

2094

NIET-STATIONAIRE STROMINGEN
IN EEN GEMENGD RIOOLSTELSEL

Deel A

Rioleringsaspecten

Delft, februari 1985.

H. van Luijtelaar

**NIET-STATIONAIRE STROMINGEN
IN EEN GEMENGD RIOOLSTELSEL**

Deel A
Rioleringsaspecten

Afstudeerontwerp
GEZONDHEIDSTECHNIEK

Begeleid door: Prof. Ir. A.C.J. Koot

Delft, februari 1985.

H. van Luijtelaar

Voorwoord

Aan het einde van mijn afstudeerperiode aan de TH-Delft wil ik allen danken, die medewerking hebben verleend aan de totstandkoming van dit project:

Ir. N. Booi; (begeleiding programma FLOWS),
Prof.Ir. A.C.J. Koot (vakgroep Gezondheidstechniek),
Ir. R. Lageveen (Grontmij, afd. Rioleringen),
Ir. C. Verspuy (vakgroep Vloeistofmechanica),
Prof.Dr.Ir. M. de Vries (vakgr. Vloeistofmechanica),
Ir. W.J.P. Worst (Grontmij, afd. Rioleringen),
Keuringsdienst van Waren, Zutphen.

Speciale dank ben ik verschuldigd aan mijn nog niet echtelijke wederhelft Ellen, die met eindeloos geduld mijn werk heeft gecorrigeerd. Het bedanken van een typiste is hier niet meer aan de orde, omdat de tekstverwerker/printer dit werk heeft overgenomen.

Warnsveld, 15 februari 1985.

H. van Luijtelaar.

Inhoudsopgave

- 1 Inleiding
- 2 Ontwerp gemengd rioolstelsel
 - 2.1 Ontwerpproblemen
 - 2.2 Ontwerpberekening
 - 2.3 Overzicht ontwerpgegevens
- 3 Niet-stationaire belasting
 - 3.1 Afvalwater
 - 3.2 Neerslag
 - 3.3 Rioolinlooppompe
 - 3.4 Neerslagsom-duur relatie
 - 3.5 Toepassing
- 4 Niet-stationaire berekeningen
 - 4.1 Rekenmodel
 - 4.2 Schematisering rioolstelsel
 - 4.3 Overzicht berekeningen
 - 4.4 Resultaten
- 5 Conclusies
- 6 Opmerkingen

Literatuur

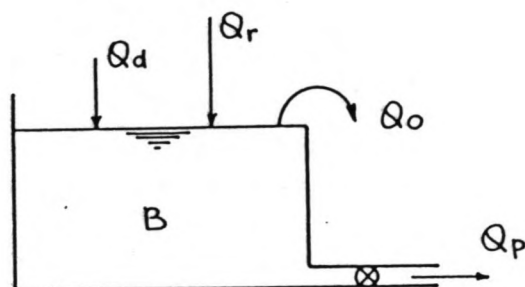
Bijlage: Fig 4.8 - 4.40

1 Inleiding

Een gemengd rioolstelsel is een afvoersysteem, waarin zowel regen als afvalwater samen worden afgevoerd naar een rioolgemaal of zuiveringsinstallatie. Onder extreme weersomstandigheden, wanneer het stelsel de hoeveelheid regen niet meer kan verwerken, wordt de overtollige neerslag geloosd op het oppervlaktewater via zogenaamde (nood)overstorten.

De dimensionering van een gemengd rioolstelsel bestaat in het algemeen uit twee onderdelen:

1. De benodigde berging B in het stelsel en de pompcapaciteit Q_p van het gemaal worden bepaald in relatie tot de (opgelegde) maximum overstortfrequentie. Voor de berekening van de overstortfrequentie wordt het rioolstelsel geschematiseerd tot een bakmodel, zoals is weergegeven in Fig. 1.1.



Q_d = droogweerbelasting
 Q_r = regenbelasting
 Q_o = overstortingsdebiet
 Q_p = pompcapaciteit
 B = berging in het rioolstelsel

Fig. 1.1: Gemengd rioolstelsel - bakmodel.

Voor de tijdsafhankelijke belasting $Q_r(t)$ wordt daarbij uitgegaan van de neerslaggegevens, die door het K.N.M.I. in de Bilt zijn geregistreerd over een periode van 12 jaar. De overstortfrequentie is gelijk aan het gemiddeld aantal keren per jaar dat de (nood)overstorten in werking treden.

2. De afvoercapaciteit van het leidingenstelsel wordt berekend op basis van de zogenaamde ontwerpregenintensiteit; dit is de maximum regenintensiteit die het stelsel moet kunnen verwerken, zonder dat er overlast optreedt in de vorm van 'water op straat'. Er is hier sprake van een zuiver stationaire berekening, omdat wordt verondersteld dat de berging in het stelsel volledig gevuld is, terwijl de (nood)overstorten in werking zijn.

Sinds kort worden er nieuwe rekenmethoden geïntroduceerd, die zijn gericht op een dynamische berekening van de overstortfrequentie. Het rioolstelsel wordt daarbij geschematiseerd tot een systeem van een beperkt aantal stromings- en bergingselementen (leidingen en bakken). Het voordeel is dat het dynamische gedrag van het rioolstelsel daarmee beter wordt gesimuleerd. Het nadeel is echter dat het begrip overstortfrequentie wordt vertroebeld, omdat de berekende waarde niet los gezien kan worden van de manier waarop het rioolstelsel is geschematiseerd.

Een belangrijk probleem bij gemengde rioolstelsels is de vorming van vuilafzettingen in de leidingen. Vooral bij lage afvoeren zoals de droogweerafvoer, zullen de bezinkbare deeltjes uit het afvalwater zich afzetten in de leidingen. Tijdens hevige buien zal (een deel van) dit vuil weer worden opgewoeld en eventueel via de (nood)overlaten worden geloosd op het oppervlaktewater. Deze plotselinge vuilstoten leveren vaak ernstige bezwaren op voor het milieu.

Uit theoretische beschouwingen blijkt dat het materiaaltransport van niet-cohesieve materialen voornamelijk wordt beheerst door de schuifspanning τ langs de natte omtrek van de buis.

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R \cdot I = \frac{\lambda \cdot \rho \cdot v^2}{8}$$

Het is nu bijvoorbeeld interessant om na te gaan welke schuifspanningen er in een rioolstelsel zullen optreden gedurende een aantal geselecteerde belastingen. Een aantal varianten van een rioolstelsel kunnen dan via deze schuifspanningen, onderling worden vergeleken met betrekking tot het gedrag ten aanzien van vuilafzetting en opwoeling. Daarvoor is het noodzakelijk om meer inzicht te krijgen in het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioolstelsel.

In dit afstudeerproject worden de mogelijkheden onderzocht om met het programma FLOWS, het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioolstelsel te kunnen berekenen.

In deel A van dit afstudeerproject wordt vooral ingegaan van op het ontwerp van een (model) gemengd rioolstelsel en de keuze van een niet stationaire regenbelasting. Tevens wordt een samenvatting gegeven van deel B van dit project, waarin hoofdzakelijk aandacht wordt besteed aan de numerieke rekenmethode, de schematisering van het rioolstelsel en de resultaten van de berekeningen.

De berekeningsresultaten die zijn opgenomen in een bijlage, geven een goed beeld van de optredende stromingen in het rioolstelsel. De keuze van de tijdstap is daarbij van groot belang voor de numerieke nauwkeurigheid.

2 Ontwerp gemengd rioolstelsel

Het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioolstelsel wordt in belangrijke mate bepaald door:

- de berging in de leidingen en putten,
- de pompcapaciteit van het rioolgemaal,
- het verhang, de lengte en de capaciteit van de leidingen.

De analyse van niet-stationaire berekeningen is daarom alleen zinvol voor een rioolstelsel, dat is ontworpen op basis van realistische uitgangspunten.

Het ligt voor de hand om hiervoor een bestaand rioolstelsel te kiezen, waarbij het dan in principe mogelijk is om de berekeningsresultaten te toetsen op basis van praktijkwaarnemingen. Daarentegen zijn bestaande rioolstelsels vaak te omvangrijk voor dit soort proefberekeningen en de leidingenstructuur is meestal niet geschikt om sterke vereenvoudigingen te kunnen doorvoeren.

Daarom is hier gekozen voor een theoretisch ontwerp op basis van praktische uitgangspunten. De praktijktoetsing is hier buiten beschouwing gelaten, omdat het meer gaat om vergelijkende berekeningen, dan om een exacte weergave van de werkelijkheid.

2.1 Ontwerputgangspunten

- Het (bruto) oppervlak van het rioleringsgebied is gekozen ter grootte van een middelgrote dorpskern of stadswijk: $A_b = 125$ ha; de grens van het rioleringsgebied is aangegeven in Fig. 2.1.
Er is uitgegaan van een afvloeiingscoëfficiënt $\alpha = 0.35$, dit betekent een verhard (afvoerend) oppervlak $A_a = \alpha \times A_b = 0.35 \times 125 = 44$ ha.
Het aantal inwoners is aangenomen op gemiddeld 60 per ha, dit betekent een totaal aantal inwoners $i_t = 60 \times A_b = 60 \times 125 = 7500$.
- De structuur van het rioolstelsel is eenvoudig en symmetrisch gehouden, zoals blijkt uit Fig. 2.1. Deze structuur behoeft slechts voor de helft geanalyseerd te worden en biedt bovendien de moge-

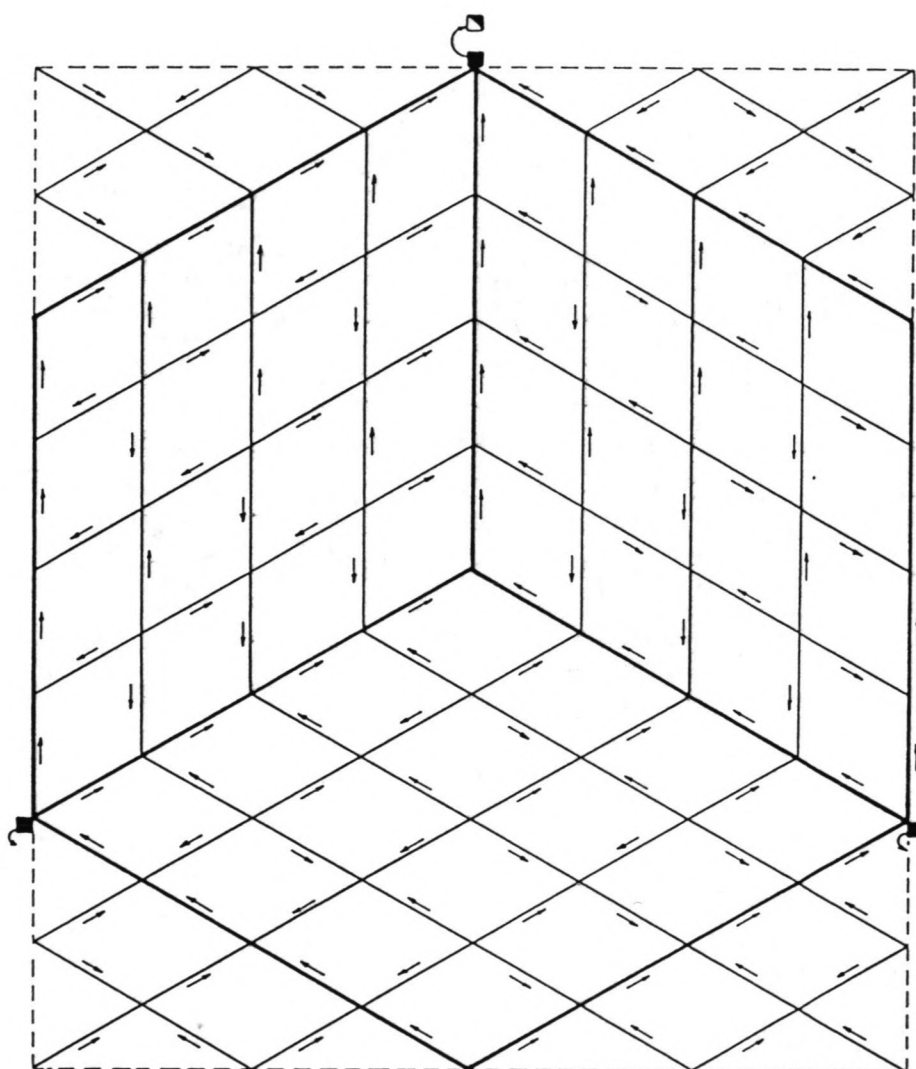


Fig. 2.1: Structuur gemengd rioolstelsel.

lijkheid tot eenvoudige symmetriecontroles, zoals bijvoorbeeld ten aanzien van de invoergegevens.

Er is uitgegaan van een taklengte $l = 150$ m. Deze waarde is zo groot mogelijk gekozen, om het aantal takken en daarmee de reken- en bewerkingstijd te beperken. Een grotere taklengte wordt niet acceptabel geacht, in verband met de mogelijk negatieve invloed op de numerieke nauwkeurigheid.

Het afvoerschema, in Fig. 2.1 aangegeven met pijltjes, is zo gekozen dat alle leidingen van de substructuur via de kortste weg lozen op de hoofdstructuur van het rioolstelsel, die is aangegeven in Fig. 2.2. Het rioolwater wordt onder normale omstandigheden via het gemaal (kn. 58) afgevoerd naar de R.W.Z.I. (rioolwaterzuiveringsinstallatie); bij extreme belastingen wordt het rioolwater via de twee (nood)overstorten (kn. 9 en 17) geloosd op het oppervlaktewater.

- Het peil van het horizontale maaiveld is aangenomen op $+10.00$ m N.A.P., de gronddekking bedraagt minimaal 1 m. Bij de diepteligging van de rioolleidingen is gestreefd naar zo min mogelijk grondverzet.

Het leidingverhang varieert van 1 - 2 o/oo voor hoofdleidingen tot 3 o/oo voor beginleidingen. Deze verhangen zijn bij lage afvoeren niet groot genoeg, om het ontstaan van slibafzettingen in de riolen te voorkomen, maar in Nederland zijn grotere verhangen vaak om technische en/of economische redenen niet haalbaar.

- De berging in het rioolstelsel B is volledig statisch verondersteld, d.w.z. dat de gehele inhoud van het stelsel beneden het (laagste) peil van de overstorten ligt. Voor de berging op straat Ba is een gemiddelde waarde van 1 mm aangehouden.
- De overstortfrequentie is gesteld op gemiddeld 10x per jaar, terwijl de ledigingstijd T_l van het stelsel maximaal 15 h mag zijn, om anaërobie (stank) van het rioolwater te voorkomen.
- Voor de 'wateropstraat' situatie is uitgegaan van een verwachte periodiciteit $T_w = 2$ jaar, bij een maximum overschrijdingsduur $t_w = 15$ min.

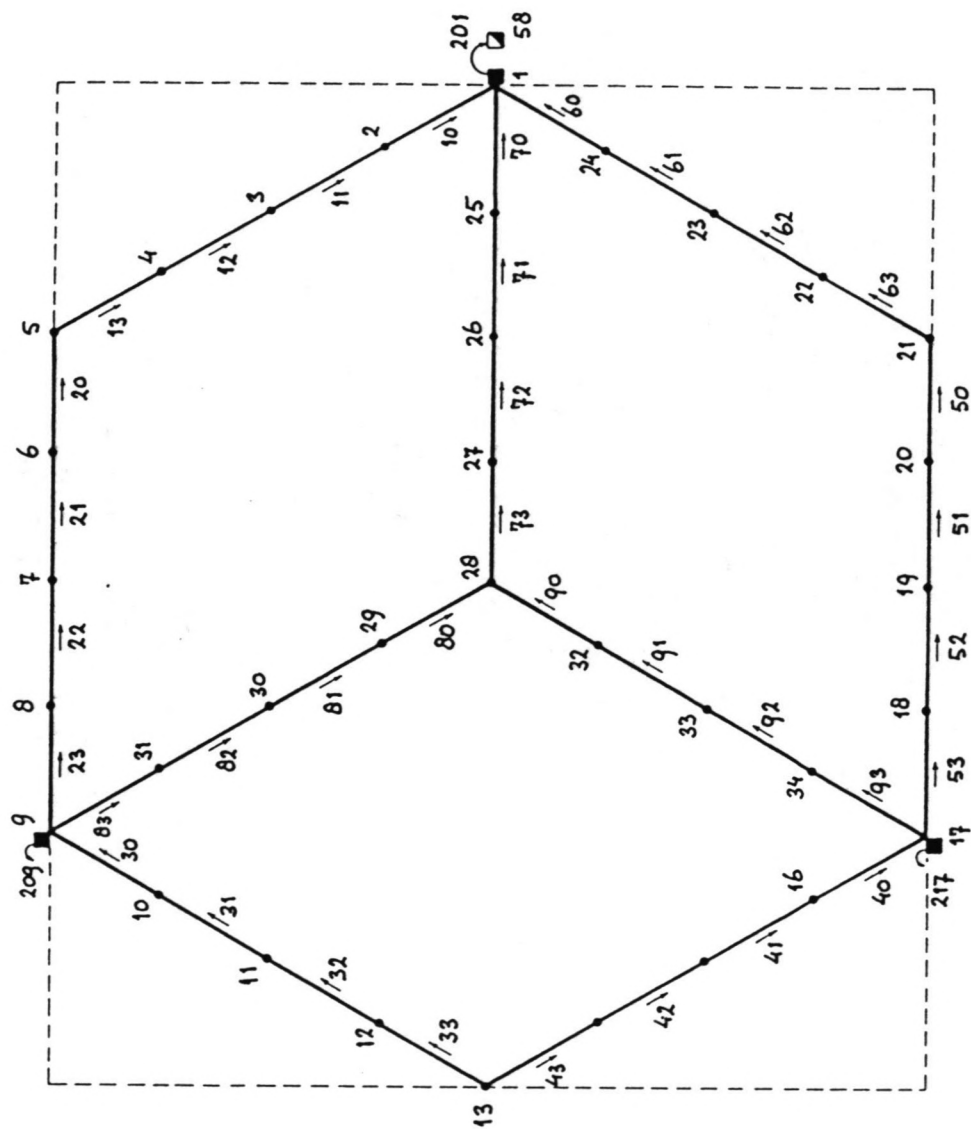


Fig. 2.2: Hoofdstructuur gemengd rioolstelsel - nummering knooppunten en leidingen.

2.3 Ontwerpberekening

De ontwerpberekening kan worden gesplitst in de volgende twee onderdelen:

- 1) de berging in het rioolstelsel B en de pompcapaciteit Q_p worden bepaald in samenhang met de overstortfrequentie en de maximum ledigings-tijd T_l ;
- 2) de capaciteit van de rioolleidingen en de overstorten wordt gedimensioneerd op basis van de ontwerpregenintensiteit i_o ; als criterium geldt dat bij deze belasting geen overlast mag optreden in de vorm van 'wateropstraat'.

De berging in het rioolstelsel is volledig statisch verondersteld; bij dit ontwerp is gestreefd naar een berging $B = 7-9$ mm/(verhard opp.), een in de praktijk veel voorkomende waarde. Uitgaande van een maximum ledigingstijd $T_l = 15$ h betekent dit een minimum pompcapaciteit:

$$Q_p > \frac{B}{T_l} = 7/15 = 0.46 \text{ mm/h}$$

In de praktijk wordt de pompcapaciteit van het rioolgemaal afgestemd op de capaciteit van de R.W.Z.I.; $Q_p = 0.6$ mm/h is hierbij een gebruikelijke waarde. Het verband tussen berging, pompcapaciteit en overstortfrequentie, dat is weergegeven in Fig. 2.3, is berekend met behulp van het vijfminutenregenprogramma van de Grontmij.

Uit deze figuur volgt dat de combinatie $B = 8.2$ mm met $Q_p = 0.6$ mm/h voldoet aan de gewenste overstortfrequentie van 10x per jaar, terwijl ook de ledigingstijd $T_l = 8.2/0.6 = 13.7$ h binnen de gestelde grenswaarde (< 15 h) blijft.

De ontwerpintensiteit i_o kan worden omschreven als de maximum regenbelasting, die het rioolstelsel moet kunnen verwerken in de situatie dat de noodoverstorten in werking zijn, zonder dat daarbij overlast optreedt in de vorm van 'wateropstraat'.

De maximum regenintensiteit wordt bepaald op basis van een statistische analyse van de neerslaggegevens, die eveneens is uitgevoerd met behulp van het vijfminutenregenprogramma van de Grontmij.

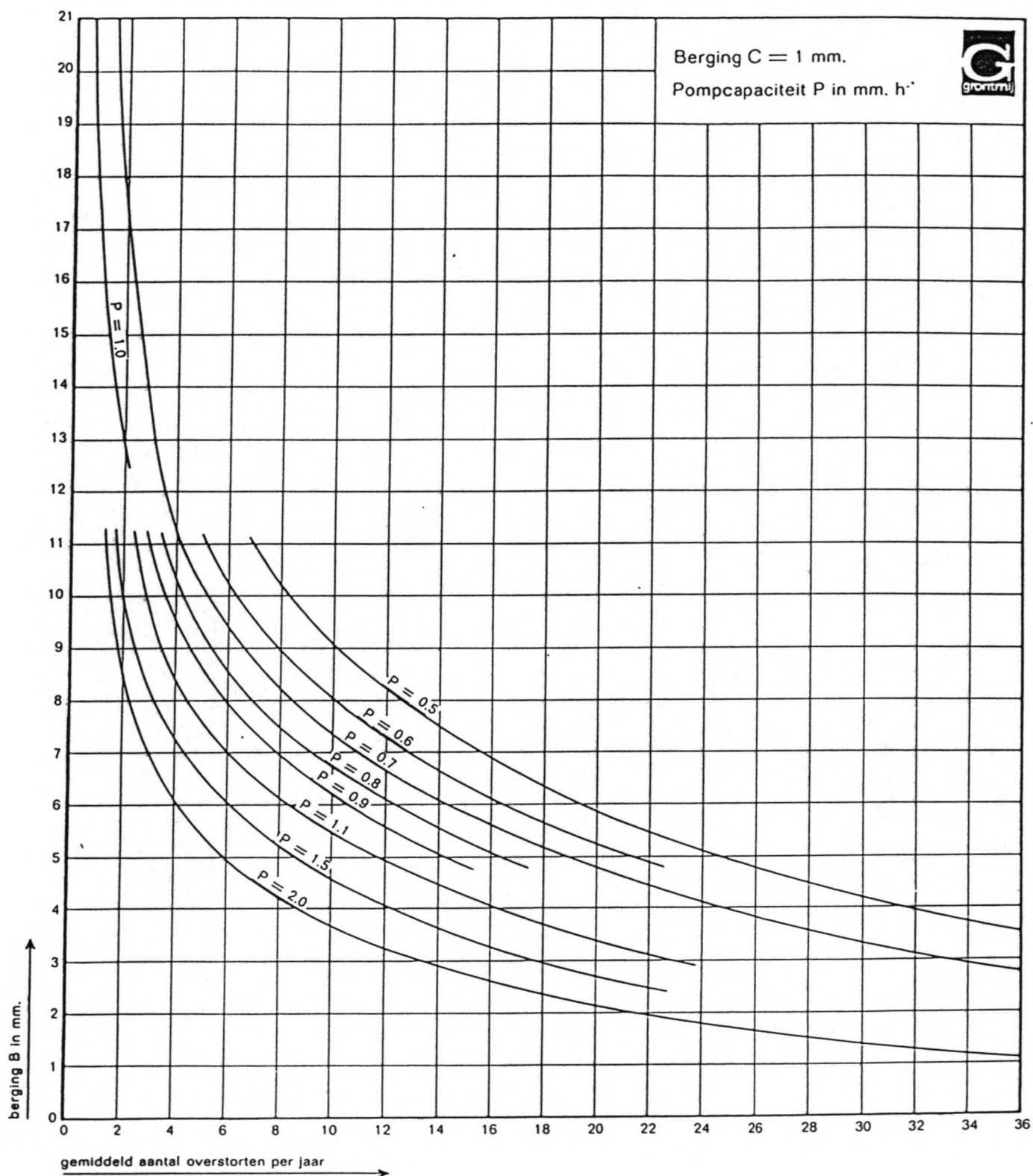


Fig. 2.3: Het verband tussen berging, pompcapaciteit en overstortfrequentie.

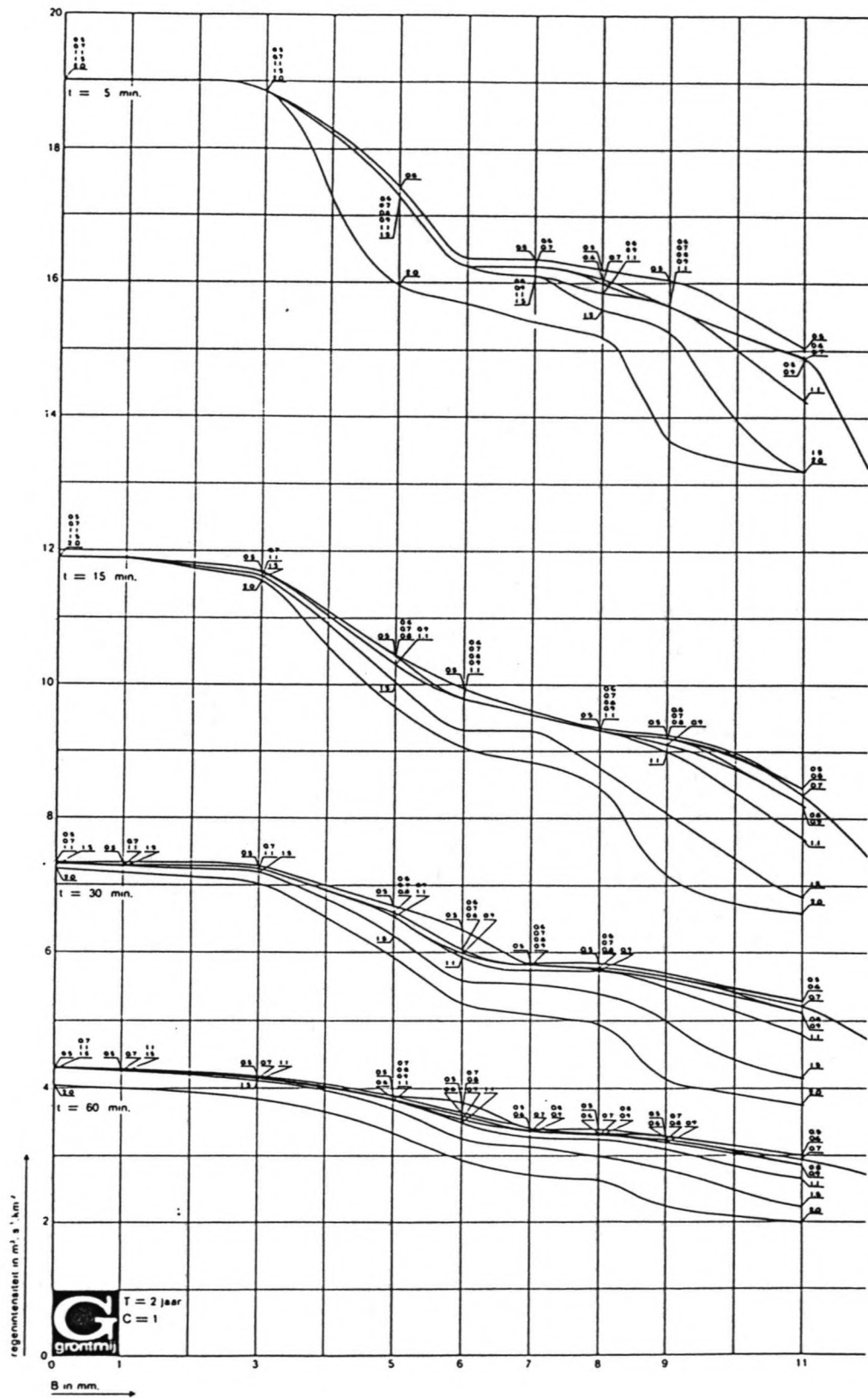


Fig. 2.4: Ontwerpintensiteit als functie van de berging B, de pompcapaciteit q_p en de maximum duur t , bij een periodiciteit $T = 2$ jaar.

In Fig. 2.4 kan de ontwerpregenintensiteit worden afgelezen als functie van:

- de maximum periodiciteit $T_w = 2$ jaar;
- de maximum overschrijdingsduur $t_w = 15$ min;
- de berging op straat $B_a = 1$ mm;
- de berging in het rioolstel $B = 8.2$ mm;
- de pompcapaciteit $Q_p = 0.6$ mm/h.

Uit deze gegevens volgt een ontwerpregenintensiteit $i_o = 9.3 \text{ m}^3/(\text{s.km}^2) = 93 \text{ l}/(\text{s.ha}) = 33.5 \text{ mm/h}$.

De capaciteit van het leidingenstelsel en de overstorten kunnen nu worden gedimensioneerd, met deze ontwerpintensiteit i_o als stationaire belasting. Hierbij wordt verondersteld dat de berging in het stelsel geheel gevuld is terwijl de noodoverlaten in werking zijn. Dit betekent dat de ontwerpbelasting enerzijds wordt weggepompt door het gemaal $Q_p = 0.6$ mm/h en anderzijds wordt afgevoerd naar het oppervlaktewater via de noodoverstorten $Q_{ov} = 32.9$ mm/h, deze situatie is schematisch aangegeven in Fig. 2.5.

De leidingen en overlaten zijn zo gedimensioneerd dat het beschikbare verval tussen het peil van de overstortdrempel en 0.2 m. beneden het maaiveld volledig benut is.

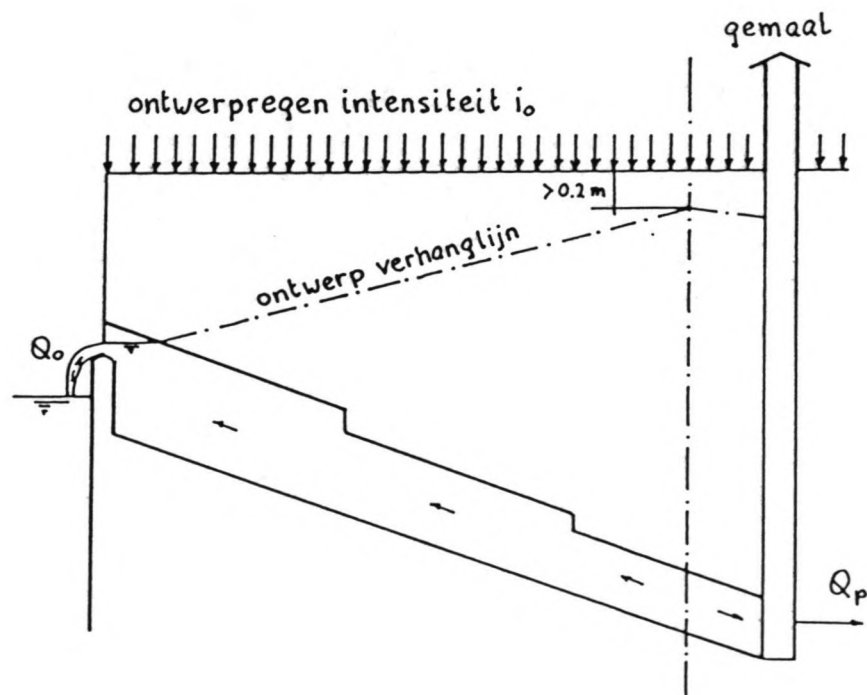


Fig. 2.5: Situatie tijdens ontwerpregenbelasting.

Het peil van de overstorten is aangenomen op maximaal +9.00 m. N.A.P. De minimum gronddekking van 1.0 m is hier volledig benut, om het grondverzet zoveel mogelijk te beperken. Het beschikbare verval wordt hierdoor klein gehouden hetgeen betekent dat de leidingen relatief groot dienen te worden gedimensioneerd; meestal is dat toch al noodzakelijk om de benodigde berging te kunnen creëren.

Het leidingenstelsel is in eerste instantie gedimensioneerd met behulp van ontwerpgrafieken. Daarna zijn er controleberekeningen uitgevoerd met het programma FLOWS, vanwege de maasstructuur van het rioolstelsel. De leidingdiameters zijn daarbij zo gekozen, dat de berging in het rioolstelsel voldoet aan het gestelde uitgangspunt $B = 8.2$ mm. De verhangen en diameters van de leidingen die behoren tot de hoofdstructuur, zijn aangegeven in Fig. 2.6.

2.4 Overzicht ontwerpgegevens

a. Rioleringsgebied

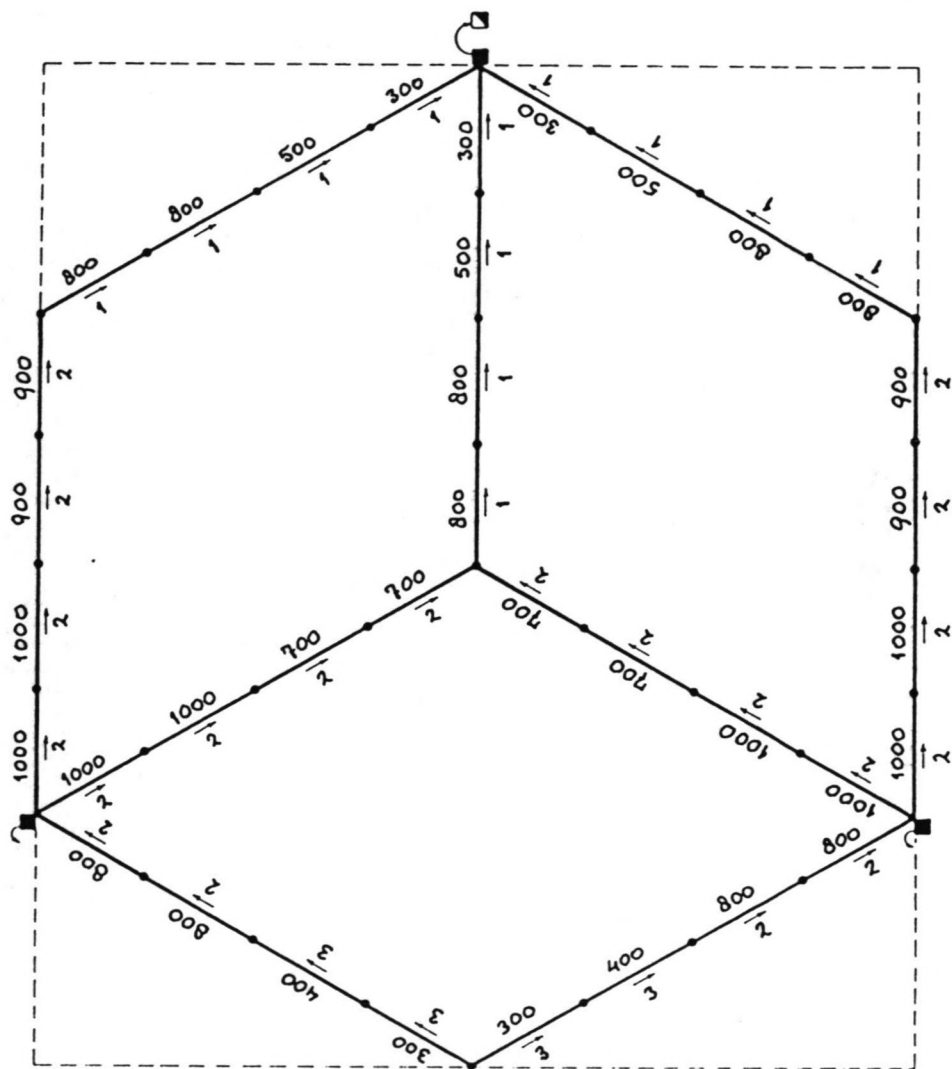
- bruto oppervlak A_b	124.6720	ha
- afvloeiingscoëfficiënt α	0.35	
- verhard oppervlak A_a	43.6352	ha
- inwonerdichtheid	60	1/ha
- totaal aantal inwoners i_t	7481	
- berging op straat B_a	1	mm
- maaiveldpeil	+ 10.00	m N.A.P.

b. Rioolstelsel

- berging (statisch) $B_s = B$	8.2	mm
- pompcapaciteit Q_p	0.6	mm/h
- overstortfrequentie	10	
- ontwerpintensiteit i_o	93	l/s.ha

c. Overstorten

- aantal	2	
- drempelbreedte b_d	20.0	m
- drempelpeil h_d	+ 9.00	m N.A.P.
- ontwerp-overstortintensiteit q_o	16.45	mm/h



diameters in mm.
verhangen in o/oo.

Fig. 2.6: Hoofdstructuur gemengd rioolstelsel - overzicht verhangen en buisdiameters.

- ontwerp-overstorthoogte ho 0.151 m

d. Riolleidingen

- wandruwheid k	1	mm
- buisdiameter D	250 - 1000	mm
- verhang I	1 - 3	o/oo

3 Niet-stationaire belasting

De belasting van een gemengd rioolstelsel bestaat in hoofdzaak uit afvalwater en neerslag; het afvalwater kan worden onderverdeeld in huishoudelijk en industrieel afvalwater. Het industrieel afvalwater is hier buiten beschouwing gelaten.

3.1 Afvalwater

De hoeveelheid huishoudelijk afvalwater, die op een rioolstelsel wordt geloosd, is vrij nauwkeurig te bepalen aan de hand van gegevens van drinkwaterbedrijven. De hoeveelheid afvalwater die per inwoner wordt geloosd, bedraagt ongeveer 100 l/dag. Het tijdsafhankelijke verloop van deze belasting is ongeveer sinusvormig, de variaties zijn echter verwaarloosbaar klein ten opzichte van een 'gemiddelde' neerslagbelasting. In dit soort berekeningen wordt daarom vaak uitgegaan van een konstante afvalwaterbelasting van 10 l/inw.h.

3.2 Neerslag

Het niet-stationaire neerslagverloop, waarmee een gemengd rioolstelsel wordt belast, is minder eenvoudig te bepalen. De variaties in de neerslaggegevens zijn bijzonder groot en het is daarom moeilijk om een gefundeerde belastingskeuze te maken. Daar komt nog bij dat van de totale hoeveelheid neerslag die op het rioleringsgebied valt, slechts een deel in de rioleringsring terecht komt. Het tijdsafhankelijke verloop van deze belasting wordt een (riool)inloophydrogram genoemd.

Het percentage van de neerslag dat het rioolstelsel bereikt, is afhankelijk van een aantal factoren:

- de aard en bebouwing van het oppervlak;
- de temperatuur en vochtigheid;
- de bevochtiging van het (afvoerend) oppervlak;
- de vorming van plassen;
- de verdamping.

In Fig. 3.1 zijn voorbeelden gegeven van een neerslagkromme $r(t)$ en een (riool)inloophydrogram $q(t)$, dat aangeeft welk deel van de neerslag in het rioolstelsel terecht komt. Van betekenis is dat slechts een deel van de neerslag in het rioolstelsel terecht komt, maar vooral ook dat dit vertraagd en vervormd geschiedt. Het zal een zekere tijd T_0 duren voordat de eerste druppels regenwater in de riolering terecht komen. Na het einde van de bui op het tijdstip T_r zal de toestroming van neerslag naar het rioolstelsel nog enige tijd doorgaan tot een inloopduur T_q is bereikt.

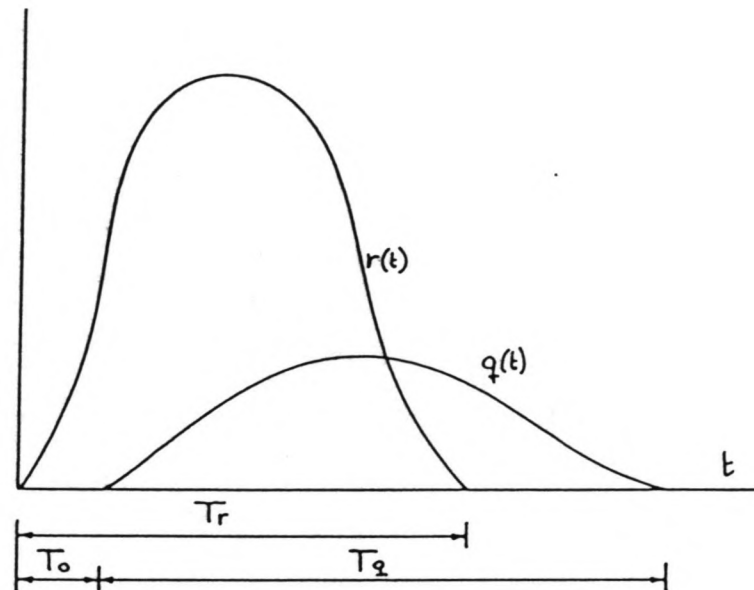


Fig. 3.1: Neerslagkromme en inloophydrogram.

De verhouding tussen de afgevoerde en de gevallen hoeveelheid neerslag wordt uitgedrukt in de afvloeiingscoëfficiënt α . Ter vereenvoudiging wordt voor berekeningen aangehouden, dat alle neerslag gevallen op verhard oppervlak wordt afgevoerd ($\alpha = 1$), en dat daarbij geen vervorming optreedt, d.w.z. dat de vorm van de neerslagkromme gelijk is aan die van het inloophydrogram. De inloopduur T_q is daarbij gelijk aan de neerslagduur T_r . Daarentegen wordt de afvoer van onverhard oppervlak verwaarloosd ($\alpha = 0$). Tussen het inloophydrogram $q(t)$ en de neerslagkromme $r(t)$ geldt nu de volgende relatie:

$$q(t) = \alpha \cdot r(t)$$

Uit registraties van het K.N.M.I., kan nu een neerslagkromme worden gekozen en via de afvloeingscoëfficiënt α kan het verloop van het inloophydrogram worden berekend. Hierbij dient echter rekening te worden gehouden met de volgende aspecten:

- De gekozen kromme dient een 'net' continu verloop te hebben, i.v.m. de toepasbaarheid in numerieke berekeningen. Sterke variaties in de belasting zijn numeriek alleen te berekenen via zeer kleine tijdstappen en dat is vaak vanwege de hoge rekenkosten niet haalbaar.
- De eigenschappen van de neerslagkromme, zoals bijvoorbeeld de neerslagduur T_r en de neerslaghoeveelheid N_r , dienen in overeenstemming te zijn met het doel van de berekeningen. Bij een ontwerpberkening gaat het om een extreem grote hoeveelheid in een betrekkelijk korte duur, terwijl het bij een materiaaltransportberekening meer gaat om gemiddelde omstandigheden.

In de praktijk blijkt het moeilijk te zijn om een neerslagverloop te kiezen, dat met beide aspecten rekening houdt. Het analyseren van de neerslaggegevens is bovendien zeer arbeidsintensief en daarom is hier gekozen voor een meer universele benaderingswijze.

Er is uitgegaan van een standaard rioolinlooppfunctie, waarvan het discrete verloop zowel realistisch als numeriek gunstig is gekozen. Het specifieke functieverloop wordt o.a. bepaald door de neerslagsom N_r en de neerslagduur $T_r = T_q$.

Door middel van regressieanalyse is vervolgens een functie afgeleid, die het verband aangeeft tussen de neerslagsom per bui en de gemiddelde neerslagduur. Met deze functie kan op een enigszins gefundeerde wijze een bepaalde neerslagsom - duur combinatie worden gekozen, waarna het betreffende inloophydrogram kan worden berekend.

3.3 Rioolinlooppfunctie

Het verloop van de discrete rioolinlooppfunctie $q(t)$ wordt bepaald door de volgende parameters:

- de neerslagsom N_r ;
- de neerslagduur T_r ;
- de afvloeiingscoëfficiënt α ;
- de tijdstap dT .

Hierbij wordt ervan uitgegaan dat de inloopduur T_q = neerslagduur = T_r , en dat het inloophydrogram $q(t)$ en de regenkromme $r(t)$ gelijkvormig zijn, met als onderlinge relatie $q(t) = \alpha \cdot r(t)$. De rioolinloop wordt uitgedrukt in mm/ha (verhard opp.).

In Fig. 3.2 zijn een aantal willekeurige voorbeelden gegeven van geregistreeerde neerslagkrommen. Uit deze registraties blijkt dat het cumulatieve neerslagverloop min of meer een S-curve beschrijft, met relatief kleine variaties in de begin- en eindfase van de bui en met overwegend sterke variaties in het tussenliggend gebied.

Er zijn diverse functies die een dergelijk cumulatief verloop beschrijven; hier is gekozen voor de volgende discrete relatie:

$$q(n) = q_i \cdot (1+p)^n$$

waarin

$q(n)$ = rioolinloop per tijdstap n ;
 q_i = initiele rioolinloop;
 p = relatieve toename van de rioolinloop;
 n = nummer van de tijdstap.

De initiele rioolinloop q_i is de stationaire basisbelasting, waarvoor bijvoorbeeld de gemiddelde droogweerafvoer kan worden ingevoerd. In de numerieke berekeningen is deze belasting vooral van belang, om het droogvallen van de leidingen te voorkomen.

De rioolinloopfunctie $q(n)$ beschrijft de eerste helft van het inloophydrogram, waarvan het verloop is weergegeven in Fig. 3.3; de tweede helft is hiervan het spiegelbeeld.

Voor de rioolinloop van de opeenvolgende tijdstappen $q(n+1)$ en $q(n)$, geldt de volgende relatie:

$$q(n+1) = q(n) \cdot (1+p)$$

Het bijzondere van deze functie is dat de toename van de rioolinloop per tijdstap, een vast percentage is van de rioolinloop gedurende de voorafgaande tijdstap. Numeriek is dit een gunstige eigenschap, omdat de belastingstoot per tijdstap wordt begrensd door de fac-

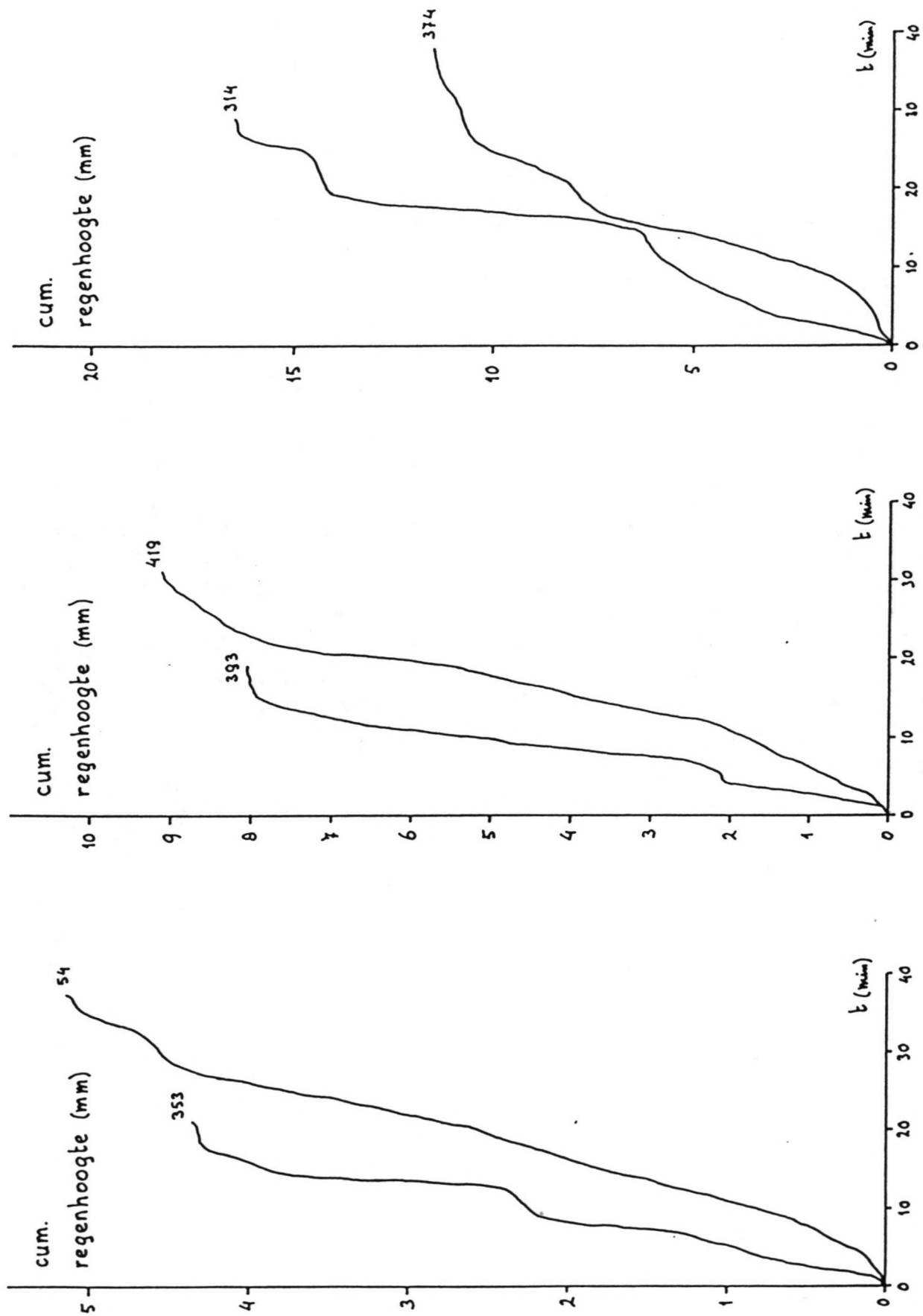


Fig. 3.2: Een aantal willekeurige neerslagkrommen.

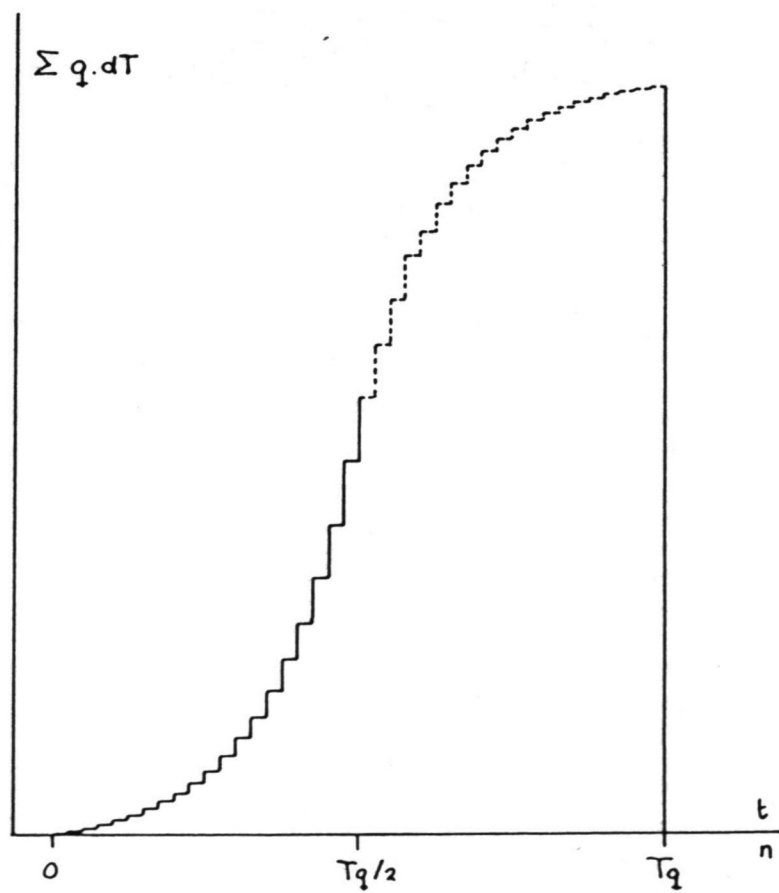
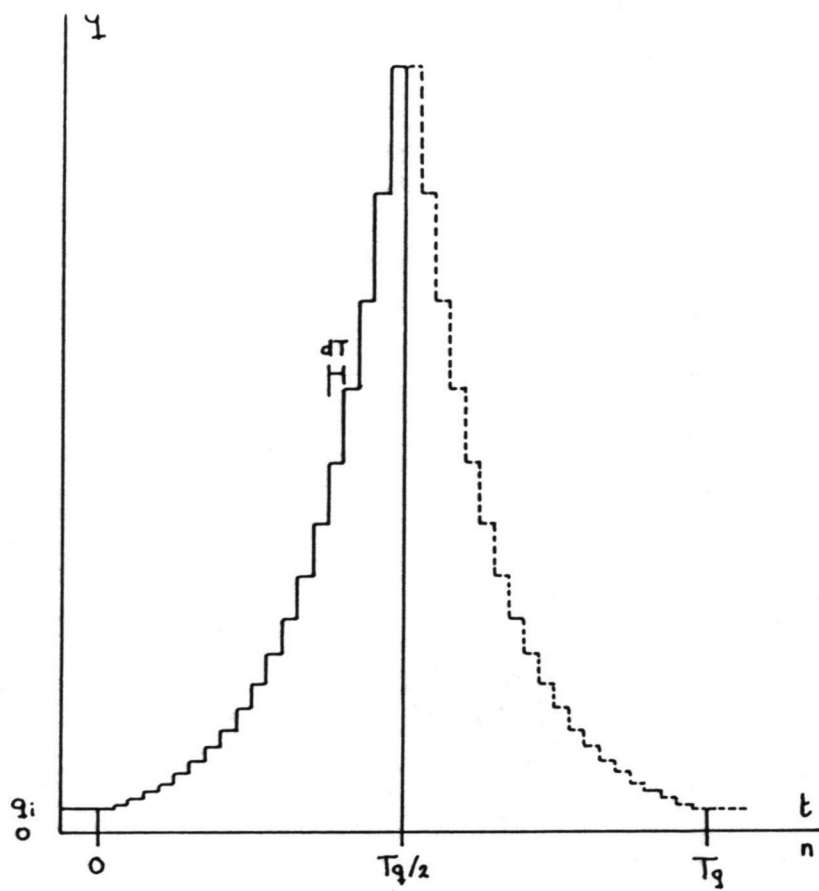


Fig. 3.3: Inloophydrogram $q(t)$ en cumulatief verloop $\Sigma q.dT$.

tor $(1+p)$. Vooral in de begin- en eindfase van de berekeningen is het van belang, dat de toe/afname van de belasting is afgestemd op de afvoer in de leidingen.

De volgende relatie geeft het verband aan tussen de neerslaghoeveelheid N_r , de neerslagduur T_r , de tijdstap dT , de initiele rioolinloop q_i , de afvloeiingscoëfficiënt α en de functieparameter p :

$$N_r \cdot \alpha = 2 \cdot q_i \cdot dT \cdot \alpha \cdot (1+p)^n$$

De keuzeparameters p en dT kunnen iteratief worden berekend, maar kunnen ook grafisch worden bepaald met behulp van het nomogram in Fig. 3.4, dat geldt voor een vaste waarde van de initiele rioolinloop $q_i = 0.17143 \text{ mm/h.ha}$ (verhard opp.).

$$q_i = \frac{id.qd.1E-4}{\alpha}$$

Deze waarde is gebaseerd op een bevolkingsdichtheid van 60 inw. per ha (bruto opp.) met een afvalwaterproductie $qd = 10 \text{ l/inw.h}$ en een afvloeiingscoëfficiënt $\alpha = 0.35$, een waarde die geldt voor moderne stadswijken met een open bebouwing (zie hoofdstuk 2: deel A).

Aan de hand van het volgende getallenvoorbeeld kan de werking van het nomogram worden nagegaan;

Voorbeeld:

$q_i = 0.17143 \text{ mm/h.ha}$ (verhard opp.);
 $N_r = 6.2 \text{ mm/ha}$ (bruto opp.);
 $T_r = 2.5 \text{ h} = 9000 \text{ s}$;
 $dT = 300 \text{ s}$ (30 stappen);

uit deze gegevens volgt de waarde:

-> $p = 0.3$

De waarde van p kan uit het nomogram worden afgelezen met slechts een beperkte nauwkeurigheid. De iteratieve berekening, die kan worden uitgevoerd met een programmeerbare zakrekenmachine of homecomputer, geeft een snellere en betere benadering; de waarde van p uit het nomogram kan dan worden ingevoerd als beginschatting.

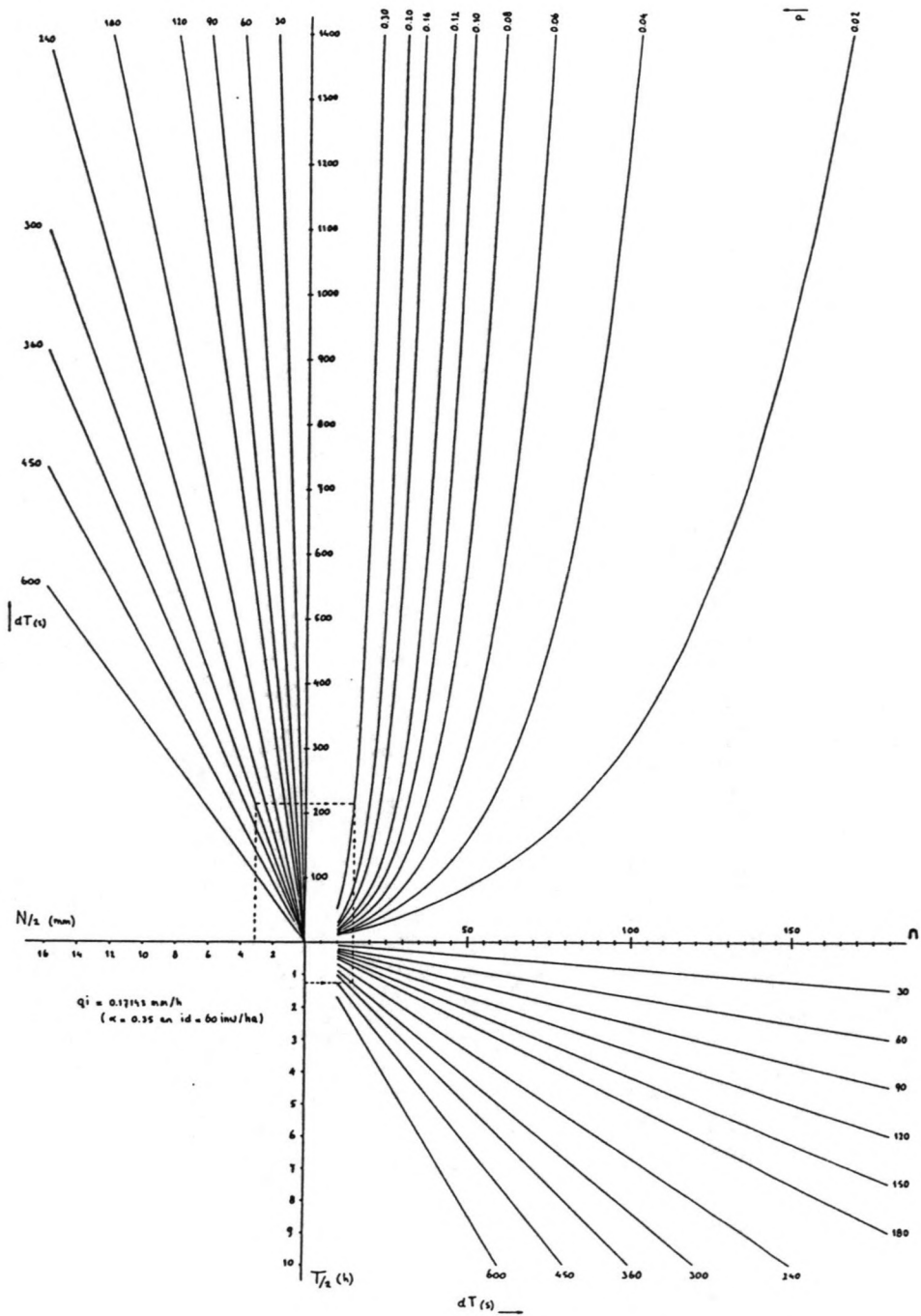


Fig. 3.4: Nomogram voor de rioolinloop functie $N_r = 2 q_i \cdot dT \cdot (1+p)^n$, waarbij geldt dat $n = T_r / (2 \cdot dT)$.

3.4 Neerslagsom - duur relatie

Onder een neerslagsom - duur relatie wordt verstaan het verband tussen de neerslagsom en de gemiddelde duur van een bui. Deze relatie is bepaald op basis van de neerslaggegevens van 1958; een jaar dat niet wordt gekenmerkt door extreme weersomstandigheden.

Bij de bewerking van de neerslaggegevens is in eerste instantie getracht rekening te houden met het effect dat buien die worden gescheiden door slechts een korte regenpauze, eigenlijk bij elkaar horen en dus opgeteld moeten worden. Het blijkt echter bijzonder moeilijk te zijn om hiervoor een geschikt criterium te formuleren en daarom is dit effect hier niet in rekening gebracht.

De neerslaggegevens zijn nu eerst bewerkt met behulp van het 5-minuten regenprogramma van de Grontmij; waarmee de berging op straat ($B_a = 1$ mm) in rekening is gebracht. Dit programma elimineert dat deel van de regens dat wordt geborgen in de vorm plassen op straat, platte daken, e.d., en dat dus niet tot afstroming komt in het rioolstelsel.

Uit de stippengrafiek in Fig. 3.5, waarin iedere stip een of meer buien voorstelt, blijkt dat de variatie in de (resterende) regengegevens bijzonder groot is. Een poging om door deze puntenwolk een regressielijn te berekenen, levert slechts zeer lage correlatiecoëfficiënten op ($r = 0.55 - 0.75$).

algemene functievorm	regressie parameters			corr. coeff.
	C	a	b	
$Tr = C + a \cdot Nr + b \cdot Nr^2$	-33.98	70.37	-4.28	0.81
$Tr = a \cdot e^{b \cdot Nr}$		45.05	0.225	0.86
$Tr = a \cdot Nr^b$		55.65	0.704	0.93

Tabel 3.1: Overzicht regressiefuncties en correlatie coëfficiënten.

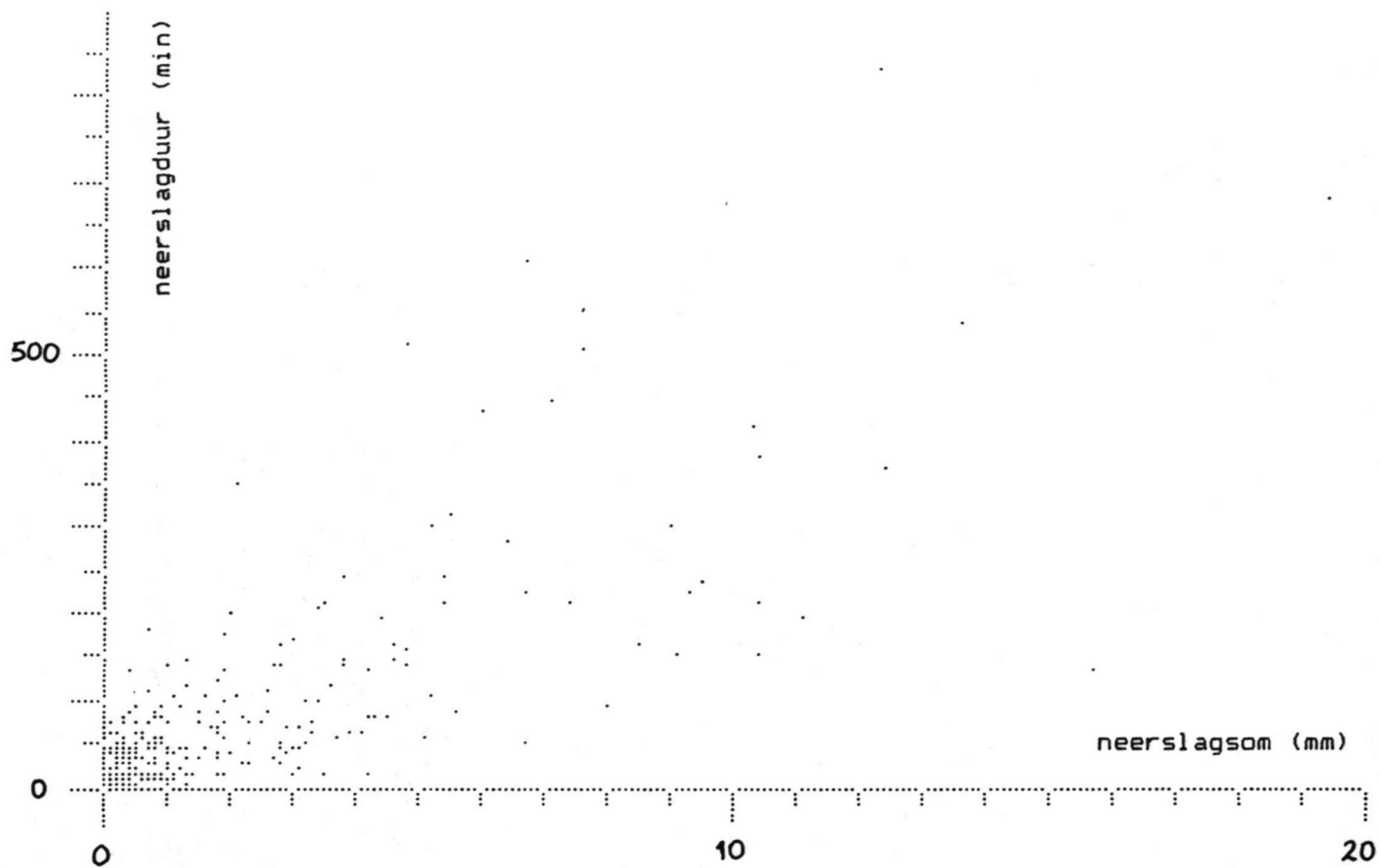


Fig. 3.5: Stippengrafiek - neerslaggegevens 1958.

Daarom is hier gekozen voor een andere benadering. De regens zijn eerst gesorteerd in een klasseverdeling op basis van de neerslagsom per bui; per klasse zijn vervolgens de gemiddelde neerslagsom - duur waarden berekend.

De regressieberekeningen zijn nu toegepast op deze gemiddelde waarden. Hierbij is als maximum een neerslagsom $N_r = 10$ mm aangehouden, vooral omdat het relatief kleine aantal buien met een neerslagsom $N_r > 10$ mm een zeer grote spreiding in de neerslagduur te zien geeft.

In Tabel 3.1 is een overzicht gegeven van de berekende functies met de overeenkomstige correlatiecoëfficiënten.

De geometrische regressiefunctie, waarvan het verloop is weergegeven in Fig. 3.6, heeft de hoogste correlatiecoëfficiënt $r = 0.93$ en verdient daarom statistisch gezien de voorkeur.

$$Tr = a.N_r^b \quad (a = 55.65 \text{ en } b = .704)$$

De functie kenmerkt zich bovendien als enige door een reeel snijpunt met de oorsprong en is daarom de beste benadering voor de $N_r - Tr$ relatie.

De gemiddelde neerslagduur per bui Tr kan nu dus redelijk nauwkeurig worden afgelezen als functie van de neerslagsom N_r ; uit de stippengrafiek blijkt dat voor de extreme waarden van Tr een spreiding van ongeveer 50 % dient te worden aangehouden.

3.5 Toepassing

De niet-stationaire belasting van een gemengd rioolstelsel wordt nu als volgt bepaald. De neerslagsom - duur combinatie wordt gekozen in overeenstemming met het doel van de berekeningen.

Voor een ontwerpberekening zal worden uitgegaan van een relatief grote neerslagsom van bijv. 20 - 30 mm; terwijl voor schuifspanningsberekeningen, i.v.m. vuilafzettingen in de riolen, meer zal worden uitgegaan van gemiddelde omstandigheden, een neerslagsom van bijv. 4 - 7 mm.

In Fig. 3.7 is het verband aangegeven tussen de gemiddelde neerslagsom per bui en de cumulatieve jaarsom. Deze grafiek kan worden gebruikt als hulpmiddel bij de keuze van de neerslagsom, het uitgangspunt voor de

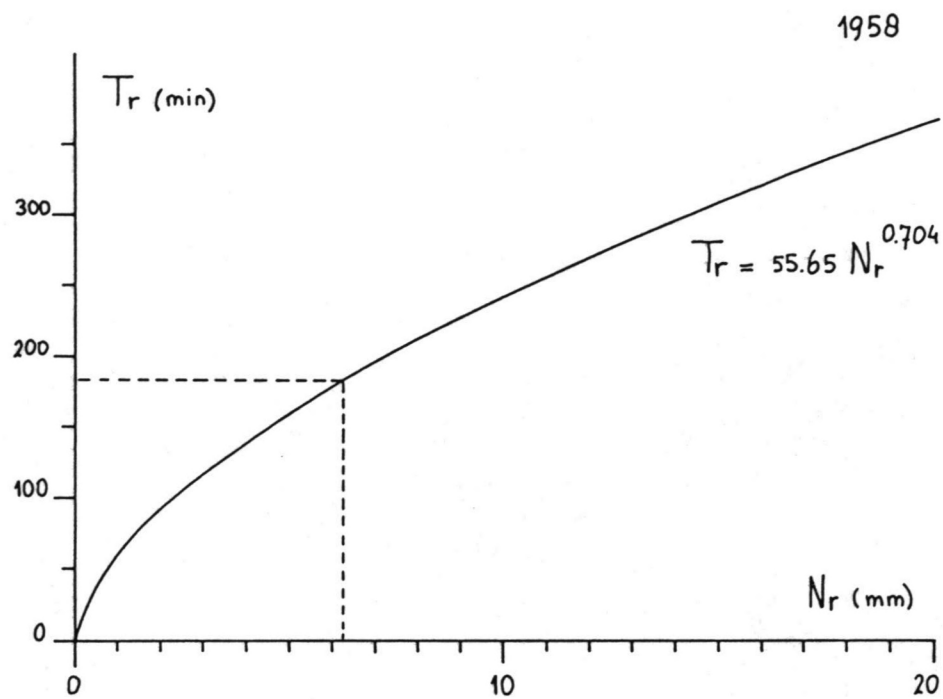


Fig. 3.6: De gemiddelde neerslagduur T_r als functie van de neerslagsom N_r per bui.

bepaling van het inloophydrogram.

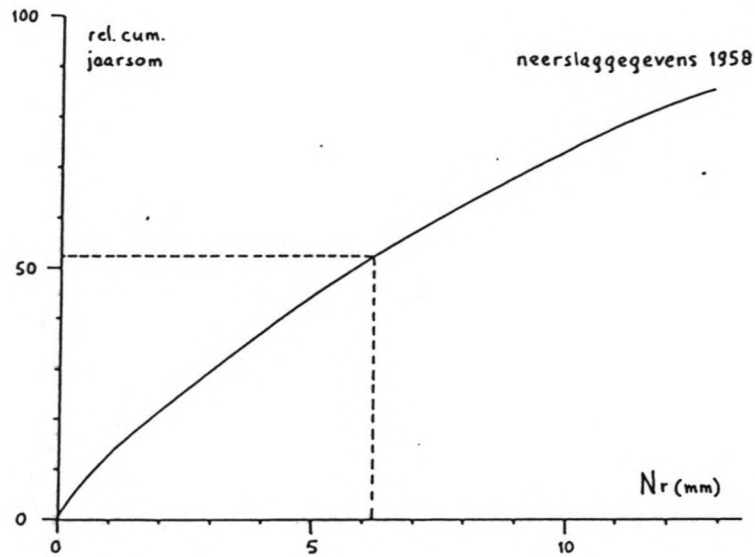


Fig. 3.7: Het verband tussen de rel. cum. jaarsom en de neerslagsom per bui.

Uit deze figuur kan worden afgeleid dat ongeveer 50 % van de neerslag in 1958 is gevallen in buien met een neerslagsom $N_r \leq 6$ mm.

Na de keuze van een neerslagsom N_r wordt de gemiddelde neerslagduur T_r bepaald m.b.v. de regressielijn in Fig. 3.6.

Met behulp van het nomogram in Fig. 3.4 worden de parameters van de rioolinloopfunctie bepaald. De parameter p en tijdstap dT zijn daarbij de onbekende variabelen; de relatieve toename van de rioolinloop p neemt af, naarmate dT kleiner wordt gekozen. De afvloeingscoëfficiënt α is gedefinieerd als de verhouding verhard/totaal oppervlak van het rioleringsgebied; voor de initiele rioolinloop q_i kan bijv. de droogweerbelasting q_d worden ingevoerd.

Tenslotte wordt het inloophydrogram berekend, waarbij de rioolinloop $q(t)$ wordt uitgedrukt in mm/h per ha (verhard oppervlak). Voor elke rioolleiding m wordt het belastingdiagram per knooppunt berekend met de formule:

$$q(k1) = q(k2) = \frac{q(t) \cdot Aa(m)}{2}$$

De belasting van het aangrenzende verharde rioleringsgebied met een verhard oppervlak $Aa(m)$, wordt evenredig verdeeld over de beide knooppunten $k1$ en $k2$.

N.B. De tijdstap wordt in dit hoofdstuk aangeduid met dT , in het volgende hoofdstuk en in deel B wordt de tijdstap verder aangeduid met τ , een notatie die is geconformeerd aan de handleiding van het programma FLOWS.

4 Niet-stationaire berekeningen

De numerieke berekening van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioolstelsel wordt uitgebreid behandeld in deel B van dit afstudeerproject. Dit hoofdstuk is daarvan een praktische samenvatting. Er zijn in totaal 8 berekeningen uitgevoerd en aan de hand van een grafische voorstelling van de resultaten, wordt de keuze van de rekenparameters en de schematisering van het rioolstelsel belicht.

4.1 Rekenmodel

Het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gedeeltelijk gevulde leiding wordt beschreven door het volgende stelsel differentiaalvergelijkingen:

- continuïteitsvergelijking

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + b. \frac{\partial h}{\partial t} = 0$$

- bewegingsvergelijking

$$\frac{1}{g.A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g.A} \frac{\partial (v.Q)}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\lambda}{8.R} \frac{v^2}{g} = 0$$

Deze vergelijkingen worden in het programma FLOWS opgelost volgens een (4-punts) impliciet rekenschema. Het kenmerk van een impliciet rekenschema is dat de onbekenden $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ simultaan per tijdstap worden opgelost. Dit in tegenstelling tot een expliciet schema, waarmee $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ afwisselend per tijdstap worden berekend.

Het rekenschema geeft aan hoe de continue differentiaalvergelijkingen worden omgezet naar numeriek oplosbare differentie vergelijkingen. De partiele afgeleiden naar x en t worden daarbij vervangen door differentiequotienten, met als eindige differenties de tijdstap τ en de taklengte l .

Een belangrijk voordeel van een impliciet rekenschema is dat de stabiliteit van het rekenmodel minder sterk afhankelijk is van de tijdstap. Vooral voor langdurige processen is het van belang om met een zo groot mogelijke tijdstap te werken, waardoor zowel tijd als rekenkosten worden gespaard. De tijdstap kan echter niet willekeurig groot worden gekozen omdat dan de numerieke nauwkeurigheid een rol gaat spelen. Ook biedt een impliciet schema de mogelijkheid om met ongelijke taklengten te rekenen, zonder daarbij extra onnauwkeurigheden te introduceren. Dit is vooral van belang voor netwerken met sterk variërende dwarsprofielen of voor netwerken die onregelmatig vertakt zijn zoals bijvoorbeeld rioolstelsels.

4.2 Schematisering rioolstelsel

Het gemengd rioolstelsel wordt geschematiseerd tot een netwerk van takelementen, bergingselementen en randvoorwaarden, die onderling zijn gekoppeld via knooppunten. De onbekenden $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ worden berekend ter plaatse van de knooppunten, zoals is aangegeven in Fig. 4.1.

De rioolleidingen worden ingevoerd als takelement; de taklengte l is hierbij een belangrijke invoerparameter, die invloed heeft op de numerieke nauwkeurigheid en de belastingverdeling.

Aan het uiteinde van een leiding die hoger ligt dan de bodem van de rioolput of de pompkelder, wordt een 'interne' overlaat gekoppeld. Op deze manier wordt voorkomen dat een leiding in de berekeningen droogvalt als gevolg van een negatieve waterspiegel; die optreedt wanneer de putwaterstand beneden het niveau van de leidingbodem zakt.

De rioolputten worden ter plaatse van de knooppunten ingevoerd als bergingselement; het bergend oppervlak A_p wordt hierbij opgegeven als functie van de waterstand h . Ook de berging op het aangrenzende straatoppervlak A_s wordt hier in rekening gebracht, om in de 'wateropstraat' situatie te zorgen voor een realistische benadering van het piezometrisch niveau.

De (nood)overstorten worden ingevoerd als randvoorwaarde, waarbij de afvoer Q een functie is van de waterstand h en de drempelbreedte b_d . Het programma rekent daarbij met de bekende formules voor een volkomen

en onvolkomen overlaat.

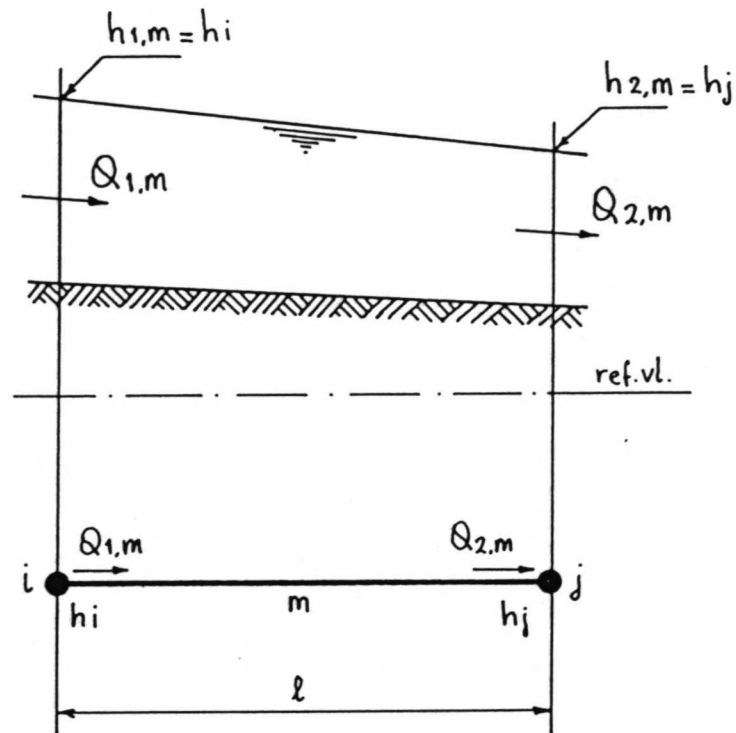


Fig. 4.1: Takelement met aangrenzende knooppunten.

Het rioolgemaal, bestaand uit een ontvangkelder waarop een pomp is aangesloten, wordt ingevoerd als een bergingselement waaraan een randvoorwaarde $Q(h)$ is gekoppeld. Het in- en uitschakelen van verschillende pompcapaciteiten is numeriek slechts te benaderen met zeer kleine tijdstappen, hetgeen voor dit soort berekeningen niet haalbaar is vanwege de hoge rekenkosten. Daarom is voor de pompkarakteristiek een representatieve benadering gekozen, die is weergegeven in Fig. 4.5.

De belasting $q(t)$ kan als randvoorwaarde alleen worden ingevoerd via de knooppunten. De gelijkmatig verdeelde lijnbelasting van een rioolleiding wordt hier dus vervangen door twee geconcentreerde belastingen op de beide uiteinden.

4.2 Overzicht berekeningen

Er zijn in totaal 8 numerieke berekeningen uitgevoerd, waarin verschillende varianten zijn ingevoerd voor de rekenparameters en de randvoorwaarden; in Tabel 4.1 is hiervan een overzicht gegeven.

nr	τ (s)	θ	belasting	Ar (m ²)	Qp-h
1	300.0	1.00	kn 13	40	1
1a	300.0	1.00	kn 13	<10>	1
1b	300.0	1.00	kn 13	40	<2>
2	75.0	1.00	kn 13	40	1
2a	75.0	<0.55>	kn 13	40	1
3	37.5	1.00	kn 13	40	1
4	75.0	1.00	evenredig	40	1
5	37.5	1.00	evenredig	40	1

Tabel 4.1: Overzicht berekeningen.

Voor deze berekeningen is uitgegaan van de hoofdstructuur van het gemengd rioolstelsel, waarvan het ontwerp is beschreven in hoofdstuk 2: deel A. De structuur van het netwerk is weergegeven in Fig. 4.2. De taklengte is in alle berekeningen konstant gehouden, de waarde $l = 150$ m is met opzet zo groot mogelijk gekozen, om het aantal netwerkelementen en daarmee de rekenkosten beperkt te houden. Om praktische redenen zijn er geen andere waarden getest, omdat een aanpassing van de taklengte tot gevolg heeft dat alle gegevens van het netwerk en de belasting opnieuw in het programma moeten worden ingevoerd.

Het netwerk wordt belast door een theoretische regenbui, waarvan het inloophydrogram $q(t)$ is weergegeven in Fig. 4.3. Het inloophydrogram, dat is bepaald volgens de methode die is behandeld in Hoofdstuk 3: deel A, is gebaseerd op de volgende gegevens:

neerslagsom	Nr =	6.2	mm
neerslagduur	Tr =	2.5	h
basisbelasting	qd =	0.17143	mm/h
afvloeiingscoëfficiënt	α =	0.35	
tijdstap	τ =	300	s
functieparameter	p =	0.3	

In het eerste deel van de berekeningen (1 t/m 3a) is de belasting vereenvoudigd tot een geconcentreerde

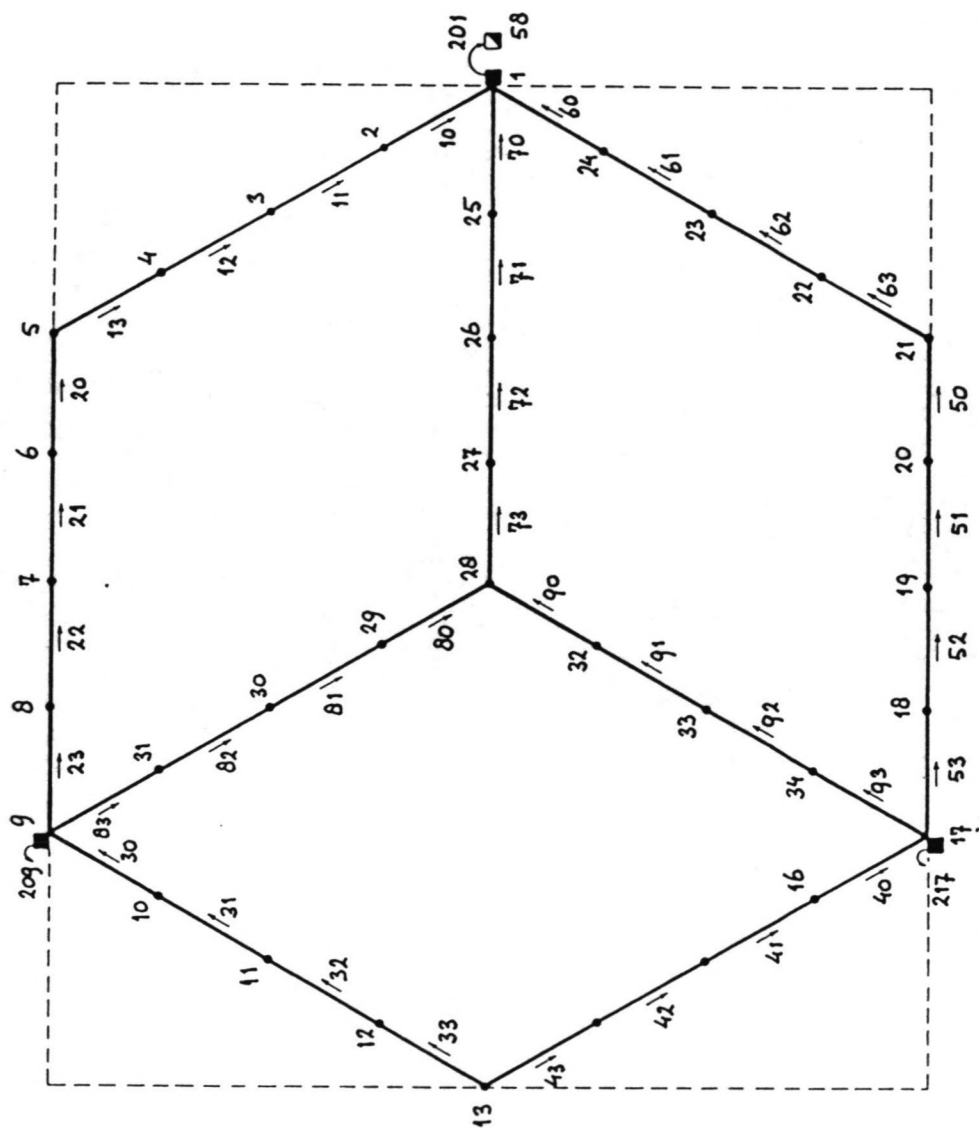


Fig. 4.2: Hoofdstructuur gemengd rioolstelsel - nummering knooppunten en leidingen.

toevoer op knooppunt 13, die overeenkomt met de helft van het totale (verharde) rioleringsgebied. Het voordeel van deze belastingsvorm is dat in de gedeeltelijk gevulde rioolleidingen eenvoudige en duidelijke golfpatronen ontstaan, waardoor de resultaten van de verschillende variantberekeningen beter vergeleken en geanalyseerd kunnen worden.

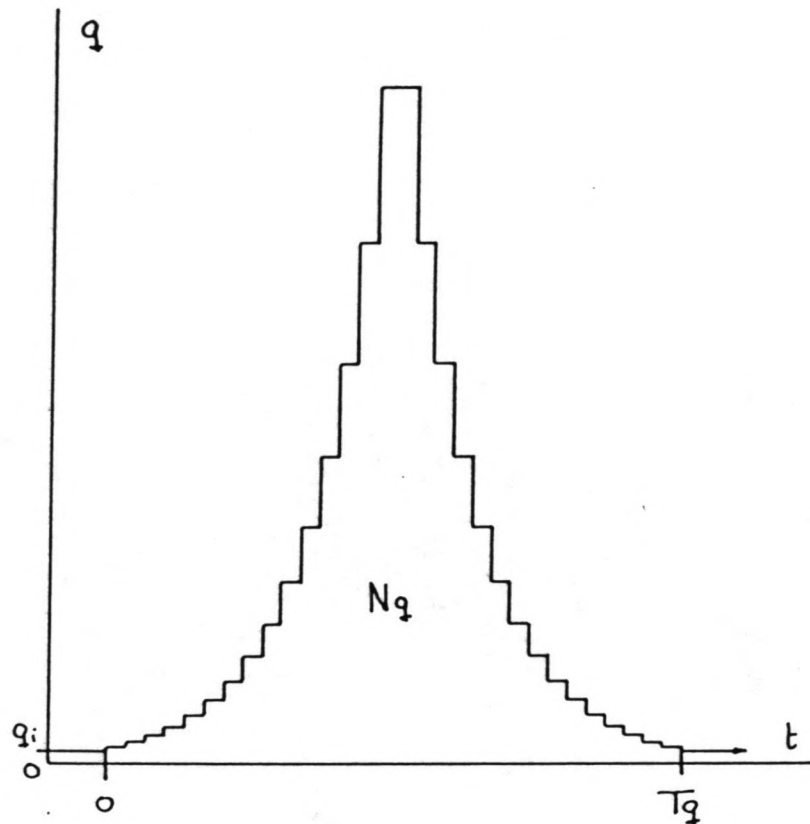


Fig. 4.3: Rioolinloophydrogram.

In het tweede deel van de berekeningen (4 en 5) is de belasting van het gehele rioleringsgebied evenredig verdeeld over alle knooppunten van het netwerk, volgens het afvoerschema dat is weergegeven in Fig. 4.4. De totale belasting op het netwerk is dan 2 keer zo groot als in de voorafgaande berekeningen, omdat nu het gehele (verharde) rioleringsgebied wordt ingevoerd.

De tijdstap τ en de weegfactor θ hebben in belangrijke mate invloed op de nauwkeurigheid en stabiliteit van het rekenmodel (paragraaf 3.3, deel B). Bij de keuze van deze rekenparameters gaat het vooral om de afwe-

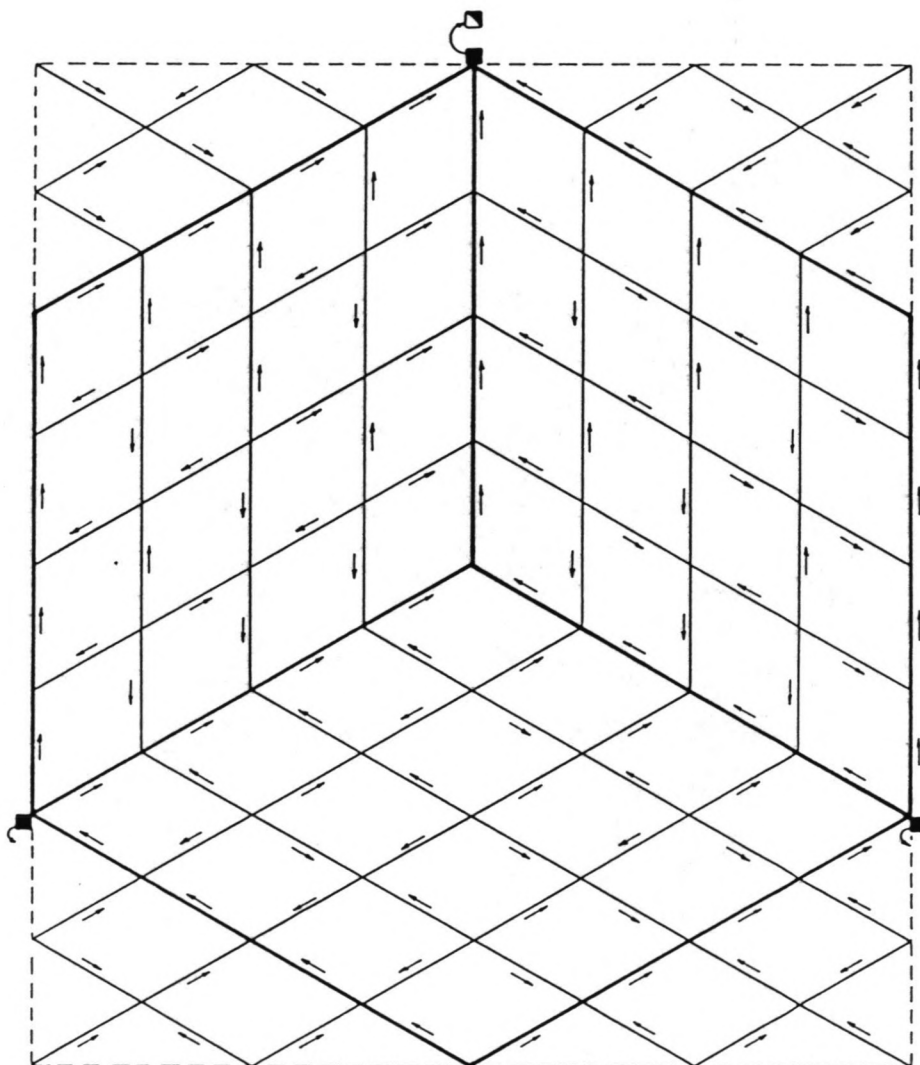


Fig. 4.4: Afvoerschema gemengd rioolstelsel.

ging van voldoende nauwkeurigheid tegen een aanvaardbare kosteninspanning.

In berekening 1 is gestart met een tijdstap $\tau = 300$ s. De weegfactor kan in het rekenschema variëren van $\theta = 0.5$ voor een maximale nauwkeurigheid tot $\theta = 1.0$ voor een maximale stabiliteit. In eerste instantie is de waarde $\theta = 1.0$ ingevoerd, omdat het inspelen van de geschatte beginvoorwaarden sneller verloopt bij een stabiel rekenschema.

De weegfactor $\theta = 1.0$ betekent dat de afbreekfout van de differentieëbenadering in de eerste orde van de tijdstap ligt. De nauwkeurigheid van het rekenschema wordt getest door de resultaten van berekeningen met duidelijk verschillende tijdstappen te vergelijken. Wanneer de onderlinge verschillen bijvoorbeeld kleiner dan 10 % blijven, dan mag worden verondersteld dat het rekenschema voldoende nauwkeurig is.

In de berekeningen 2 en 3 is de tijdstap achtereenvolgens verkleind tot $\tau = 75$ en 37.5 s. Om de nauwkeurigheid nog extra te verifiëren is in berekening 2a als variant de weegfactor $\theta = 0.55$ ingevoerd.

In de berekeningen 4 en 5, met de belasting verdeeld over alle knooppunten, is de nauwkeurigheid getest met dezelfde tijdstappen $\tau = 75$ en 37.5 s. Voor de weegfactor is de waarde $\theta = 1.0$ aangehouden om voldoende stabiliteit te waarborgen. Een verdergaande verkleining van de tijdstap is binnen het kader van dit afstudeerproject niet haalbaar, omdat de rekenkosten dan te hoog oplopen en omdat de verwerking van de uitvoergegevens te veel tijd vergt.

Het rioolgemaal bestaat uit een ontvangkelder met een bergend oppervlak A_r , waarop een pomp met een Q_p -h karakteristiek is aangesloten. In de berekeningen 1a en 1b zijn voor beide onderdelen van het gemaal varianten ingevoerd, om de invloed op de stabiliteit te testen.

Het bergend oppervlak $A_r = 40$ m² is verkleind tot $A_r = 10$ m². Deze waarde past beter bij de maximum pompcapaciteit van het gemaal, maar is minder gunstig voor de stabiliteit van het rekenmodel, omdat het peil in de ontvangkelder daarbij sterker reageert op de aanvoer vanuit het rioolstelsel. Pompkarakteristiek 1 in Fig. 4.5 is vervangen door pompkarakteristiek 2 in Fig. 4.6. Pompkarakteristiek 2 heeft een duidelijk realistischer verloop, maar heeft als nadeel voor de stabiliteit, dat de pompcapaciteit Q_p direkt afhankelijk is van de waterstand in het rioolstelsel, boven het drempelniveau van de kelderinlaat.

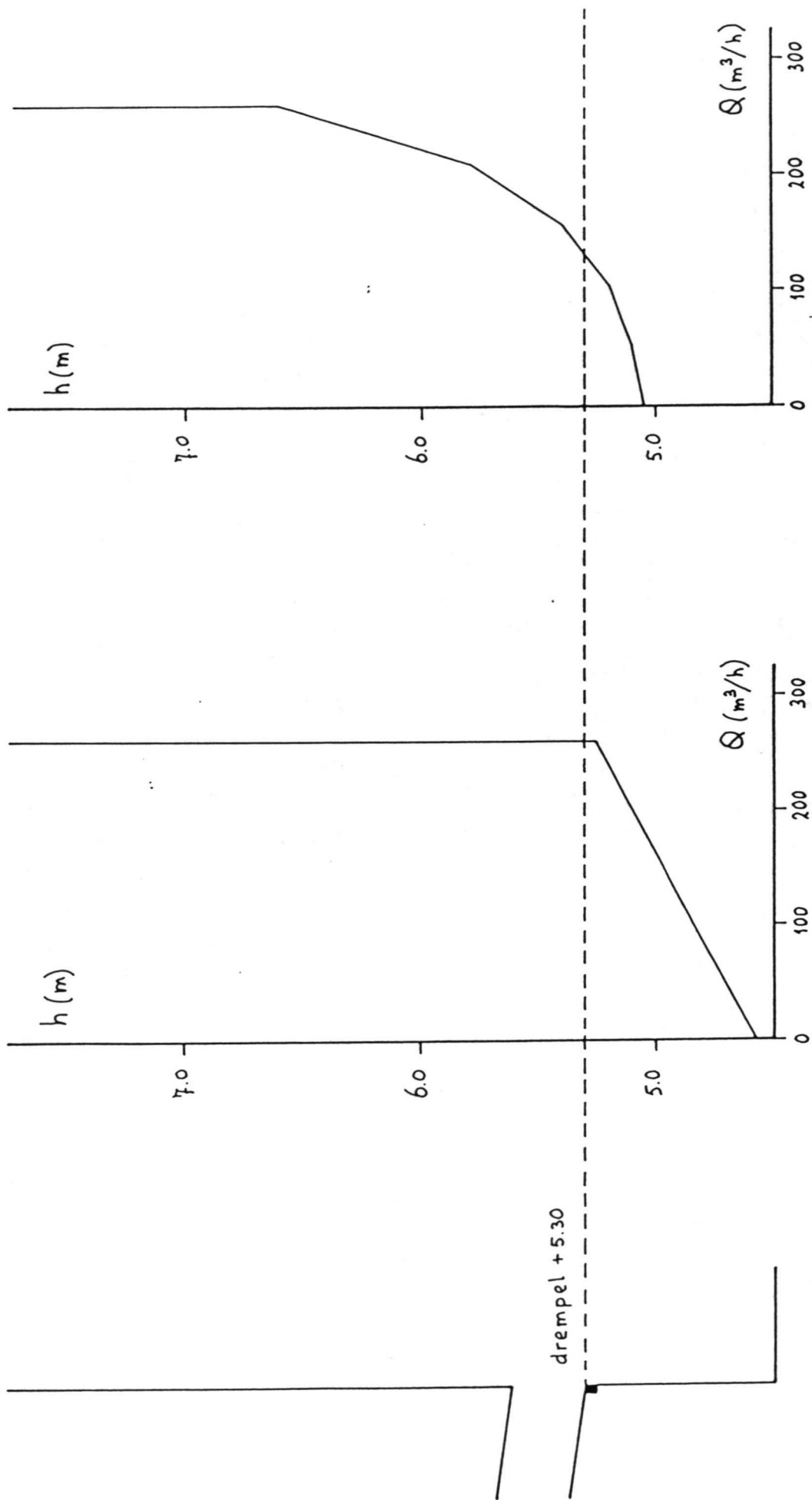


Fig. 4.5: Pompparakteristiek 1.

Fig. 4.6: Pompparakteristiek 2.

4.4 Resultaten

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in de vorm van momentane verhanglijnen en $Q(t)$ - $h(t)$ karakteristieken in Fig. 4.8 - 4.40 (zie bijlage: deel A).

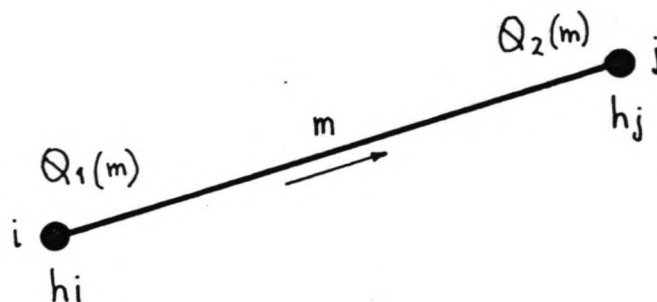


Fig. 4.7: Uitvoerparameters.

De betreffende uitvoerparameters zijn gedefinieerd in Fig. 4.7, de nummers van de leidingen, knooppunten en randvoorwaarden zijn aangegeven in Fig. 4.2.

De momentane verhanglijnen geven snel een algemene indruk omtrent de betrouwbaarheid van de berekeningen. Dit is vooral van belang om vast te stellen of het zinvol is de resultaten verder uit te werken.

De $Q(t)$ en $h(t)$ karakteristieken geven een meer gedetailleerd beeld omtrent het verloop en de continuïteit van de stromingsparameters, en zijn daarom beter geschikt voor de toetsing van de nauwkeurigheid en stabiliteit.

- berekeningen 1 t/m 3

Bij deze berekeningen is de belasting van slechts het halve rioleringsgebied geconcentreerd op het uiterste knooppunt 13 (Fig. 4.2). Dit betekent dat er in het rioolstelsel geen stromingen tegengesteld aan het

buisverhang kunnen optreden, omdat er geen belasting plaats vindt op de benedenstroomse knooppunten.

De momentane verhanglijnen van de berekeningen 1 en 2 zijn weergegeven in Fig. 4.8 t/m 4.11. Hieruit blijkt dat de tijdstap $\tau = 300$ s leidt tot duidelijk instabiele resultaten, de waterstanden in de omgeving van de pompkelder worden opgeslingerd, omdat de waterverplaatsing per tijdstap relatief groot is ten opzichte van de berging in de pompkelder en de aansluitende leidingen. Een verkleining van de tijdstap tot $\tau = 75$ s leidt tot duidelijk betere resultaten.

In de beginfase van de belasting is er sprake van een ongestuwde afvoer, de verhanglijnen lopen vrijwel evenwijdig aan de bodemhelling. Vanaf het moment dat de maximum pompcapaciteit is bereikt $t = 85$ min, gaat de waterspiegel in het leidingenstelsel opstuwten. De verhanglijnen lopen dan vrijwel horizontaal, omdat de afvoer wordt bepaald door de relatief kleine pompcapaciteit; de invloed van het weerstandsverhang neemt toe naarmate de buisdiameter kleiner is.

De $Q(t)$ en $h(t)$ karakteristieken van de verschillende gemaal varianten zijn weergegeven in Fig. 4.12 t/m 4.18. De afvoeren uit de leidingen 10, 60 en 70 vormen samen het debiet dat via de interne overlaat $Q(201)$ wordt geloosd in de ontvangkelder, waarop de pompcapaciteit $Q(458)$ is aangesloten.

Het verkleinde kelderoppervlak $A_r = 10$ m² en pompkarakteristiek 2 blijken beide een negatieve invloed te hebben op de stabiliteit van het rekenproces. Vooral een sterke verkleining van het kelderoppervlak is ongunstig, omdat de kelderwaterstand h_{58} daardoor sterker reageert op variaties in de afvoer. Ook een pompcapaciteit die rechtstreeks afhankelijk is van de waterstand in het rioolstelsel h_1 geeft aanleiding tot instabiliteiten. Duidelijk is dat pompkarakteristiek 1 en het kelderoppervlak $A_r = 40$ m² hier de voorkeur verdienen voor de verdere berekeningen. Uit Fig. 4.18 blijkt dat de discontinuïteiten bij een tijdstap $\tau = 75$ s vrijwel geheel verdwenen zijn.

Bij de schematisering van het rioolgemaal is het effect van het in- en uitschakelen van de pompen niet in rekening gebracht. Uit het verloop van de pompcapaciteit (Fig. 4.18) blijkt dat in de periode van $t = 50 - 80$ min, de maximum capaciteit $Q(458) = 262$ m³/h redelijk snel wordt bereikt. De gekozen benadering is daarom acceptabel, omdat de schakeleffecten geen grote rol spelen.

De $h(t)$ karakteristieken in Fig. 4.19 en 4.20 kenmerken zich door een nagenoeg stabiel verloop. Al-

leen in het verloop van h_1 zijn kleine discontinuïteiten waarneembaar, die waarschijnlijk zijn veroorzaakt door de interne overlaat tussen het rioolstelsel en de pompkelder van het gemaal. Wanneer de $Q(h)$ karakteristiek van deze interne randvoorwaarde sterk afwijkt van het $Q-h$ gedrag in de aansluitende rioolleidingen, dan moeten er geforceerde aanpassingen plaatsvinden, die kunnen leiden tot dergelijke discontinuïteiten. Een verandering van de overlaatbreedte is hier een voor de hand liggende oplossing, maar helaas is deze variant niet uitgetest.

De $Q(t)$ karakteristieken in Fig. 4.21 t/m 4.24 zijn uitgezet voor de bovenstroomse afvoeren $Q_1(m)$ van een leidingelement. Voor de opeenvolgende leidingelementen $m+1$ en m geldt dat $Q_2(m+1) = Q_1(m)$, omdat er geen belasting plaatsvindt op de tussenliggende knooppunten.

De $Q(t)$ karakteristieken in Fig. 4.21 t/m 4.22 geven een redelijk stabiel beeld te zien. Bij het vollopen van de leidingen, waarbij de afvoeren van twee opeenvolgende leidingen gelijk worden, treden slechts kleine discontinuïteiten op, die in Fig. 4.22 zijn aangegeven met pijltjes. De oorzaak van deze discontinuïteiten ligt in de grootte van de tijdstap. In de laatste fase van het vollopen van een leidingelement neemt de beschikbare berging in de leiding sterk af. Er ontstaat dan de situatie dat de nog beschikbare berging in de bijna volle leiding veel kleiner is dan het waterniveau dat bij een continue afvoer geborgen zou moeten worden. Het gevolg hiervan is dat er een discontinuïteit in de afvoer ontstaat, omdat in het rekenschema onder alle omstandigheden aan de continuïteits balans wordt voldaan. De toepassing van een zeer kleine tijdstap is hier noodzakelijk, om dit soort effecten te voorkomen.

De weegfactor $\theta = 0.55$ is ingevoerd in variantberekening 2a. Uit de resultaten die zijn weergegeven in Fig. 4.23, blijkt duidelijk dat het rekenschema hier volkomen instabiel is. De discontinuïteiten worden opgeslingerd tot grote amplitudes die slechts langzaam uitdempen. Toch lijkt het dat de gemiddelde trend van deze karakteristieken redelijk overeenstemt met die van de berekeningen waarin $\theta = 1.0$ is ingevoerd (Fig. 4.22). Voor de stabiliteit is het dus beter de waarde $\theta = 1.0$ in de verdere berekeningen te handhaven; de numerieke nauwkeurigheid lijkt hierdoor nauwelijks te worden beïnvloed, omdat de niet-stationaire effecten hierbij geen grote rol spelen.

De tijdstap $\tau = 37.5$ s is ingevoerd in berekening 3.

Uit de vergelijking tussen de resultaten in Fig. 4.22 en 4.24 volgt dat de verschillen tussen de beide tijdstappen ($\tau = 37.5$ en 75 s) bijzonder klein zijn. Er kan dus worden gesteld dat in dit geval met een tijdstap $\tau = 75$ s voldoende nauwkeurig gerekend kan worden. Een verdergaande verkleining van de tijdstap, om de relatief kleine discontinuïteiten te elimineren, is hier niet zinvol.

- berekeningen 4 en 5

Bij deze berekeningen is de belasting van het gehele rioleringsgebied evenredig verdeeld over alle knooppunten van het netwerk. In afwijking tot de voorgaande berekeningen kan de (stromings)richting van de verhanglijnen nu ook tegengesteld zijn aan de bodemhelling, wanneer de leidingen geheel gevuld zijn en de plaatselijke belasting groter is dan de pompcapaciteit.

De momentane verhanglijnen van berekening 4 zijn aangegeven in Fig. 4.25 en 4.26. De vullingsgraad van het rioolstelsel is nu aanmerkelijk groter, omdat het belastingvolume ten opzichte van de voorgaande berekeningen is verdubbeld. Het verloop van de verhanglijnen geeft een redelijk stabiele en betrouwbare indruk, een nadere uitwerking van de resultaten wordt daarom zinvol geacht.

De $h(t)$ karakteristieken van berekening 4 zijn weergegeven in Fig. 4.27 en 4.28. In het verloop van h t/m 26 in Fig. 4.28 is er sprake van een duidelijke discontinuïteit, die optreedt in de periode dat de leidingen 73, 80 en 81 kort na elkaar vollopen. In Fig. 4.29 t/m 4.31 zijn van deze leidingen de $Q1$ en $Q2$ karakteristieken uitgezet. Vanaf het moment dat de leidingen geheel gevuld zijn op het tijdstip $t(vol)$, geldt voor de leidingafvoeren dat $Q1 = Q2$. De discontinuïteiten die hierbij optreden zijn aanmerkelijk groter dan in eerste deel van de berekeningen. De stabiliteit wordt vooral negatief beïnvloed door het effect dat de leidingen nu van beiden zijden kunnen vollopen, hetgeen een gevolg is van het feit dat de belasting nu wordt ingevoerd op alle knooppunten.

De $Q(t)$ karakteristieken van de berekeningen 4 en 5 zijn weergegeven in Fig. 4.32 t/m 4.36. Ook hier zijn alleen de bovenstroomse afvoeren $Q1$ uitgezet, om de karakteristieken van zoveel mogelijk leidingen in

een figuur te kunnen combineren. De verschillen tussen de $Q(t)$ karakteristieken van opeenvolgende leidingen worden nu mede veroorzaakt door de belasting op de tussenliggende knooppunten.

In de beginfase van de belasting nemen de afvoeren in de leidingen toe, tot de lagergelegen delen van het rioolstelsel zich beginnen te vullen. Op een gegeven moment ontstaat de situatie dat de belasting op de knooppunten in de omgeving van het rioolgemaal, groter is dan de maximum pompcapaciteit. De leidingafvoeren nemen daarbij sterk af en veranderen vervolgens van stromingsrichting. De leidingelementen lopen nu van twee kanten vol ($t = 75$ min, Fig. 4.35), met een zeer grote waterverplaatsing per tijdstap, waarbij sterke discontinuïteiten in de afvoer optreden. Vanaf het moment dat de leidingen geheel gevuld zijn ($t > 75$ min, Fig. 4.35), is het verschil tussen de Q_1 -karakteristieken van de opeenvolgende leidingen precies gelijk aan de belasting op het tussenliggende knooppunt.

Voor de gehele duur van de belasting blijven de leidingen 30 t/m 34 gedeeltelijk gevuld. De $Q(t)$ karakteristieken in Fig. 4.36 geven een zeer stabiel beeld te zien, hetgeen betekent dat het verloop van de belasting daarop geen negatieve invloed heeft.

In Fig. 4.37 t/m 4.40 zijn van beide tijdstappen $\tau = 75$ en 37.5 s zijn in een figuur de $Q(t)$ karakteristieken uitgezet, om de nauwkeurigheid goed te kunnen beoordelen. Een globale analyse wijst uit dat de verschillen tussen de beide tijdstappen onverwacht klein zijn. De verschillen treden vooral op in periode dat de leidingen nog gedeeltelijk gevuld zijn, op de momenten dat zich sterke fluctuaties in de afvoer voordoen.

De numerieke nauwkeurigheid bij ($\tau = 37.5$ s) is eigenlijk nog onvoldoende, mede omdat de optredende discontinuïteiten nog een behoorlijke omvang hebben. Naar verwachting is een tijdstap $\tau = 5 - 10$ s noodzakelijk om een 'net' continu verloop met een aanvaardbare nauwkeurigheid te kunnen berekenen. De afweging tussen nauwkeurigheid en rekenkosten zal bij dit soort berekeningen vaak een rol spelen.

5 Conclusies

De conclusies van deze berekeningen zijn niet algemeen geldend, maar zijn natuurlijk sterk gebonden aan de gegeven probleemstelling.

De numerieke nauwkeurigheid is sterk afhankelijk van de tijdstap. Bij de vereenvoudigde belasting leidt een tijdstap $\tau = 75$ s tot voldoende nauwkeurige resultaten. Er is nog wel sprake van instabiliteiten maar die zijn nauwelijks te voorkomen, tenzij er met een zeer kleine tijdstap wordt gerekend.

Bij de volledige belasting verdeeld over alle knooppunten is een tijdstap $\tau = 75$ s te groot om voldoende nauwkeurig te kunnen rekenen. Met name de grote waterverplaatsing per tijdstap bij het vollopen van de leidingen, is verantwoordelijk voor het optreden en de omvang van de discontinuïteiten. De enige remedie tegen dit soort problemen is een verdergaande verkleining van de tijdstap tot $\tau = 5 - 10$ s.

Voor de stabiliteit is het gunstig de weegfactor $\theta = 1.0$ te kiezen. De numerieke nauwkeurigheid wordt er nauwelijks door beïnvloedt, terwijl eventuele discontinuïteiten snel worden uitgedempt.

Bij de schematisering van het rioolgemaal is het voor de stabiliteit belangrijk om uit te gaan van een niet al te klein kelderoppervlak ($A_r = 40$ m²) en een pompcapaciteit $Q_p(h)$ die onafhankelijk is van de waterstand in het rioolstelsel.

De interne overlaten die zijn gekoppeld aan de uiteinden van leidingen die boven het niveau van de put/kelderbodem uitkomen, vormen een goede oplossing tegen het droogvallen van deze leidingen. Misschien zou een overlaatformule die beter past bij de vorm van de profieldoorsnede, kunnen leiden tot stabielere resultaten.

Het programma FLOWS biedt dus de mogelijkheid om onder de gegeven omstandigheden, het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioolstelsel te berekenen. Een relatief kleine tijdstap is echter noodzakelijk, om een aanvaardbare nauwkeurigheid te bereiken. Dit soort berekeningen zijn daardoor minder interessant voor langdurige belastingen en grote netwerken.

Tenslotte moet worden vermeld dat het programma niet in alle opzichten voldoende is uitgetest. Nader onderzoek is gewenst met betrekking tot de invloed van de taklengte op de numerieke nauwkeurigheid, het gedrag van de (interne) overlaten en het mogelijk optreden van superkritische stromingen ($Fr > 1$).

6 Opmerkingen

Uit de ervaringen met het programma FLOWS is duidelijk geworden, dat het programma niet speciaal is ontworpen voor de berekening van gesloten leidingsystemen zoals bijvoorbeeld rioolstelsels. De gebruiksvriendelijkheid van het programme laat op een aantal punten te wensen over. Deze opmerkingen zijn gericht op de mogelijkheden om het programma in dit opzicht te verbeteren.

De belasting wordt ingevoerd per knooppunt, daarbij moet per knooppunt telkens een volledig belastingdiagram worden opgegeven; een combinatie van 30 tijdstappen en 34 knooppunten betekent een invoer van ruim 1000 waarden. Een verbetering kan hier worden bereikt door de invoer van een centraal belastingdiagram, waarbij per knooppunt een vermenigvuldigingsfactor kan worden opgegeven. Ook zou het interessant zijn om een model in te bouwen, dat regengegevens omvormt naar een regenbelasting.

De ligging van de leidingen wordt in het programma ingevoerd via de kroonhoogte van de buis. Eenvoudiger zou het zijn om hier uit te gaan van de binnen onderkant van de buis; in de meeste gevallen kan een verandering van de diameter dan worden doorgevoerd, zonder dat de ligging van de buis hoeft te worden aangepast. Ook kan uit de invoergegevens dan direkt worden opgemaakt of de opeenvolgende leidingen ten opzichte van elkaar verspringen.

De taklengte en de tijdstap zijn belangrijke invoerparameters. In het programma is het mogelijk de tijdstap met een bepaalde factor te verkleinen, zonder dat de rest van de invoergegevens hoeft te worden aangepast. Het is echter niet mogelijk om ditzelfde met de taklengte te doen; een aanpassing van de taklengte betekent dat vrijwel alle gegevens opnieuw in het programma moeten worden ingevoerd.

Bij de beoordeling van de numerieke nauwkeurigheid van het rekenmodel, is het noodzakelijk om de resultaten van een aantal berekeningen onderling kwantitatief te kunnen vergelijken. Het zou een enorme besparing op de analysetijd betekenen, om het programma deze vergelijking te laten uitvoeren. Tevens kan dan een controle worden ingebouwd, die aangeeft wanneer het Froudegetal de waarde 1 overschrijdt.

Tenslotte kan de uitvoer van de berekeningsresultaten op twee punten worden verbeterd.

De resultaten worden afgedrukt met maximaal drie cijfers achter de komma. Het is mogelijk om het aantal afleesbare cijfers te vergroten, door het gebruik van een schaalfactor. Vooral bij de waterstanden kan dit echter verwarrend werken en is het daarom beter om (indien gewenst) 1-2 cijfers meer af te drukken.

Ook is het gewenst de grafische uitvoer op de plotter te vereenvoudigen. Vooral bij de kleine tijdstappen is een handmatige verwerking van de resultaten zeer tijdrovend.

Literatuur

- Booij, N. Report on the ICES subsystem FLOWS.
Delft, Report no. 78-3, 1980.
- Huisman, L. Stromingsweerstand in Leidingen.
Rijswijk, KIWA mededeling nr. 14, 1969.
- Koot, A.C.J. Inzameling en Transport van Rioolwater.
Delft, Waltman, 1977.
- Herik, A.G. v/d en Kooistra M.T. 5-minuten regens.
De Bilt, Grontmij NV, 1970.
- Verspuy, C. en de Vries, M. Lange Golven deel I en II.
TH Delft, 1977-1978.
- Vreugdenhil, C.B. Waterloopkundige Berekeningen I.
TH Delft, 1979.
- Rapport van de Commissie Riolerings- en Waterverontreiniging van de afdeling voor Gezondheidstechniek van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs, H2O 1972, nr. 10 en 12.

