approximation of a_0 . It turns out that for small reaction factors short intervals can even be omitted in the calculation.

Concerning the division of precipitation among reservoirs, the principles are as follows. In case surface runoff is present, its effective precipitation $p(\text{OPP})_s$ is separated from the measured precipitation n_s according to (4.8.3) in which m' and r_s are determined statistically by comparison of water contents of discharge peaks with water contents of causative rains. Different values of m' and r_s are established for different antecedent rainfall-evaporation conditions. Thus differences in moisture content of the topsoil at the beginning of the rainstorm are accounted for. In calculating surface runoff, evaporation is left out of consideration, i.e. $p(\text{OPP})_s$ enters as such into the surface reservoir. Then n'_s from (4.8.4) takes the place of n_s as contribution to the groundwater reservoirs.

It is basically understood that the total area of the groundwater reservoirs equals the whole of the discharge area. (Only in some areas with substantial deep seepage losses (see below) this conception can not always be maintained.) From n_s (or n'_s) evaporation is subtracted (see ch. 5) which yields p_s , the input for all groundwater reservoirs. According to (4.8.1) (or corresponding formulae for α -calculation) a_s/m is calculated for each groundwater reservoir, m being the areal proportion of the reservoir. The results are multiplied by the m -values of the reservoirs and then added up (with the result of the surface runoff calculation, if relevant) to a^B_s , the rate of discharge of the whole area. It is considered more realistic to introduce in the calculations p_s , the actual depth of effective precipitation, instead of using $m \cdot p_s$ as the input.

Apart from this better approximation of reality, the calculation of a_s/m has a computational advantage when m -values are variable, this being nearly always the case when more groundwater reservoirs are present. The variability of m -values can be explained by the fact that during rainy periods with high groundwater tables more ditches become effective for receiving groundwater flow. As long as the ditches are dry, the area concerned belongs to the seepage flow reservoir (β). In other parts of the year, with high groundwater levels, the same area may either belong to the field discharge reservoir (α or Ω) or to the marshland discharge reservoir (ω). The m -values are consequently connected with the groundwater table height. In the calculation model they are related to the computed a_s/m of the slowest reacting reservoir, a_s/m being reckoned proportionate to water table height.

In case of variable m -values, the calculation of a_s/m (instead of directly a_s from $m \cdot p_s$) slightly disturbs the continuity of the system. The balance between input, output and internal storage then is not always exactly maintained in the course of calculation periods. This discontinuity revealed itself only as a trifling disadvantage.

In connection with the composition of the model one more feature needs mentioning. Many discharge areas suffer from deep seepage losses (or, though less often, receive deep seepage gains). Generally an overall groundwater table slope exists, causing groundwater to leave the area unobserved. Mostly this process, extending over long distances, has so small a reaction factor that it can be considered constant in time. Losses are subtracted, gains are added in the computation of a_s^B (see above).

5. DATA AND THEIR RELIABILITY

For an analysis are needed: the hydrograph over at least one, preferably some complete years, precipitation data over the same period and data on or an approximation of evaporation. All data are expressed in $\text{mm} \cdot \text{day}^{-1}$. To convert the hydrograph into this unit, the superficies of the discharge area must be known. Topographical indications generally suffice to locate the boundaries in high parts. In flat parts it has to be ascertained that no temporary connections, with open water in adjacent areas, are made across the determined divide.

Precipitation can not be known exactly, rain gauges being subject to wind effect. Measured precipitation n_s is nearly always less than real precipitation. In addition there is the unequal areal distribution of precipitation. In regions without regular (e.g. orographically originated) unequalities it is recommended to select one or a few rain gauges of good quality, i.e. with little wind effect.

In the model a standard evaporation was applied according to values determined by ELINK STERK in 1897 from the water balance of a large polder near the coast of the Netherlands. It appeared that this evaporation, differentiated to ten day periods (table 5.4.I), could be used for all years and all over the Netherlands with sufficiently accurate results, as long as data from normal rain gauges are applied as counterparts. The reason for the general applicability of this combination must be that both actual evaporation and wind effect on rain gauges tend to diminish from the coast inwards.

In principle for groundwater reservoirs the equation holds: $p_s = n_s$ (or n'_s) - v_s , when v_s is the evaporation from table 5.4.I. However $p_s = 0$ for $n_s \leq v_s$. For $n_s < v_s$ an evaporation surplus originates that is passed on to the next interval. As long as this evaporation surplus continues, p_s remains zero. Effective precipitation comes forth again only as soon as the total of precipitation surpasses the total of evaporation since the last positive p_s -value. One restriction has to be made here. In some cases the calculated continuous evaporation surplus in summer ends at too late a date, viz. after the date of starting of the increase of autumn discharge. This discrepancy can be corrected, replacing the calculated continuous evaporation surplus by an apparent continuous eva-

poration surplus, which latter for different years can be linearly related to the former.

Solid precipitation (mainly snow) was inserted into the calculations in two ways: firstly as rain on the day it falls, secondly as if all snow melts on the last day of a snow period. Neither of these solutions is correct in its outcome. Real conditions must be between these extreme suppositions.

With the inaccuracies of data (chiefly of precipitation) it is impossible to reach an overall good fit between observed and computed hydrographs. The goal therefore must be to establish a model producing a correlation with random errors so that, separately for all seasons, the frequency properties of the computed series of daily discharges show good agreement with those of the observed discharge data.

6. EXAMPLES OF ANALYSIS AND RECONSTRUCTION

To prevent the analysis to be influenced by 'a priori' opinions, the least possible attention is paid beforehand to topographic and hydrologic properties of an area under consideration. It is unquestionable that all relations and interactions between the different elements of the discharge mechanism are fully incorporated in the shape of the hydrograph. A solution as objective as possible therefore can be reached when the observed hydrograph is accepted as the complete and decisive set of information from which the degree of differentiation in the model, the number of reservoirs discerned, the values of reaction factors, areal proportions and other parameters should be derived.

A complete review of the successive stages of the analysis is given in 6.2. Only some general aspects can be mentioned here. Even in a rather simple hydrological situation all values that are initially found, are provisional approximations. They have to be corrected, often several times, in the course of the process of analysis, as other (provisional) parameter values become known. The analysis is a reiterative process that can be advanced substantially by the operators skill to predict in what degree and direction an initially determined value is going to change during the process of revealing other parameter values.

Firstly the deep seepage gain or loss has to be established from a water balance over the whole period of analysis. Then the observed hydrograph is corrected for this deep seepage, lifting the curve, according to the number of mm. day⁻¹ established, in case of loss and lowering it in case of gain. The corrected hydrograph must yield the reaction factors. Unfortunately the method of fig. 2.1 is not always successful. Notably in regions where it often rains, sufficiently long recessions may be lacking. Then partial reconstructions have to be performed with estimated reaction factors to discover which one fits best. Areal proportions and their relation to a_s/m are also sought by the way of estimation and trial.

The examples discussed in 6.3, 6.4, 6.5 and 6.6 will be briefly mentioned below.

7. RECAPITULATION OF RESULTS

The developed method can be considered as non-linear, time variant. Though resembling what AMOROCHO and HART (1964) understand by system synthesis, the indication *analysis* must be preferred, since for every drainage area a specific model is brought about in an analytical way.

Some particulars of examined areas are listed below to demonstrate the great diversity of hydrological situations:

Hays, Kansas, 0,42 ha, only surface runoff; $\gamma = 192 \text{ day}^{-1}$, $t =$ interval length = 10 minutes; fig. 3.7.1.

Elst, Gelderland, 0,75 ha, subdrains in flat riverclay; $\alpha = 0,63 \text{ day}^{-1}$, $t = 1/2 \text{ day}$; $k_s =$ deep seepage loss (-) or gain (+) = + 0,00 to + 0,50 mm.day⁻¹; fig. 4.5.9.

Rottegatpolder, 86,6 ha, flat, ditch drained marine clay; $\alpha = 0,7 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m =$ areal proportion = 0,9 and $\gamma \rightarrow \infty$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,1$; $k_s = 0,00 \text{ mm.day}^{-1}$; figures 6.3.2, 6.3.5 and 6.3.6.

Grollo Forest, 460 ha, irregularly, widely spaced ditches in gently sloping sand with partly shallow boulderclay; $\omega = 0,015 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,2$ and $\Omega = 0,25 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,05$ to 0,40; $k_s = - ?$ (data insufficient); fig. 6.6.1.

Kleine Dommel, 19100 ha, gently sloping area with deep fine sandy deposits and shallow valleys of small rivers; $\beta = 0,003 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,50$ to 0,60 and $\omega = 0,07 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,15$ tot 0,30 and $\Omega = 0,60 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,10$ to 0,35; $k_s = -0,28 \text{ mm.day}^{-1}$; figures 6.4.8 and 6.4.9.

Geul, 30 500 ha, hilly area, in part badly permeable with some rather narrow, deep river valleys; $\beta = 0,0005 \text{ day}^{-1}$, $t = 10 \text{ days}$, $m = 0,8$ and $\omega = 0,05 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,2$ and $\gamma = 1,4 \text{ day}^{-1}$; $k_s = -0,20 \text{ mm.day}^{-1}$; figures 6.5.9 and 6.5.10.

Delaware River, 800 000 ha, only surface runoff analysed; $\gamma = 0,8 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,43$; $k_s = -0,44 \text{ mm.day}^{-1}$; fig. 3.7.2.

Skunk River, 1100 000 ha, only surface runoff analysed; $\gamma = 0,3 \text{ day}^{-1}$, $t = 1 \text{ day}$, $m = 0,14$; $k_s = 0,00$; fig. 3.7.2.

Four remarks can still be made in relation to this enumeration. Firstly reaction factor values range from nearly zero (no reaction, i.e. rate of discharge is practically constant with time) to nearly infinite (complete reaction, i.e. practical conformity of discharge pattern to rain pattern).

Secondly, when criticizing precipitation data in ch. 5, the fact was not mentioned that precipitation is reckoned to be constant over the length of the calculation interval. Taking p_s or $p(\text{OPP})_s$ as an average value over the interval length, is not to be considered as an imperfection of the model. On the contrary it has the real function of simulating storage phenomena modifying the precipitation pattern before it enters the reservoir typified by the reaction factor. In case of groundwater discharge it stands for the effects of the soil moisture reservoir. The shorter the interval, the less the feeding precipitation is flattened out. So it is important to choose the proper interval length for any reservoir. Fortun-

ately in general 1 day intervals proved to work quite well. In the subdrainage at Elst however 1/2 days give the best results; for the surface runoff at Hays 10 minute intervals are essential.

In the third place the effect of channel storage seems to be rather unimportant, at least in areas up to 20 or 30000 ha, for reaction factors smaller than 1 day^{-1} . In spite of the differences in extent of the areas, the field discharges of Elst Rottegatpolder and Kleine Dommel comply with nearly the same reaction factor. For seepage flow it could be shown to make no difference in the reaction factor value whether measuring is done at the source or at the point of discharge of the area. The impression is obtained that reaction factors of groundwater reservoirs in the regions examined in this study do not differ much from what could be expected from the physical conditions found in the field (cf. (3.4.4) and (3.6.8)). The agreement between reaction factors derived from hydrographs and reaction factors according to these formulae, can rarely be exactly proved however, since it is very difficult to determine values of physical properties, especially of permeability and active pore space, representative for a reservoir. For reaction factors referring to surface runoff the influence of channel storage is evident. The γ -series found at Hays, in the Geul, the Delaware and Skunk Rivers respectively shows decreasing values with increasing extent of the area. To this phenomenon no further attention was paid in this study.

The fourth and last remark concerns the areal proportions (m -values) concluded from the hydrographs. No absolute proof could be given for the agreement with field conditions. Intensive observations of water levels throughout the area should be performed to make it possible to determine at any time during the period of analysis what portion of the discharge area belongs to any one of the reservoirs. Only in one of the examined areas, the Grollo Forest, this type of investigation was actually done in the field. It pointed to good agreement. For other regions examined in this study, areas were classified according to ditch distances by measurements on the topographic map. Comparison of map readings with m -values never resulted in contradictions or impossibilities.

It may be concluded that application of the described method of analysis leads to a good characterization and a fair understanding of the discharge mechanism of areas with prevailing groundwater discharge and to rather simple calculation models, producing reliable reconstructions of the hydrographs.

LITERATUUR

- AMOROCHO, J. and W. E. HART
BARNES, B. S. 1964 A critique of current methods in hydrologic systems investigations. *Trans. Am. Geoph. Union* 45: 307-321.
- BODEMKAART 1940 Discussion of analysis of runoff characteristics. *Trans. Am. Soc. Civil Engineers* 105: 106.
- 1961 Bodemkaart van Nederland. Schaal 1:20 000. *Stichting voor Bodemkartering, Wageningen*.
- BOS, R. J. 1961 Debietmeting in de cultuurtechniek. *Polytech. Tijdschr. I6B*: 861b-866b.
- BOS, R. J. 1963 Opstuwing in begroeide waterlopen. *Waterschapsbe-
langen* 48: 107-110.
- BRAAK, C. 1945 Invloed van de wind op regenwaarnemingen. *Mede-
delingen en verhandelingen K.N.M.I.* 48.
- BRETELIER, H. G. M. 1958 Kleefaarde. *Boor en Spade IX*: 62-69.
- BROEK, J. M. M. VAN DEN and H. W. VAN DER MAREL 1962 Morphological and chemical characteristics of various soil types in the province of Limburg. *Boor en Spade XII*: 111-155.
- BRUGGEMAN, A. G. 1952 Kwel en verdamping in de Haarlemmermeerpolder. *De Ingenieur* 64: B25-B29.
- BUTLER, S. S. 1957 Engineering Hydrology. *Englewood Cliffs*.
- BIJKERK, C. en F. DON GRIOT 1959 Voorlopige resultaten van een onderzoek naar de grootte van de waterafvoer uit 460 ha bos van de Houtvesterij Grollo. *Cultuurtechnische Dienst, Assen*.
- BIJKERK, C. 1960 Afvoermetingen in de staatsbossen te Grollo. *Cultuur-
technische Dienst, Assen*.
- COMMISSIE VOOR HYDROLO- — Verslag van de Technische Bijeenkomst 21. *Verslagen
GISCHE ONDERZOEK T.N.O.* en mededelingen 13 (ter perse).
- CRAWFORD, N. H. and R. K. LINSLEY 1964 A conceptual model of the hydrologic cycle. *Publ. 63 de
l'Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique*: 573-587.
- DARCY, H. 1856 Les fontaines publiques de la Ville de Dijon. *Paris*: 590-596.
- DIRKSEN, C. 1962 Schriftelijke mededeling. *Ithaca, N.Y.*
- FABER, F. J. 1947 Geologie van Nederland III. Nederlandse landschappen. *Gorinchem*.
- FLAMANT, A. 1909 Hydraulique. *Paris*.
- FORCHHEIMER, P. 1930 Hydraulik. *Leipzig*.
- FOSTER, E. E. 1948 Rainfall and Runoff. *New York*.
- GILS, H. 1962 Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Ge-
wässern. *Deutsche Gewässerkundliche Mitt.* 6, H. 5.
- GRUNDY, F. 1951 The groundwater depletion curve, its construction and
uses. *Publ. 33 de l'Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique*:
213-217.
- HEIMANS, E. 1911 Uit ons Krijtland. *Amsterdam*.
- HELLINGA, F. 1953 Afvoer van polders en stroomgebieden. *Intern rapport,
Landbouwhogeschool, Afd. Cultuurtechniek*.
- HOOGHOUDT, S. B. 1940 Bijdragen tot de kennis van enige natuurkundige groot-
heden van de grond, no. 7. *Versl. Landb. Onderz.* 46:
515-707.
- HOORN, J. W. VAN 1960 Grondwaterstroming in komgrond en de bepaling van
enige hydrologische grootheden in verband met het ont-
wateringssysteem. *Proefschrift Landbouwhogeschool*.

- HORTON, R. E. 1933 The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Trans. Am. Geoph. Union, 14th meeting*: 448-449.
- JAGER, A. W. DE 1965 Hoge afvoeren van enige Nederlandse stroomgebieden. *Proefschrift Landbouwhogeschool*.
- K.N.M.I. 1956 Frequenties van k-daagse neerslagsommen op Nederlandse stations, I, Winterswijk.
- KOUWE, J. J. en B. VRIJHOF 1958 De landbouwwaterhuishouding in de provincie Noord-Brabant. *Rapport no. 11, Comm. Onderz. Landbouwwaterhuish. Ned. T.N.O.*
- KRAMER, C. 1957 Berekening van de gemiddelde grootte van de verdamping voor verschillende delen van Nederland volgens de methode van Penman. *Mededelingen en Verhandelingen K.N.M.I. 70*.
- KRAJENHOFF VAN DE LEUR, D. A. 1958 A study of non-steady groundwater flow with special reference to a reservoir coefficient. *De Ingenieur 70*: B87-B94.
- KRAJENHOFF VAN DE LEUR, D. A. 1962 A study of non-steady groundwater flow II. Computational methods for flow to drains. *De Ingenieur 74*: B285-B292.
- LINSLEY, R. K., M. A. KOHLER and J. L. H. PAULHUS 1958 Hydrology for Engineers. *New York*.
- LYSHED, J. M. 1955 Hydrologic studies of Danish water courses. *Fol. Geogr. Danica, Tome VI*.
- MAKKINK, G. F. en H. D. J. VAN HEEMST 1965 Uitdroging en rehydratie van een zware bebouwde kleigrond. *Landbouwk. Tijdschr. 77*: 77-87.
- MONOGRAFIE 1960 Monografie van bodem en water in België. *Belgisch Nationaal Comité voor de FAO, Brussel*.
- REMIERAS, G. 1960 L'Hydrologie de l'Ingénieur. *Paris*.
- RIDDER, N. A. DE 1962 Geohydrologische onderzoekingen in Noord- en Midden Limburg en zuidoostelijk Noord-Brabant. *Rapport I.C.W.*
- ROCHE, M. 1963 Hydrologie de surface. *Paris*.
- SCHAFFERNAK, F. 1935 Hydrographie. *Wien*.
- SHARP, A. L. and H. N. HOLTAN 1940 A graphical method of analysis of sprinkled plot hydrographs. *Trans. Am. Geoph. Union Part II*: 558-570.
- SUGAWARA, M. and F. MARUYAMA 1956 A method of prevision of the river discharge by means of a rainfall model. *Publ. 42 de l'Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique*: 71-76.
- TEUNISSEN VAN MANEN, T. C. 1958 Het riviersysteem van de Geul. *Boor en Spade IX*: 53-61.
- VELTHUIJSEN, W. J. 1956 Verslag van een waterhuishoudkundig onderzoek op de boerderij „de Laar” te Elst. *Studentenscriptie Landbouwhogeschool, Afd. Cultuurtechniek*.
- WATERSCHAP HET STROOM- GEBIED VAN DE DOMMEL 1963 Het Stroomgebied van de Dommel 1863-1963. *Boxtel*.
- WERKCOMMISSIE VOOR VERDAMPINGSONDERZOEK 1947 Verslagen inzake het verdampingsonderzoek. *e.v.*
- WERKGROEP 1963 Interim Rapport oktober 1963.
- AFVLOEIINGSFAKTOREN 1958 Richtlijnen voor het ontwerpen van open waterlopen en van sommige bijbehorende kunstwerken. *Assen*.
- WERKGROEP WATERLOPEN 1951 On the groundwater recession curve for large watersheds. *Publ. 33 de l'Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique*: 202-212.
- WERNER, P. W. and K. J. SUNDQUIST 1959 Vergelijkingen voor de niet-stationaire afvoer. *Nota Werkgroep Afvloeiingsfactoren*.
- WESSELING, J.

- ZEEUW, J. W. DE 1956 Beschouwingen over het voorspellen van afvoerintensiteiten. *Voordracht Agrohydrologisch Colloquium C.O.L. N. T.N.O.*
- ZEEUW, J. W. DE en 1958 Neerslag en afvoer. *Landbouwk. Tijdschr.* 70: 406-422.
- F. HELLINGA
- ZEEUW, J. W. DE 1963 Over de werkelijkheidsbenadering van gemeten neerslagen. *Landbouwk. Tijdschr.* 75: 815-832.
- ZONNEVELD, J. I. S. 1947 Het kwartaal van het Peelgebied en de naaste omgeving. *Med. Geol. Stichting Serie C - VI no. 3, Maastricht.*

LIJST VAN SYMBOLEN
gebruikt in de hoofdstukken 3 e.v.

α, β, γ	reactiefactoren voor resp. volledig ontwikkelde kavelafvoer, kwelafvoer en oppervlakte-afvoer	t^{-1}
ε	faktor = exp(-reactiefaktor)	-
μ	actief poriënaandeel	$l \cdot t^{-1}$
Ω, ω	reactiefactoren voor resp. geremde kavelafvoer en moerasafvoer	t^{-1}
A	afgevoerde hoeveelheid	l
A_s	idem gedurende het interval s	l
$A(KAV)_s$	hoeveelheid kavelafvoer gedurende het interval s	l
$A(KWE)_s$	hoeveelheid kwelafvoer gedurende het interval s	l
$A(MOE)_s$	hoeveelheid moerasafvoer gedurende het interval s	l
$A(OPP)_s$	hoeveelheid oppervlakte-afvoer gedurende het interval s	l
A^W_s	waargenomen afgevoerde hoeveelheid voor het interval s	l
A^B_s	berekende afgevoerde hoeveelheid voor het interval s	l
a_s	afvoerintensiteit aan het einde van het interval s (dezelfde onderscheidingen als bij het symbool A_s zijn mogelijk)	$l \cdot t^{-1}$
$a_0 = a_{-1}$	afvoerintensiteit aan het begin van een door te rekenen periode = afvoerintensiteit aan het einde van het interval $s = -1$	$l \cdot t^{-1}$
a^*_s	evenredig deel van a_s bij volledig ontwikkelde kavelafvoer	$l \cdot t^{-1}$
a^{**}_s	onevenredig deel van idem	$l \cdot t^{-1}$
A, B, B_r, B_l	reductiefactoren voor radiale grondwaterstroming	-
b	gemiddelde breedte van de strook zonder effectieve hydrologische ontsluiting tussen twee ontwateringsmiddelen	l
$C_{ges}, C_{kav}, C_{kwe}$	reductiefactoren voor rechtlijnig horizontale grondwaterstroming bij resp. gestage afvoer, kavelafvoer en kwelafvoer	-
D	dikte van de watervoerende laag	l
$d_{ges}, d_{kav}, d_{kwe}$	dikten van equivalentlagen voor resp. gestage afvoer, kavelafvoer en kwelafvoer	l
$E_{ges} = C_{ges} + B_l$	reductiefactoren voor rechtlijnig horizontale en radiale grondwaterstroming voor zover afhankelijk van l/H , resp.	-
$E_{kav} = C_{kav} + B_l$	voor gestage afvoer, kavelafvoer en kwelafvoer	-
$E_{kwe} = C_{kwe} + B_l$	grondtal van de natuurlijke logarithmen	-
e	diepte van de afsluitende laag beneden de ontwateringsbasis	l
H	opbollingshoogte van de grondwaterspiegel boven de ontwateringsbasis (dezelfde onderscheidingen als bij het symbool a_s zijn mogelijk)	l
h		
h_{rad}, h_{hor}	drukhoogteverliezen tengevolge van resp. radiale en rechtlijnig horizontale grondwaterstroming	l
J	reservoircoëfficiënt = $1/\alpha$	t
k	doorlaatfaktor	$l \cdot t^{-1}$
K	hoeveelheid kwelwinst	l
k_s	kwelwinst over het interval s	$l \cdot t^{-1}$
l	gemiddelde breedte van de ontwateringseenheid	l
$m = b/l$	oppervlakte-aandeel van het kwelreservoir	-
m_1, m_2	idem van andere reservoirs	-
m'	faktor voor de omrekening van n_s in $p(OPP)_s$	-
N	hoeveelheid gemeten neerslag	l
N_s	idem voor het interval s	l
n	gemeten neerslagintensiteit	$l \cdot t^{-1}$
n_s	idem gemiddeld over het interval s	$l \cdot t^{-1}$

n'_s	idem na aftrek van $p(\text{OPP})_s$, d.w.z. het deel van de interval-neerslag dat via het grondwater afstroomt	$l \cdot t^{-1}$
P	hoeveelheid effectieve neerslag	l
P_s	idem voor het interval s	l
p_s	effectieve neerslagintensiteit gemiddeld over het interval s	$l \cdot t^{-1}$
$P(\text{OPP})$	hoeveelheid oppervlakkig afgestroomde neerslag	l
$P(\text{OPP})_s$	idem voor het interval s	l
$p(\text{OPP})_s$	intensiteit van oppervlakkig afgestroomde neerslag gemiddeld over het interval s	$l \cdot t^{-1}$
Q	van een zijde naar de eenheid van lengte van het ontwateringsmiddel toestromend grondwaterdebiet	$l^2 \cdot t^{-1}$
R	afvoerbare inhoud van een reservoir (dezelfde onderscheidingen als bij het symbool a_s zijn mogelijk)	l
r_0	equivalentstraal van het ontwateringsmiddel	l
r_s	aftrekpost bij de omrekening van n_s in $p(\text{OPP})_s$	$l \cdot t^{-1}$
s	nummer, eventueel datum van het berekeningsinterval	-
t	duur van het berekeningsinterval	t
$u_\alpha, v_\alpha, w_\alpha$	aanvullingsfactoren voor de onevenredige delen van resp. de afvoerintensiteit (a), de reservoirinhoud (R) en de opbollingshoogte van de grondwaterspiegel (h)	-
V	hoeveelheid verdamping	l
V_s	idem voor het interval s	l
v_s	verdampingsintensiteit gemiddeld over het interval s	$l \cdot t^{-1}$

LIST OF SYMBOLS

used in chapters 3-7

α, β, γ	reaction factors for resp. fully developed field discharge, seepage flow and surface runoff	t^{-1}
z	factor = exp (-reaction factor)	-
μ	active pore space	$l \cdot t^{-1}$
Ω, ω	reaction factors for resp. retarded field discharge and marshland discharge	t^{-1}
A	discharged quantity	l
A_s	same during the interval s	l
$A(KAV)_s$	quantity of field discharge during interval s	l
$A(KWE)_s$	quantity of seepage flow during interval s	l
$A(MOE)_s$	quantity of marshland discharge during interval s	l
$A(OPP)_s$	quantity of surface runoff during interval s	l
AW_s	measured discharged quantity of the interval s	l
AB_s	computed discharged quantity for the interval s	l
a_s	rate of discharge at the end of the interval s (the same distinctions as with A_s are possible)	$l \cdot t^{-1}$
$a_0 = a_{-1}$	rate of discharge at the beginning of a computation period = rate of discharge at the end of the interval $s = -1$	$l \cdot t^{-1}$
a^*_s	proportionate part of a_s in case of fully developed field discharge	$l \cdot t^{-1}$
a^{**}_s	disproportionate part of same	$l \cdot t^{-1}$
A, B, B_r, B_l	reduction factors for radial groundwater flow	-
b	mean width of strip of land without (water bearing) ditches between two open channels	l
$C_{ges}, C_{kav}, C_{kwe}$	reduction factors for rectilinear horizontal groundwater flow resp. in steady state, for field discharge and seepage flow	-
D	thickness of aquifer	l
$d_{ges}, d_{kav}, d_{kwe}$	thicknesses of equivalent layers resp. in steady state, for field discharge and seepage flow	l
$E_{ges} = C_{ges} + B_l$	reduction factors for rectilinear horizontal plus radial groundwater flow as far as dependent on l/H , resp. in steady state, for field discharge and seepage flow	-
$E_{kav} = C_{kav} + B_l$		-
$E_{kwe} = C_{kwe} + B_l$		-
e	Napierian base	-
H	depth of the impermeable base below the base of discharge	l
h	height of groundwater table above base of discharge midway between open channels or subdrains (the same distinctions as with a_s are possible)	l
h_{rad}, h_{hor}	head losses in consequence of radial and rectilinear horizontal groundwater flow	l
j	reservoir coefficient = $1/\alpha$	t
k	coefficient of permeability	$l \cdot t^{-1}$
K	quantity of deep seepage gain	l
k_s	rate of deep seepage gain for the interval s	$l \cdot t^{-1}$
l	mean width of discharge unit	l
$m = b/l$	areal proportion of the seepage flow reservoir	-
m_1, m_2	same for other reservoirs	-
m'	factor for converting n_s into $p(OPP)_s$	-
N	quantity of measured precipitation	l
N_s	same for the interval s	l
n	measured precipitation intensity	$l \cdot t^{-1}$
n_s	mean value of same over the interval s	$l \cdot t^{-1}$

n'_s	same after deduction of $p(OPP)_s$, i.e. the part of the interval precipitation going into groundwater flow	$l \cdot t^{-1}$
P	quantity of effective precipitation	l
P_s	same for the interval s	l
p_s	mean value of rate of effective precipitation over the interval s	$l \cdot t^{-1}$
$P(OPP)$	quantity of effective precipitation going into surface runoff	l
$P(OPP)_s$	same for the interval s	l
$p(OPP)_s$	mean value of rate of effective precipitation going into surface runoff for the interval s	$l \cdot t^{-1}$
Q	groundwater outflow from one side into a unit length of channel	$l^2 \cdot t^{-1}$
R	dischargeable quantity stored in a reservoir (the same distinctions as with a_s are possible)	l
r_0	effective radius of discharge channel	l
r_s	deduction in the reduction of n_s into $p(OPP)_s$	$l \cdot t^{-1}$
s	serial number or date of the interval	$-$
t	duration of the interval	t
$u_\alpha, v_\alpha, w_\alpha$	completing factors for the disproportionate parts of resp. the rate of discharge (a), the reservoir content (R) and the height of the groundwater table (h)	$-$
V	quantity of evaporation	l
V_s	same for the interval s	l
v_s	mean value of rate of evaporation for the interval s	$l \cdot t^{-1}$

STELLINGEN

I

Het op nul stellen van het bergingsverschil in een waterbalans bij gelijke afvoerintensiteiten aan begin en einde van de balansperiode is voor een afvoergebied met meer dan een reactiefactor alleen ten volle verantwoord, indien op beide tijdstippen ten hoogste een van de onderscheiden afvoerprocessen niet is uitgeput.

Dit proefschrift

II

In hydrologische rekenmodellen kan de omvorming tot zakwaterpatroon van het voor verdamping en bovengrondse afstroming gereduceerde, gemeten neerslagpatroon veelal voldoende nauwkeurig worden gesimuleerd door middel van een verantwoorde keuze van de lengte van het berekeningsinterval en een tijdsverschuiving van de berekende uitkomsten.

Dit proefschrift

III

De translatieopvatting gebaseerd op het begrip concentratietijd moet voor veel afvoergebieden worden afgewezen. Men constateert bij het lozingspunt dan niet het passeren van een afvoergolf, maar het zich nagenoeg planparallel op en neer bewegen van de open waterspiegel.

Hydrologische handboeken
Dit proefschrift

IV

Voor de klassificatie van gronden bij de heffing van waterschapslasten kan de waarde van de reactiefactor als objectieve maatstaf dienen. Bijzondere regelingen i.v.m. het bodemgebruik (bijv. t.a.v. bosgronden) kunnen dan achterwege blijven.

Waterschapsbelangen 15 juni 1965 (blz. 178) en 30 aug.
1965 (blz. 263)
Dit proefschrift

V

Men zou met de door DE JAGER toegepaste werkwijze eenvoudiger tot tenminste gelijkwaardige resultaten komen, door de lengte van de berekeningsintervallen in overeenstemming te kiezen met de aard van het in behandeling zijnde afvoerproces (en niet consequent de neerslag naar perioden van 8 uur te differentiëren) en door voor daartoe passende gevallen de evenredige berekeningsmethode te gebruiken (en niet consequent de berekeningsmethode volgens KRAIJENHOFF VAN DE LEUR te hanteren).

A. W. DE JAGER, Hoge afvoeren van enige Nederlandse
stroomgebieden, proefschrift Wageningen, 1965
Dit proefschrift

VI

Bij de vigerende kwaliteit van de neerslagmeting is, althans in waterbalansstudies voor humide gebieden, een gedetailleerde verantwoording van de opgetreden verdamping overbodig.

Dit proefschrift

VII

Verdampingsverliezen bij berekening zijn minder groot dan men op grond van waarnemingen denkt. Bij metingen wordt nl. algemeen het windeffect op de gebruikte neerslagmeters over het hoofd gezien.

K. R. FROST en H. C. SCHWALEN, Sprinkler evaporation losses. *Agr. Eng.* 36 (1955) blz. 526

G. HALLGREN, Loss of water bij sprinkling irrigation. Report Conf. on Supplemental Irrigation, Int. Soc. Soil Science. Kopenhagen 1958, blz. 115

VIII

Het flesjeswaterpas verdient een plaats in het instrumentarium voor cultuurtechnisch veldonderzoek.

IX

Recente veenontginningen kunnen niet tot een bestendige toestand leiden, zoals die in het veengebied van westelijk Nederland wordt aangetroffen.

J. W. DE ZEEUW en P. J. ZWERMAN, Soil and water conservation by regulation. *J. of Soil and Water Cons.* 15 (1960) 2 (March)

X

De waterbeheersingsmiddelen in een polder zouden doeltreffender kunnen worden gehanteerd, indien behalve peilschaalaflezingen op enkele met overleg gekozen plaatsen in de polder regelmatig grondwaterstandsmetingen zouden plaatsvinden.

XI

Het oprichten, naast de waterschappen, van bijzondere organen voor de kwalitatieve waterbeheersing, verdient geen aanbeveling.

Ontwerp-wet Verontreiniging Oppervlaktewateren d.d. 9-XI-1964

XII

Het verloop van de Romeinse Maasweg is van Kop van 't Land naar Kralingen terug te vinden in de Dordtse Reeweg, de Langeweg door de Zwijndrechtse Waard en de grenssloot tussen de gemeenten Ridderkerk en Barendrecht.

C. A. J. VON FRITAG DRABBE, De Peutinger kaart. *De Ingenieur* 56 (1941) 23 (6 juni)

T. EDELMAN, De wegen en plaatsnamen van de Peutinger kaart. *Land en Water* 10 (1966) 1 (jan.-febr.)