

NIET-STATIONAIRE STROMINGEN
IN EEN GEMENGD RIOOLSTELSEL

Deel B

Numerieke berekeningen

Delft, februari 1985.

H. van Luijtelaar

NIET-STATIONAIRE STROMINGEN
IN EEN GEMENGD RIOOLSTELSEL

Deel B:

Numerieke berekeningen

Deelontwerp

Vloeistofmechanica

In opdracht van: Prof. dr. ir. M. de Vries

Begeleid door : Ir. C. Verspuy
Ir. N. Booij

Delft, februari 1985.

H. van Luijtelaar

Inhoudsopgave

- 1 Inleiding
- 2 Basisvergelijkingen
- 3 Numeriek rekenmodel
 - 3.1 Differentieschema
 - 3.2 Takvergelijkingen
 - 3.3 Numerieke nauwkeurigheid en stabiliteit
- 4 Netwerk
 - 4.1 Structuur
 - 4.2 Riolleidingen en putten
 - 4.3 Overstorten
 - 4.4 Riolgemaal.
- 5 Belasting
- 6 Numerieke berekeningen
 - 6.1 Overzicht berekeningen
 - 6.2 Resultaten
 - 6.2.1 Berekeningen 1 t/m 3
 - 6.2.2 Berekeningen 4 en 5
- 7 Controle berekeningen
- 8 Conclusies
- 9 Opmerkingen

Literatuur

Appendix A: Rioleringsbegrippen en definities

Appendix B: Programma HYPRI

Bijlage 1: Fig. 6.4 t/m 6.43

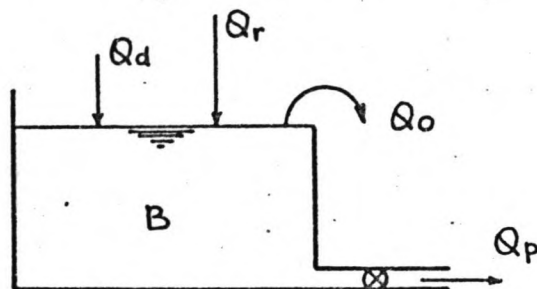
Bijlage 2: Tabel 7.1 t/m 7.20

1 Inleiding

Een gemengd rioelstelsel is een afvoersysteem, waarin zowel regen als afvalwater samen worden afgevoerd naar een rioelgemaal 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 rioelstelsel 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 rioelstelsel geschematiseerd tot een bakmodel, zoals is weergegeven in Fig. 1.1.



Q_d = droogweerbelaasting
 Q_r = regenbelaasting
 Q_o = overstortingsdebiet
 Q_p = pompcapaciteit
 B = berging in het rioelstelsel

Fig. 1.1: Gemengd rioelstelsel - 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.

Het programma FLOWS, dat is ontwikkeld aan de TH te Delft, berekent niet-stationaire stromingen in netwerken volgens een impliciete rekenmethode. Het netwerk kan bestaan uit open en gesloten leidingen, bergingselementen en afvoerregulerende elementen zoals pompen en overlaten.

Er zijn een aantal proefberekeningen uitgevoerd om, voor verschillende waarden van de rekenparameters en schematiseringsvarianten, de numerieke nauwkeurigheid en stabiliteit van het rekenproces te testen. Om meer inzicht te krijgen in het karakter van de stromingen zijn er controleberekeningen uitgevoerd, waarin voor een aantal stromingssituaties de termen van de basisvergelijkingen zijn uitgesplitst.

De resultaten van deze berekeningen die zijn verwerkt in figuren en tabellen (Bijlage 1 en 2), 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 Basisvergelijkingen

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

- continuïteitsvergelijking

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

- bewegingsvergelijking

$$\frac{1}{g \cdot A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{g \cdot A} \frac{\partial (v \cdot Q)}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + I_w = 0$$

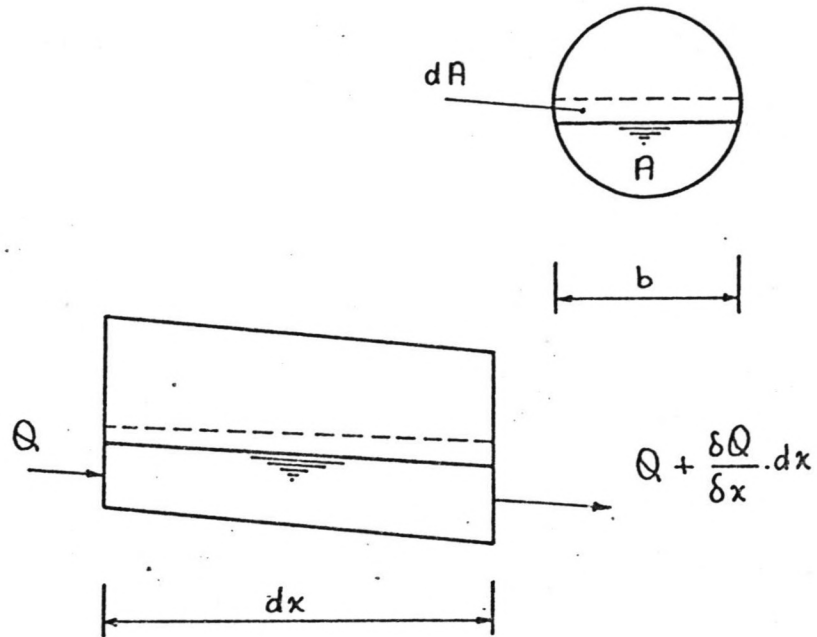
waarin

- Q = het debiet in m³/s
- h = het niveau van de waterspiegel in m
- x = de afstand in m
- t = de tijd in s
- b = de breedte van de waterspiegel in m
- v = de snelheid in m/s
- A = het oppervlak van de natte doorsnede in m²
- I_w = de weerstandsterm

Deze vergelijkingen zijn afgeleid op basis van de volgende veronderstellingen:

- de stroming is eendimensionaal; de snelheidsverdeling over het profiel is uniform en de waterspiegel over het dwarsprofiel is horizontaal.
- de kromming van de stroomlijnen is gering; de verticale versnellingen zijn daardoor verwaarloosbaar klein en de drukverdeling is hydrostatisch.
- de parameters zoals de stromingsweerstand I_w en de turbulentie worden op dezelfde wijze verdisconteerd als bij stationaire stromingen.
- de gemiddelde buishelling is gering, waardoor geldt dat sin(I) = tan(I) = I.
- de dichtheid en de temperatuur van het water zijn constant verondersteld.

De continuïteitsvergelijking is afgeleid van de massabalans, die bij een constante dichtheid equivalent is aan de volumebalans: in - uit = geborgen.



Voor een tijdsinterval dt en over een afstand dx geldt nu:

$$Q \cdot dt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot dt = dA \cdot dx \quad \Rightarrow$$

$$\Rightarrow - \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \cdot dt = dA \cdot dx = b \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot dx \cdot dt$$

waaruit volgt dat

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

De bewegingsvergelijking is gebaseerd op de impulsbalans, voor een uitgebreide afleiding van deze vergelijking wordt verwezen naar het collegedictaat b73 - Lange golven I.

De termen van de bewegingsvergelijking kunnen als volgt worden omschreven:

$$\frac{1}{g.A} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad - \text{versnellingsterm; verdisconteerd het effect van de snelheidsvariati\u00eb5 als functie van de tijd.}$$

$$\frac{1}{g.A} \frac{\partial (v.Q)}{\partial x} \quad - \text{convectieve term; verdisconteerd het effect van de snelheidsvariati\u00eb5 als functie van de ruimte (x-as).}$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} \quad - \text{verhang van de waterspiegel}$$

$$I_w \quad - \text{weerstandsterm}$$

Voor de weerstandsterm zijn er diverse formules beschikbaar, bij rioleringsberekeningen wordt meestal uitgegaan van de formule van Darcy-Weissbach:

$$I_w = \frac{\lambda}{8.g} \frac{v^2}{R} = \frac{\lambda}{8.g} \frac{Q^2}{R.A^2}$$

hierin is λ de wrijvings coefficient volgens Colebrook:

$$\lambda = 0.25 \left(\log \left(\frac{1}{a.Re.\lambda} + \frac{k}{b.R} \right) \right)^{-2}$$

Deze empirische formule van Colebrook is algemeen toepasbaar voor willekeurige profielvormen, door aanpassing van de coefficienten a en b. Voor ronde buizen geldt hier dat a = 0.40 en b = 3.71.

De formule is bovendien bruikbaar voor zowel hydraulisch gladde als hydraulisch ruwe wanden.

Turbulente stromingen in rioolleidingen ($k = 1 \text{ mm}$) spelen zich vooral af in het overgangsbied tussen hydraulisch glad en hydraulisch ruw.

3 Numeriek rekenmodel

Het gedrag van niet-stationaire stromingen in open of gesloten leidingen wordt beschreven door het stelsel differentiaalvergelijkingen, dat is beschreven in hoofdstuk 2. Deze vergelijkingen worden in het programma FLOWS opgelost volgens een impliciet rekenmodel.

Het kenmerk van een impliciet differentie schema is dat de onbekenden $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ simultaan per tijdstap worden opgelost. Dit in tegenstelling tot een expliciet schema, waarbij $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ afwisselend per tijdstap worden berekend.

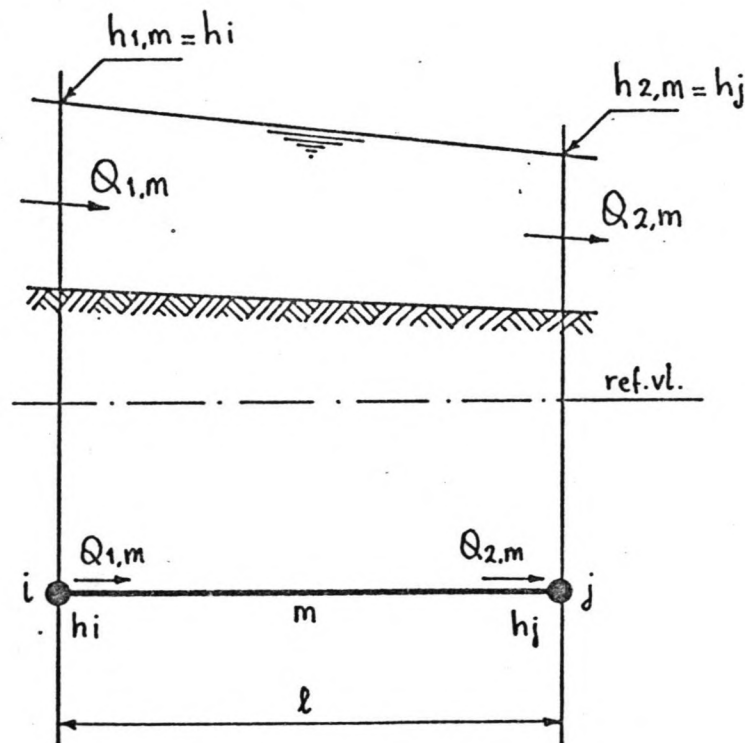


Fig. 3.1: Takelement met aangrenzende knooppunten.

Per takelement wordt het verloop van $Q(x,t)$ en $h(x,t)$ gekarakteriseerd door de waarden ter plaatse van de knooppunten, zoals is aangegeven in Fig.3.1.

Een belangrijk voordeel van een impliciet rekenschema is dat de stabiliteit minder afhankelijk is van de grootte van de tijdstap. Vooral voor langdurige rekenprocessen is het van belang om met grotere en dus minder tijdstappen te kunnen rekenen; dit werkt zowel

tijd als kosten besparend. De tijdstap kan echter niet willekeurig groot worden gekozen, omdat dan de numerieke nauwkeurigheid een rol gaat spelen. Het is bovendien mogelijk 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.

3.1 Differentieschema

Een differentieschema geeft aan op welke manier de continue differentiaalvergelijkingen worden omgezet naar numeriek oplosbare differentievergelijkingen. De partiele afgeleiden naar x en t worden daarbij vervangen door differentiequotienten.

Voor het programma FLOWS is gebruik gemaakt van een 4-punts impliciet differentieschema, dat is weergegeven in Fig. 3.2.

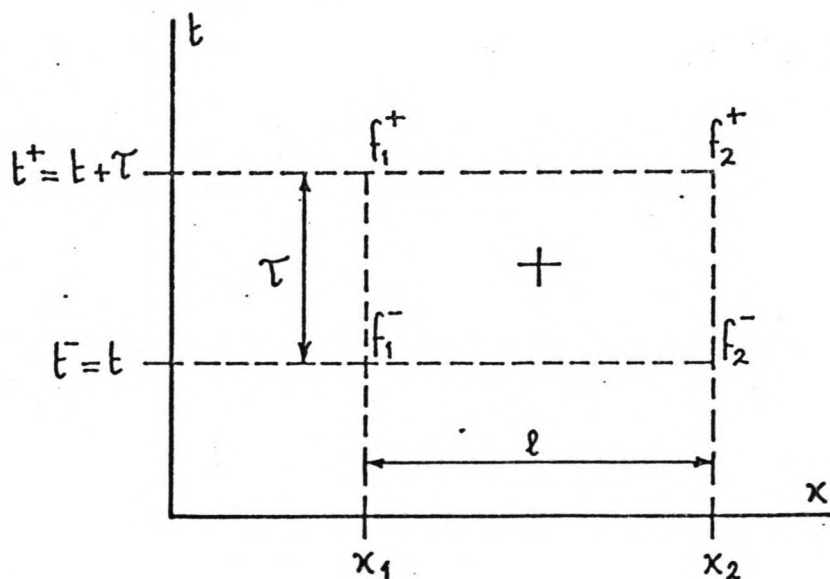


Fig 3.2: 4-Punts impliciet differentieschema.

De variabelen van de opeenvolgende tijdniveaus t en $t + \tau$ worden aangeduid met respectievelijk een '-' en een '+' teken.

Als referentiepunt voor de differentiebenadering is het coördinaat $((x_1+x_2)/2, t+\theta.\tau)$ gekozen. Voor de partiele afgeleiden naar x en t , van een willekeurige variabele f , gelden nu de volgende relaties:

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{f_1^+ + f_2^+ - f_1^- - f_2^-}{2.\tau}$$

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \theta \cdot \frac{f_2^+ - f_1^+}{1} + (1 - \theta) \cdot \frac{f_2^- - f_1^-}{1} + \dots$$

en voor een algemene functie van f geldt dat:

$$F(f) = F\left(f\left(\frac{x_1 + x_2}{2}, t + \tau\right)\right) =$$

$$= 0.5 (F(f_1^-) + F(f_2^-)) +$$

$$+ \theta \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial f}\right)_1 (f_1^+ - f_1^-) + \theta \cdot \left(\frac{\partial F}{\partial f}\right)_2 (f_2^+ - f_2^-)$$

Hierin is 1 de lengte van het takelement en τ de grootte van de tijdstap. De weegfactor θ , waarvan de waarde kan variëren tussen 0.5 en 1.0 , bepaald in hoeverre de waarden van het berekende en het nog te berekenen tijdniveau meewegen in de differentiebenadering van de partiele afgeleiden naar x .

3.2 Takvergelijkingen

De basisvergelijkingen uit hoofdstuk 2 kunnen nu worden geschreven in de volgende differentievorm:

- continuïteitsvergelijking

$$\frac{b1. h1 + b2. h2 - b1. h1 - b2. h2}{2. \tau} +$$

$$+ \theta. \frac{Q2 - Q1}{1} + (1 - \theta). \frac{Q2 - Q1}{1} = 0$$

- bewegingsvergelijking

$$\frac{Q1 + Q2 - Q1 + Q2}{2. \tau} + \frac{v2. Q2 - v1. Q1}{1} +$$

$$+ g. \frac{(A1 + A2)}{2.1} \cdot \left\{ \theta. (h2 - h1) + (1 - \theta) (h2 - h1) \right\} +$$

$$+ 0.5 \left\{ I_w(Q1, h1) + \theta. \left(\frac{\partial I_w}{\partial Q1} \right) (Q1 - Q1) + \right.$$

$$\left. + \theta. \left(\frac{\partial I_w}{\partial h1} \right) (h1 - h1) + \theta. \left(\frac{\partial I_w}{\partial h2} \right) (h2 - h2) + \right.$$

$$\left. + I_w(Q2, h2) + \theta. \left(\frac{\partial I_w}{\partial Q} \right) (Q2 - Q2) \right\} = 0$$

In deze vergelijkingen zijn alle termen lineair, de onbekenden $Q1+$, $Q2+$, $h1+$ en $h2+$ zijn impliciet een functie van de taklengte l , de tijdstap τ , de weegfactor θ en de berekende waarden van het voorafgaande tijdniveau.

Dit stelsel takvergelijkingen kan worden getransformeerd naar 2 vergelijkingen met 4 onbekenden, waarin de Q 's expliciet zijn geschreven:

$$Q1(m) = N1(m).h1(m) + N2(m).h2(m) + N3(m)$$

$$Q2(m) = N4(m).h1(m) + N5(m).h2(m) + N6(m)$$

De twee ontbrekende vergelijkingen beschrijven de continuïteit (incl. randvoorwaarden) op de aangrenzende knooppunten:

$$\Sigma Q = 0$$

Wanneer alle tak- en knoopvergelijkingen worden samengevoegd dan is het mogelijk om de Q 's te elimineren, waardoor er een stelsel ontstaat van x vergelijkingen met x onbekende H 's. Bij een impliciet schema heeft dit stelsel vaak een bandstructuur, die efficiënt opgelost kan worden.

3.3 Numerieke nauwkeurigheid en stabiliteit

De numerieke nauwkeurigheid en stabiliteit van een impliciet rekenschema worden in hoofdzaak bepaald door de tijdstap τ , de taklengte l en de weegfactor θ . De numerieke nauwkeurigheid is maximaal wanneer $\theta = 0.5$, er is dan sprake van een centrale differentiebenadering. Daarentegen neemt de stabiliteit toe naarmate $\theta > 0.5$ wordt gekozen. In de praktijk wordt vaak de waarde $\theta = 0.55$ aangehouden, als een optimum tussen stabiliteit en nauwkeurigheid.

Om het verloop van een afvoergolf voldoende nauwkeurig te kunnen berekenen, dienen τ en l veel kleiner te worden gekozen dan respectievelijk de golfperiode T en de golflengte L . Het CFL-criterium geldt voor

expliciete rekenschema's als voorwaarde voor stabiliteit en nauwkeurigheid:

$$\sigma = \frac{c \cdot \Delta t}{\tau} \leq 1$$

hierin is σ het Courantgetal en c de voortplantings-snelheid van de afvoergolf. Dit criterium wordt bij impliciete schema's gebruikt om richtwaarden voor τ en Δt af te leiden.

Het rekenproces wordt stabiel genoemd wanneer kleine verstoringen die optreden op het tijdstip t , niet worden versterkt naar het volgende tijdstip $t + \tau$. Met een impliciet rekenschema kan in het algemeen stabiel worden gerekend met relatief grote tijdstappen. De afbreekfout in de differentiebenadering ligt in de eerste orde van de tijdstap, wanneer $\theta > 0.5$ wordt gekozen. De numerieke nauwkeurigheid van de berekeningen wordt daarom getoetst door de resultaten van verschillende tijdstappen onderling te vergelijken.

4 Netwerk

Het rioolstelsel wordt voor de numerieke berekeningen geschematiseerd tot een netwerk van takelementen, bergingselementen, knooppunten en randvoorwaarden. De keuze van de tijdstap, de taklengte en het gedrag van de randvoorwaarden spelen hierbij een belangrijke rol, in verband met de numerieke nauwkeurigheid en stabiliteit van de rekenmodel.

Aan de hand van de verschillende onderdelen van het rioolstelsel, waarvan het ontwerp is beschreven in Hoofdstuk 2: deel A, zal worden aangegeven op welke wijze de schematisering tot stand is gekomen.

4.1 Structuur

Het gemengd rioolstelsel dat voor deze berekeningen is ontworpen, bestaat uit 132 leidingen, 77 putten, 2 overstorten en 1emaal; de structuur van het stelsel is weergegeven in Fig. 4.1.

Bij de schematisering van het rioolstelsel dient vooral rekening te worden gehouden met de rekenkosten, die exponentieel toenemen met de grootte van het netwerk. Voor niet-stationaire berekeningen is het daarom gebruikelijk, om het rioolstelsel sterk te vereenvoudigen. Van belang is hierbij dat de eigenschappen van het systeem zo goed mogelijk gehandhaafd blijven.

Voor deze proef-berekeningen zijn daarom alleen de hoofdleidingen geschematiseerd tot takelementen. De overige leidingen zijn geschematiseerd tot bergingselementen, om de totaal beschikbare berging in het systeem in stand te houden. De hoofdstructuur van het netwerk is weergegeven in Fig. 4.2, de elementen en knooppunten zijn onafhankelijk genummerd.

4.2 Rioolleidingen en putten

De leidingen die behoren tot de hoofdstructuur van het rioolstelsel, zijn geschematiseerd tot takelementen.

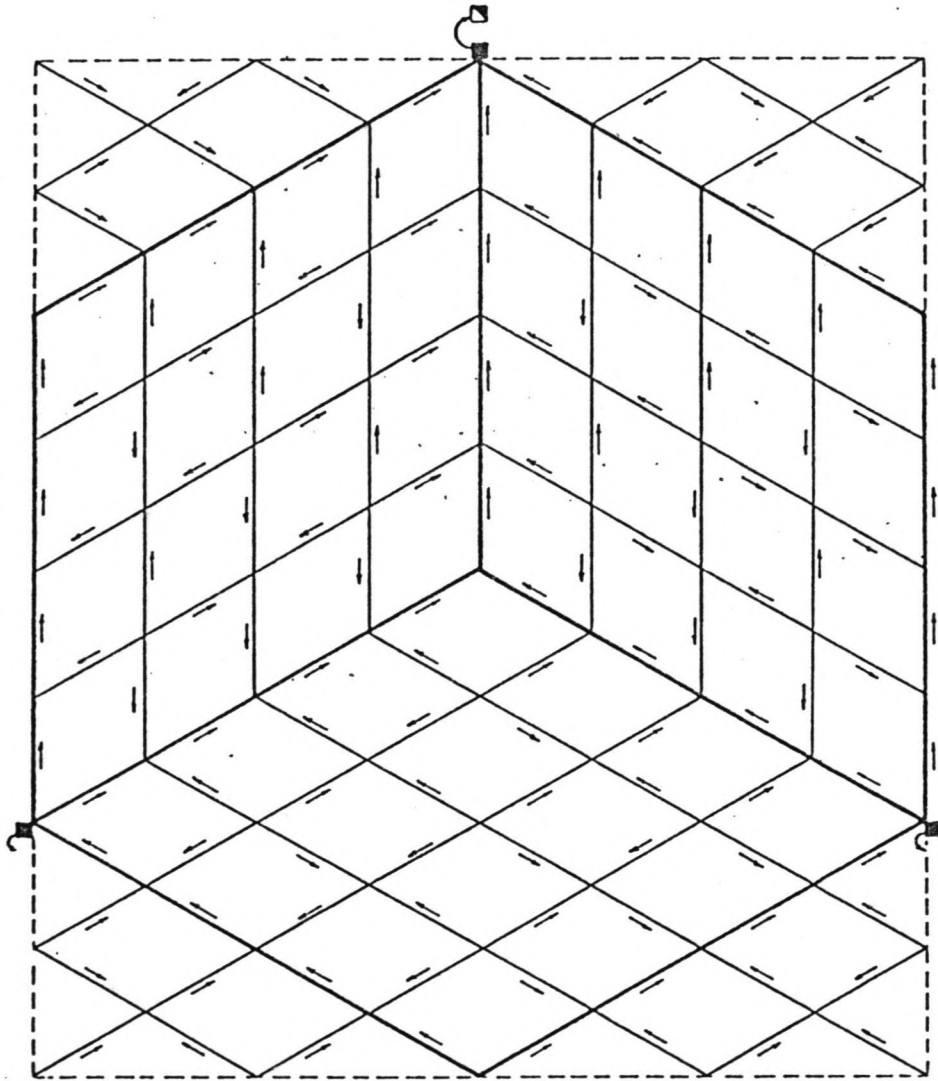


Fig. 4.1: Structuur gemengd rioolstelsel.

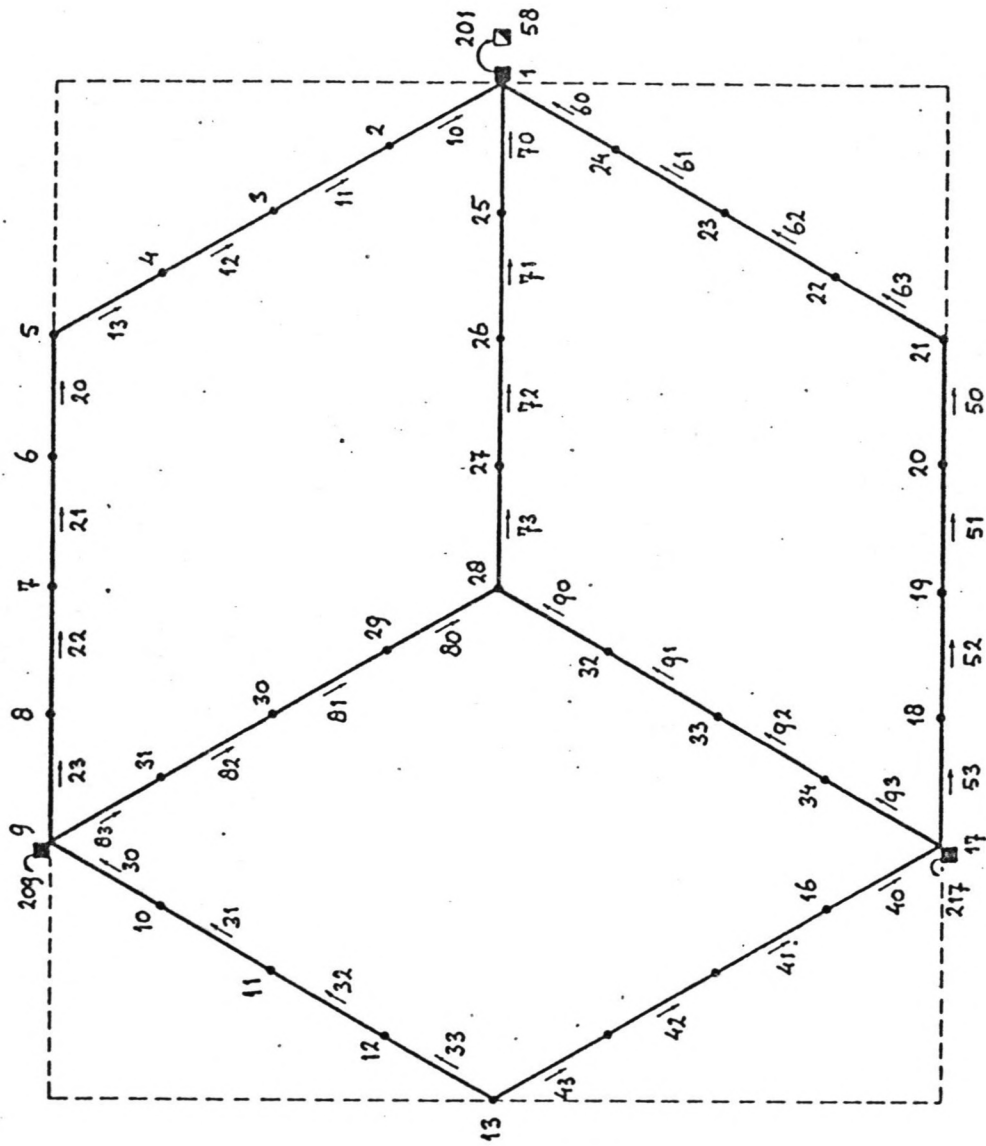


Fig. 4.2: Hoofdstructuur gemengd rioolstelsel - nummering knooppunten en leidingen.

Bij een takelement wordt er gerekend met een impliciete relatie tussen stroming en berging; het betreffende rekenschema is behandeld in Hoofdstuk 3. Per takelement wordt het gelineariseerde verloop van $Q(t)$ en $h(t)$ gekarakteriseerd door de waarden ter plaatse van de knooppunten. De keuze van een zo klein mogelijke taklengte l is hier van belang met het oog op de nauwkeurigheid van deze benadering.

De takelementen met een rond profiel worden in het programma ingevoerd via het commando PIPE; met als invoerparameters:

- beginknooppunt $kn1$;
- eindknooppunt $kn2$;
- taklengte l ;
- buisdiameter D ;
- kroonhoogte beginknooppunt $hk1$;
- kroonhoogte eindknooppunt $hk2$;
- wandruwheid k .

Voor deze berekeningen wordt een taklengte $l = 150$ m aanhouden, dit is ongeveer de maximum afstand die tussen de controleputten mag worden toegepast. De taklengte is in eerste instantie zo groot mogelijk gekozen, om het aantal elementen en daarmee de rekenkosten beperkt te houden. Indien de numerieke nauwkeurigheid onvoldoende blijkt te zijn, kunnen extra berekeningen worden uitgevoerd met bijvoorbeeld een gehalveerde taklengte.

De wandwrijving wordt berekend volgens de formule van Colebrook, die is beschreven in Hoofdstuk 2; voor de wandruwheid wordt $k = 1$ mm aangehouden.

De berging in de rioolputten en op het aangrenzende straatoppervlak (tussen de trottoirbanden) wordt als bergingselement ingevoerd via het commando RESERVOIR. Hierbij wordt het bergend oppervlak A opgegeven als functie van de waterstand h ter plaatse van het knooppunt; een voorbeeld hiervan is weergegeven in Fig. 4.3.

Voor de doorsnede van een rioolput is een gemiddeld oppervlak $A_p = 0.8 \times 0.8 = 0.64$ m² aangehouden. Het bergend oppervlak van de aangrenzende straten wordt berekend als de helft van de aangesloten taklengten, bij een gemiddelde straatbreedte van 5 m.

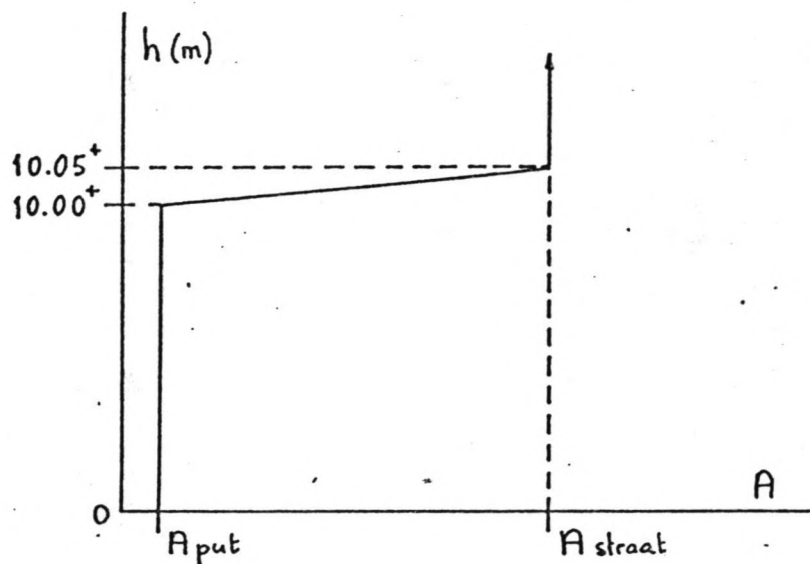


Fig. 4.3: Berging in een rioolput en op het aangrenzende straatoppervlak.

De berging op het straatoppervlak wordt vooral in rekening gebracht om in situaties dat het rioolstelsel wordt overbelast en er 'wateropstraat' optreedt, het verloop van het piezometrisch niveau zo reeel mogelijk te benaderen. Zonder de toepassing van deze putten is het netwerk een gesloten leidingensysteem, waarin de drukken hoog kunnen oplopen.

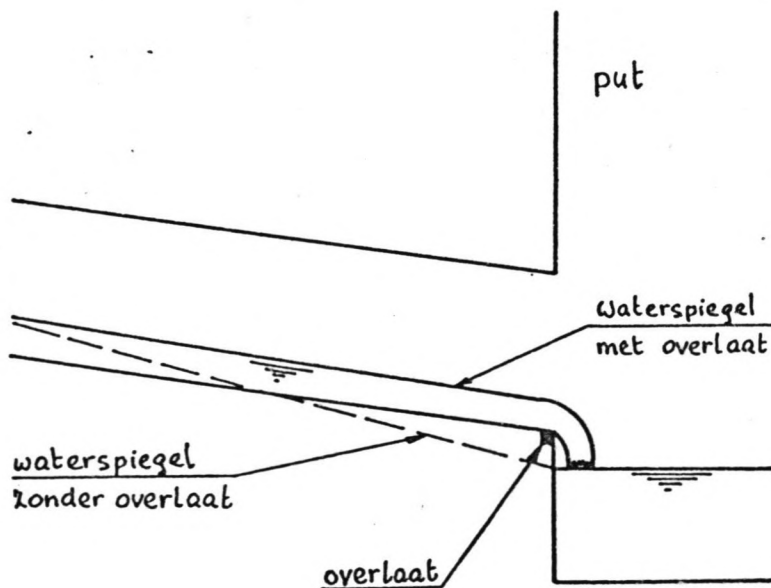


Fig. 4.4: Leiding met een 'interne' overlaat.

Rioolputten zijn vaak knooppunten van leidingen met ongelijke bodemhoogte's. In berekeningen met gedeeltelijk gevulde leidingen kunnen hier 'negatieve' waterspiegels optreden, omdat de waterstand in de put zakt tot beneden het bodemniveau van de hogergelegen instroomleiding, zoals is aangegeven in Fig. 4.4.

Om deze situaties te voorkomen, worden de hogergelegen leidingen op de put aangesloten via een overlaat, die ervoor zorgt dat de waterspiegel in de leiding niet kan zakken tot beneden het drempelniveau van de overlaat.

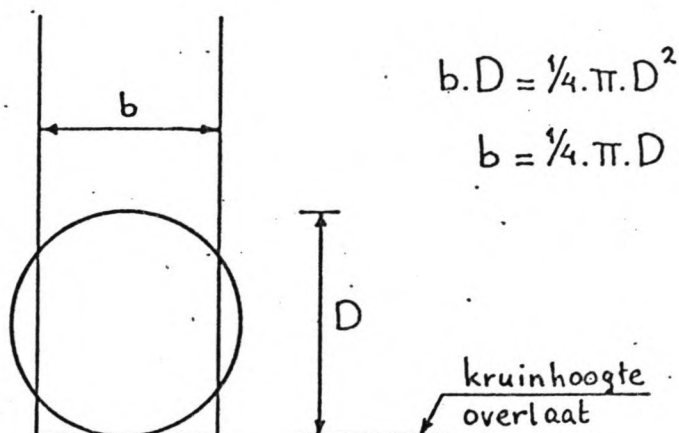


Fig. 4.5: Leidingdoorsnede met equivalente rechthoek.

De overlaat die in het rekenmodel functioneert als 'interne' randvoorwaarde tussen het takelement en het benedenstroomse knooppunt, wordt in het programma ingevoerd via het commando WEIR. De invoerparameters zijn de drempelhoogte h_d , de drempelbreedte b_d en de afvoercoëfficiënt m . De betreffende afvoerformules $Q(h)$ komen aan de orde in Paragraaf 4.2.

De drempelhoogte van de overlaat is gelijk gehouden met de bodemhoogte van de uitstroomopening, de drempelbreedte komt overeen met de breedte van de equivalente rechthoek met het oppervlak van de leidingdoorsnede, zoals is aangegeven in Fig. 4.5. De waarde van de afvoercoëfficiënt is afhankelijk van de vorm van de drempel, eenvoudigheidshalve is hier de waarde $m = 1$ aangehouden.

De berging in de leidingen die niet behoren tot de hoofdstructuur van het rioelstelsel, is verdisconteerd in bergingselementen. Het verband tussen de waterstand en het (horizontale) bergend oppervlak in een hellende ronde buis, is moeilijk exact te bepalen. Daarom is gekozen voor de benadering die is weergegeven in Fig. 4.6.

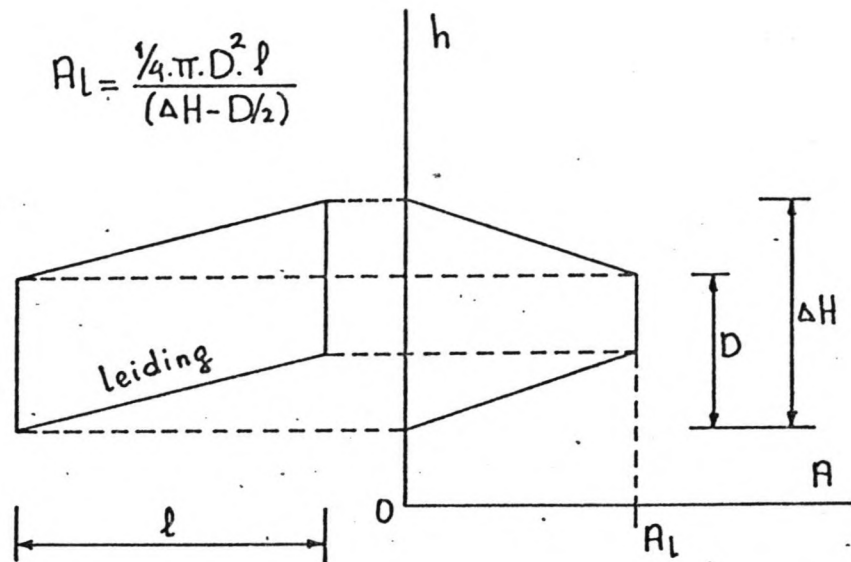


Fig. 4.6: Schematisering van de berging in een rioelleiding.

Het bergingselement wordt ingevoerd via het commando RESERVOIR, op dezelfde wijze als bij de rioolputten. De verdeling en dimensionering van de elementen vindt plaats op basis van het afwateringsschema dat (met pijltjes) is aangegeven in Fig. 4.2. Alle leidingen die afwateren op hetzelfde knooppunt, kunnen worden gecombineerd tot een enkel element, waardoor een aanzienlijke besparing op de rekenkosten wordt bereikt.

4.3 Overstorten

Wanneer de waterspiegel in het rioelstelsel een bepaald niveau heeft bereikt, dan wordt het overtollige rioelwater via de (nood)overstorten geloosd op het oppervlaktewater.

De overstorten (overlaten), die worden ingevoerd met het commando WEIR (zie Paragraaf 4.2), functioneren in het rekenmodel als $Q(h)$ randvoorwaarden:

- volkomen overlaat:

$$Q_v = (2/3) \cdot m \cdot b_d \cdot (h_d - h_1) \cdot \sqrt{(2/3) \cdot g \cdot (h_1 - h_d)}$$

- onvolkomen overlaat:

$$Q_o = m \cdot b_d \cdot (h_2 - h_d) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)}$$

met als parameters

- afvoer Q ;
- drempelbreedte b_d ;
- drempelhoogte h_d ;
- bovenstroomse waterstand h_1 ;
- benedenstroomse waterstand h_2 ;
- afvoercoëfficiënt m .

Het kenmerk van een volkomen overlaat is dat de afvoer over de drempel niet afhankelijk is van de benedenstroomse waterstand h_2 , bij een onvolkomen of verzonken overlaat is dit wel het geval.

Aan het netwerk zijn twee (nood)overstorten gekoppeld ter plaatse van de knooppunten 9 en 17. In deze berekeningen zullen de overstorten geen rol spelen, omdat bij de gekozen belasting het rioolstelsel zich niet geheel zal vullen.

4.4 Rioolgemaal

Het gemaal van een gemengd rioolstelsel bestaat in het algemeen uit een ontvangkelder waarop twee pompen met verschillende capaciteiten zijn aangesloten: een relatief kleine capaciteit voor de droogweerafvoer (DWA) en een grotere capaciteit voor de regenwaterafvoer (RWA).

De werking van de pompen wordt geregeld via schakelpeilen in de ontvangkelder, een voorbeeld hier-

van is weergegeven in Fig. 4.7.

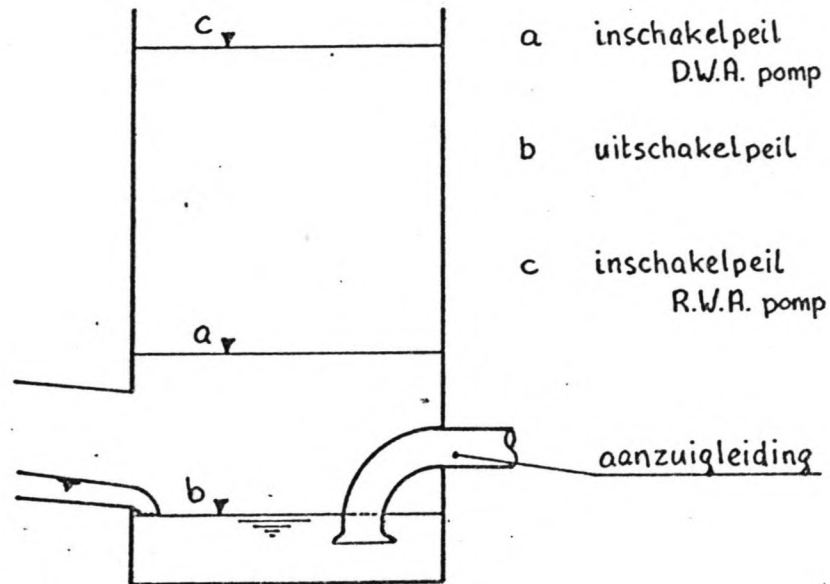


Fig. 4.7: Ontvangkelder van het rioolgemaal met de schakelpeilen.

De buffercapaciteit in de ontvangkelder zorgt ervoor dat de pompen niet steeds in- en uitgeschakeld worden, waardoor onnodige slijtage wordt voorkomen.

Het plotseling in- en uitschakelen van de pompen kan numeriek alleen worden benaderd met behulp van minuscule kleine tijdstappen. Dit is niet aanvaardbaar vanwege de extreem hoge rekenkosten.

De $Q_p - h$ pompkarakteristiek is daarom benaderd door de lineaire functie, die is weergegeven in Fig. 4.8. Het geschematiseerde rioolgemaal functioneert nu als volgt. Tijdens droogweer omstandigheden is er een vrijwel konstante aanvoer van rioolwater Q_d , de pompcapaciteit Q_p en het afhankelijke kelderpeil stellen zich hierop in. Een toenemende neerslagaanvoer wordt voor een deel geborgen in de ontvangkelder, terwijl de rest wordt weggepompt met een minder snel toenemende pompcapaciteit. Op het moment dat de maximum pompcapaciteit $Q_m = Q_{dwa} + Q_{rwa}$ wordt bereikt, staat het waterpeil in de kelder nog onder het drempelniveau h_d van de instroomleiding. Een verder toenemende aanvoer wordt voor een deel weggepompt met een konstante capaciteit en voor de rest geborgen in de kelder en de aansluitende rioolleidingen.

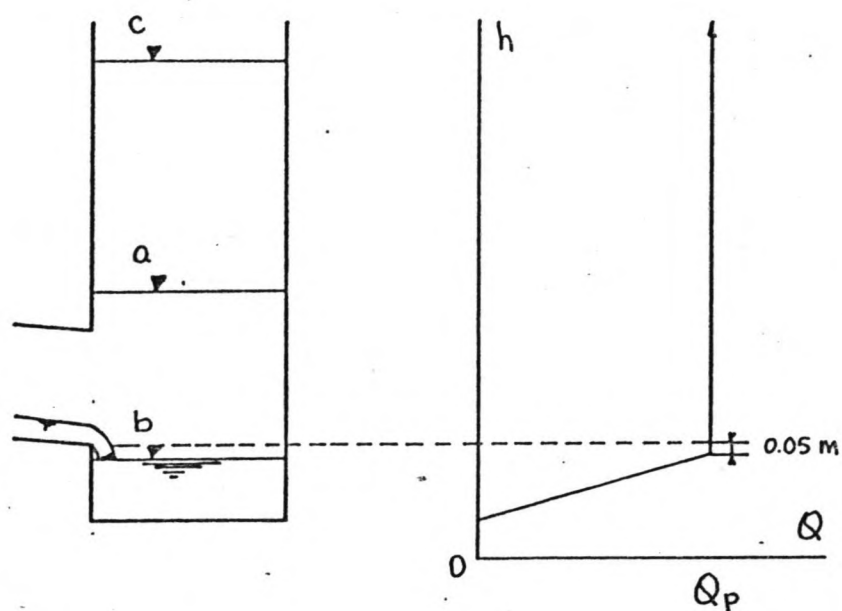


Fig. 4.8: Schematisering pompkarakteristiek riool-gemaal.

Deze lineaire benadering van de pompcapaciteit is niet in alle opzichten voldoende nauwkeurig. Vooral in situaties met een relatief lage rioolwateraanvoer, zoals tijdens langdurige buien met lage neerslagintensiteiten, ontstaat er een duidelijke afwijking ten opzichte van de werkelijkheid. Volgens de geschematiseerde pompkarakteristiek wordt het aangevoerde rioolwater vrijwel direct uitgeslagen, waardoor de waterstand in de kelder laag blijft. In werkelijkheid zullen de ontvangkelder en het laaggelegen deel van het leidingenstelsel zich vullen tot het aanslagpeil van de DWA-pomp, om daarna snel leeggepompt te worden. De betekenis van deze afwijking dient niet te worden overschat, omdat dit soort situaties nauwelijks interessant zijn voor niet-stationaire rioleringsberekeningen. In het algemeen zal meer worden gerekend met situaties waarin de kelder zich meer zal vullen en de maximum pompcapaciteit relatief snel zal worden bereikt; de gekozen benadering wordt daarvoor voldoende nauwkeurig geacht.

De Q_p - h pompkarakteristiek wordt in het programma ingevoerd via het commando `OUTFLOW`, in de vorm van (h, Q_p) coördinaten. De berging in de ontvangkelder wordt ingevoerd via het bekende commando `RESERVOIR`. Wanneer de instroomleiding van het rioolstelsel boven de kelderbodem $h(Q_p=0)$ ligt, dan is het noodzakelijk dat er een interne overlaat wordt toegepast, om het

optreden van 'negatieve' waterspiegels in de instroomleiding te voorkomen. Deze wordt ingevoerd via het commando WEIR, op dezelfde wijze als bij de rioolputten.

Het rioolgemaal functioneert in het rekenmodel als randvoorwaarde. De stabiliteit is in belangrijke mate afhankelijk van het verloop van de pompkarakteristiek in relatie tot het bergend oppervlak van de ontvangkelder.

De pompkarakteristiek $Q_p(h)$ is een lineaire functie van de waterstand h in de ontvangkelder, die wordt begrensd door de maximum pompcapaciteit Q_m . Het verloop is zo gekozen, dat er geen afhankelijke relatie bestaat tussen de pompcapaciteit Q_p en de waterstand h in het leidingenstelsel. Uit proefberekeningen is gebleken dat dit een belangrijk criterium is, voor de stabiliteit van deze randvoorwaarde.

Het bergend oppervlak van de ontvangkelder wordt in de praktijk gedimensioneerd, op basis van de geïnstalleerde pompcapaciteit. Voor de stabiliteit is het echter gunstig om een zo groot mogelijk oppervlak te kiezen. Voor deze berekeningen is uitgegaan van een bergend oppervlak $A_r = 40 \text{ m}^2$, een relatief groot oppervlak voor een gemaal met een pompcapaciteit $Q_p = 0.6 \text{ m}^3/\text{h} = 262.5 \text{ m}^3/\text{h}$. Als rekenvariant is de waarde $A_r = 10 \text{ m}^2$ ingevoerd, om de invloed op de stabiliteit te kunnen nagaan.

5. Belasting

De belasting van een gemengd rioelstelsel bestaat in hoofdzaak uit afvalwater en neerslag. Het afvalwater wordt direkt op de rioolleidingen geloosd via de huisaansluitingen. De neerslag, die hoofdzakelijk wordt aangevoerd over het verharde oppervlak, komt in de riolering terecht via de kolkaansluitingen.

De relatief kleine afvalwaterbelasting is vrij nauwkeurig te schatten op grond van produktiegegevens van drinkwaterbedrijven.

De afvalwaterproduktie bedraagt per inwoner gemiddeld ongeveer 100 l/dag. Bij een dagelijkse lozingsduur van 10 h, een bevolkingsdichtheid van 60 inw/ha en een afvloeiingscoëfficiënt $\alpha = 0.35$, betekent dit een afvalwaterbelasting:

$$qd = 600 \text{ l/h per ha (bruto opp.)}$$

$$qd = 1714.3 \text{ l/h per ha (verhard opp.)}$$

$$qd = 0.17143 \text{ mm/h (verhard opp.)}$$

Deze stationaire basisbelasting wordt gebruikt om voor de niet-stationaire berekeningen de beginvoorwaarden te bepalen. Bij deze berekeningen is het van belang om uittegaan van een stabiele uitgangstoestand, om het droogvallen van de weinig gevulde leidingen te voorkomen.

De neerslagbelasting is minder eenvoudig te bepalen. Uit registraties van het K.N.M.I. blijkt dat de spreiding in de neerslaggegevens in alle opzichten bijzonder groot is. Het ligt daarom voor de hand om meerdere belastingvarianten door te rekenen, om een algehele indruk te krijgen omtrent de mogelijkheden en beperkingen van het programma FLOWS. Helaas was dat hier niet haalbaar vanwege de beperkte omvang van dit project.

Voor deze testberekeningen is gekozen voor een 'gemiddelde' neerslagbelasting, die de berging in het rioelstelsel slechts gedeeltelijk kan vullen, omdat het dan mogelijk is om tegelijk de stromingstoestanden in zowel geheel als gedeeltelijk gevulde leidingen te kunnen analyseren.

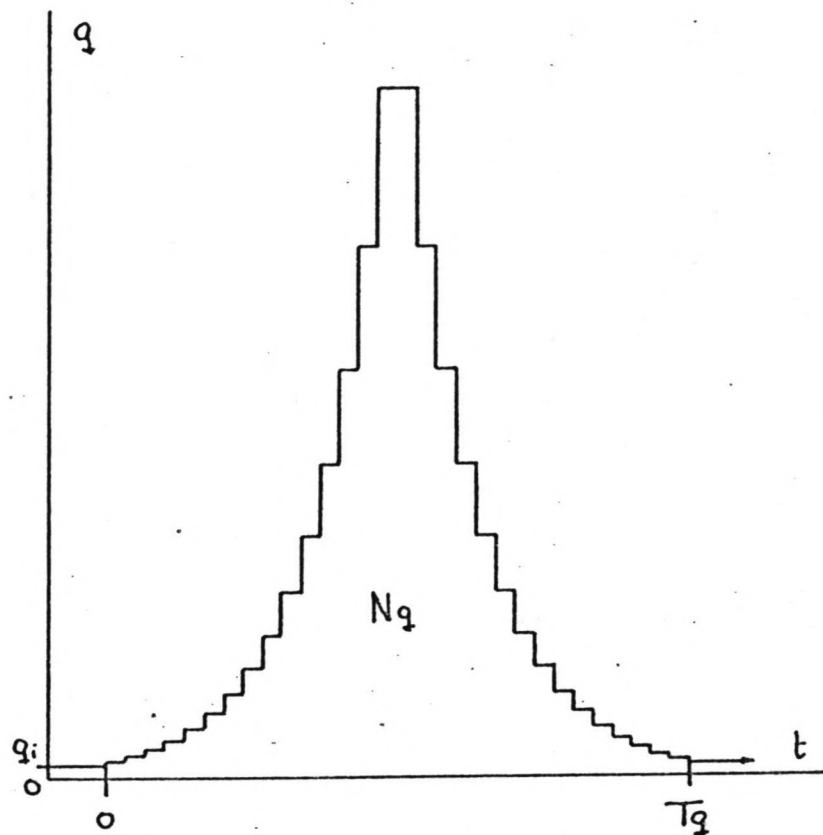


Fig. 5.1: Belastingverloop - inloophydrogram.

Het belastingverloop, dat in de rioleringstechniek een inloophydrogram wordt genoemd, is bepaald volgens de methode die is beschreven in Hoofdstuk 3: Deel A. Het inloophydrogram, dat is weergegeven in Fig. 5.1, is gebaseerd op de volgende gegevens:

neerslagsom N_r	6.2	mm
neerslagduur T_r	2.5	h
basisbelasting q_d	0.17143	mm/h
afvloeiingscoëfficiënt α	0.35	
tijdstap dT	300	s
functieparameter p	0.3	

Het rioolstelsel, met een berging $B = 8.2$ mm en een pompcapaciteit $Q_p = 0.6$ mm/h, zal onder invloed van deze belasting een maximum vullingsgraad van ongeveer 60 % bereiken.

De neerslagsom $N_r = 6.2$ mm is gekozen op basis van de statistische verwachting dat ongeveer 50 % van de totale jaarlijkse hoeveelheid neerslag valt in buien

met een neerslagsom $Nr < 6.2$ mm.

De neerslagduur $Tr = 2.5$ h ligt dicht in de buurt van de gemiddelde regressiewaarde, die is afgeleid in Hoofdstuk 3: Deel A.

De tijdstap $dT = 300$ s is de startwaarde voor de numerieke berekeningen, die aan de orde komen in Hoofdstuk 6.

De functieparameter p is de afhankelijke variabele, die de relatieve belastingtoename van opeenvolgende tijdstappen aangeeft.

De belasting $q(t)$ wordt algemeen uitgedrukt in mm/h. De belasting op een takelement $q_l(t)$ wordt berekend via het verhard (afvoerend) oppervlak $Aa(l)$ dat op de leiding is aangesloten:

$$q_l(t) = q(t) \cdot Aa(l)$$

Het vereenvoudigde netwerk, dat is weergegeven in Fig. 4.2, wordt niet alleen belast door het direct aangrenzende rioleringsgebied, maar ook door de overige leidingen die zijn geschematiseerd tot bergingselementen. De verdeling van deze (knooppunten) belastingen vindt plaats op basis van het afvoerschema, dat (met pijltjes) is aangegeven in Fig. 5.2.

In het FLOWS-programma kan het netwerk alleen worden belast via de knooppunten. De eigenlijke lijnbelasting op een takelement is daarom verdeeld in twee geconcentreerde belastingen op de aangrenzende knooppunten. De taklengte heeft dus een duidelijke invloed op de belastingverdeling. Evenals bij de schematisering van de rioolleidingen blijkt het ook hier gunstig te zijn om een zo klein mogelijke taklengte te kiezen.

De belasting wordt in het programma ingevoerd via het commando BRANCH, het discrete verloop wordt daarbij opgegeven als volume per tijdstap.

De stapgrootte van de belasting kan een belangrijke invloed hebben op de stabiliteit van het rekenproces. Instabiliteiten kunnen vooral optreden wanneer de toe/afname van het belastingvolume per tijdstap relatief groot is ten opzichte van de berging/afvoer in de leiding. Dit speelt vooral een rol bij beginleidingen, waarin de afvoer ongeveer even groot is als de belasting.

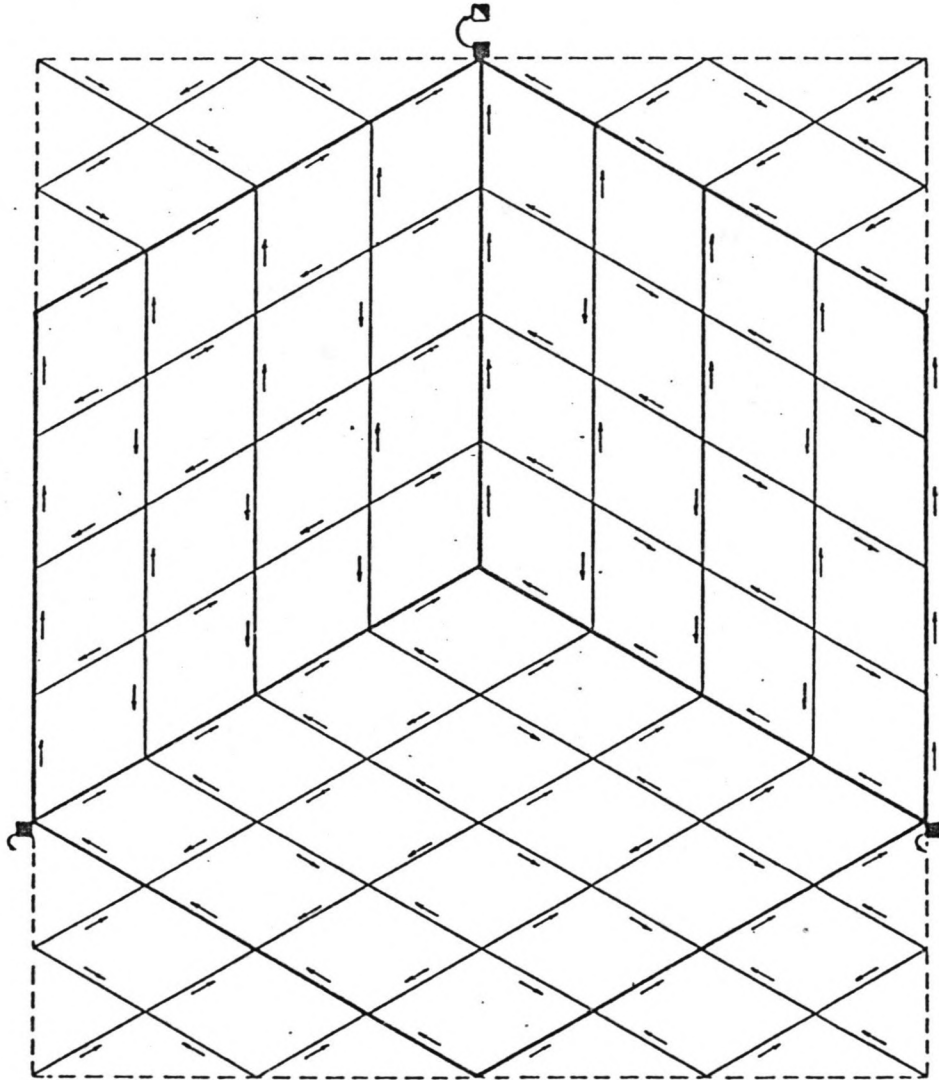


Fig. 5.2: Afvoerschema gemengd rioolstelsel.

Het inloophydrogram dat is weergegeven in Fig. 5.1, heeft als bijzondere eigenschap, dat de -relatieve-toename van de belasting van de opeenvolgende tijdstappen konstant is. Voor de eerste helft van het inloophydrogram en de opeenvolgende tijdstappen n en $n+1$ geldt de volgende relatie:

$$q(n+1) = (1+p).q(n)$$

of anders geschreven,

$$q(n+1) = q(n) + p.q(n)$$

De toename van de belasting (per tijdstap) is een vast aandeel p van de belasting gedurende de voorafgaande tijdstap. Door aanpassing van de waarde van p in samenhang met de tijdstap dT , kan de stapgrootte van de belasting dq effectief worden afgestemd op voldoende stabiliteit van het rekenproces.

6 Numerieke berekeningen

In dit hoofdstuk wordt het numerieke rekenmodel getest op nauwkeurigheid en stabiliteit. Er zijn in totaal 8 numerieke berekeningen uitgevoerd, waarin verschillende varianten voor de rekenparameters en de randvoorwaarden zijn ingevoerd. Door onderlinge vergelijking van de resultaten kunnen de invloeden van de varianten worden geanalyseerd.

6.1 Overzicht berekeningen

In Tabel 6.1 is een overzicht gegeven van de uitgevoerde berekeningen.

nr	τ (s)	θ	belasting	Ar (m ²)	Op-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 6.1: 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. Er zijn geen andere waarden getest, omdat een aanpassing van de taklengte tot gevolg heeft dat alle netwerkgegevens

(incl. 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. 5.1.

In het eerste deel van de berekeningen (1 t/m 3a) is de belasting vereenvoudigd tot een geconcentreerde toevoer op knooppunt 13, die overeenkomt met de helft van het totale (verharde) rioleringsgebied. Het voordeel hiervan is dat in de gedeeltelijk gevulde rioolleidingen eenvoudige en duidelijke golfpatronen zullen ontstaan, waardoor de resultaten van de verschillende variantberekeningen beter vergeleken en geanalyseerd kunnen worden.

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. 5.2. 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 rekenschema (paragraaf 3.3). Bij de keuze van deze rekenparameters gaat het vooral om de afweging tussen voldoende nauwkeurigheid en een aanvaardbare kosteninspanning.

In berekening 1 is gestart met een tijdstap $\tau = 300$ s, deze waarde is bepaald op basis van het CFL-criterium:

$$\tau < = \frac{c}{1}$$

Uit voorafgaande proefberekeningen is gebleken dat de voortplantingssnelheid van de afvoergolven in de gedeeltelijk gevulde rioolleidingen niet meer dan $c = 0.5$ m/s bedraagt. In combinatie met een taklengte $l = 150$ m volgt hieruit een maximum tijdstap $\tau = 300$ s.

De weegfactor kan in het rekenschema variëren van $\theta = 0.55$ met een maximale nauwkeurigheid tot $\theta = 1.0$ met een maximale stabiliteit. In eerste instantie is de waarde $\theta = 1.0$ ingevoerd, omdat het inspelen van de geschatte beginvoorwaarden sneller verloopt met een stabiel rekenschema.

De weegfactor $\theta = 1.0$ betekent dat de afbreekfout van de differentiebenadering in de eerste orde van de

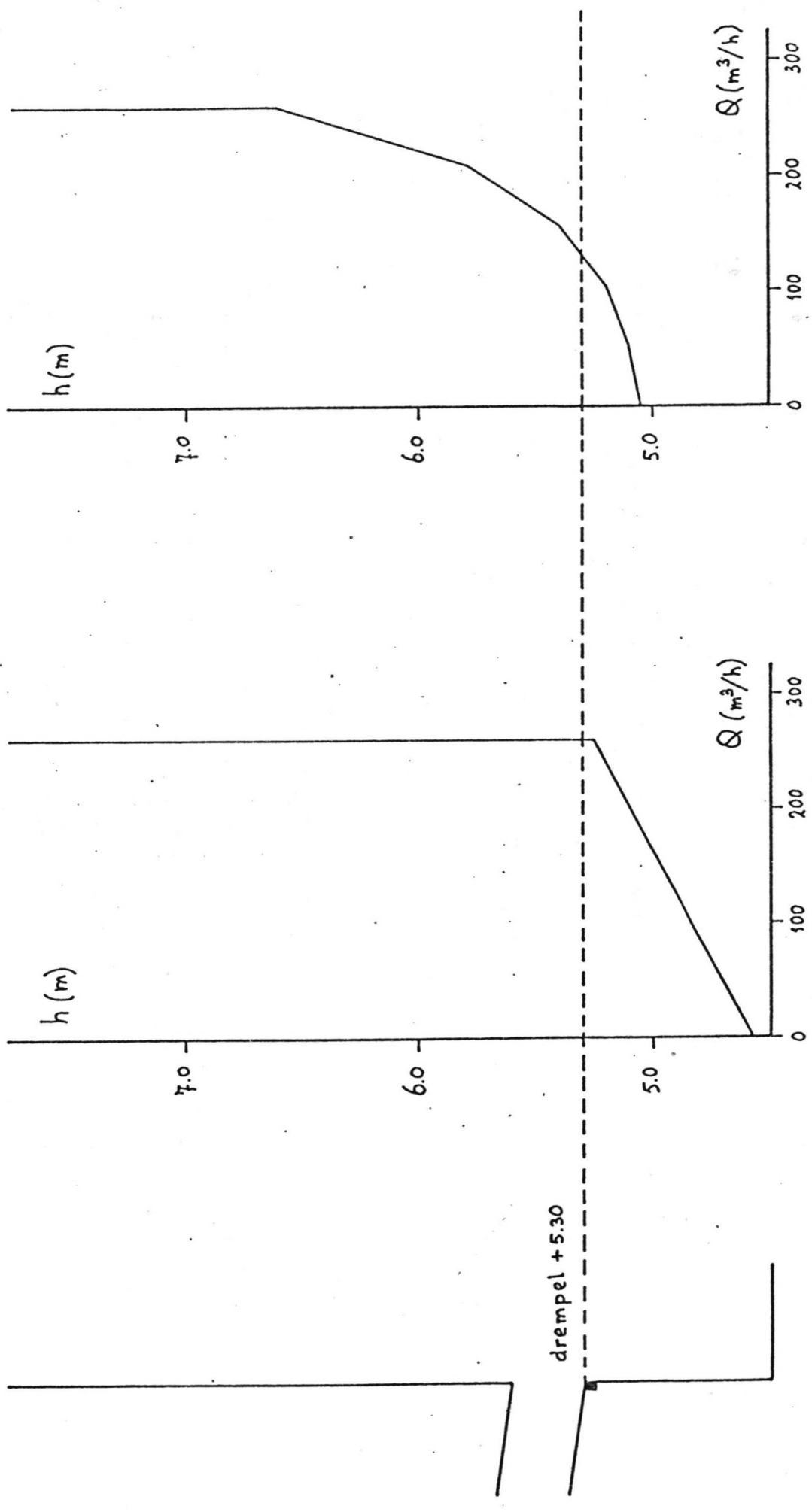


Fig. 6.1: Pompkarakteristiek 1.

Fig. 6.2: Pompkarakteristiek 2.

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. De stabiliteit bleek onvoldoende te zijn, om deze waarde ook in berekening 3 in te voeren.

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 rioolgemeal 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 gemeal 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 gemeal, maar is minder gunstig voor de stabiliteit van het rekenschema, omdat het peil in de ontvangkelder sterker zal reageren op de aanvoer vanuit het rioelstelsel.

Pompkarakteristiek 1 in Fig. 6.1 is vervangen door pompkarakteristiek 2 in Fig. 6.2. Pompkarakteristiek 2 heeft een duidelijk realistischer verloop, maar voor de stabiliteit is het ongunstig, dat de pompcapaciteit Q_p direkt afhankelijk is van de waterstand in het leidingenstelsel (boven de drempel van de kelderoverlaat).

6.2 Resultaten

De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in de vorm van momentane verhanglijnen en $Q(t) - h(t)$ karakteristieken in Fig. 6.4 - 6.43; de

betreffende uitvoerparameters zijn gedefinieerd in Fig. 6.3, de nummers van de leidingen, knooppunten en randvoorwaarden zijn aangegeven in Fig. 4.2.

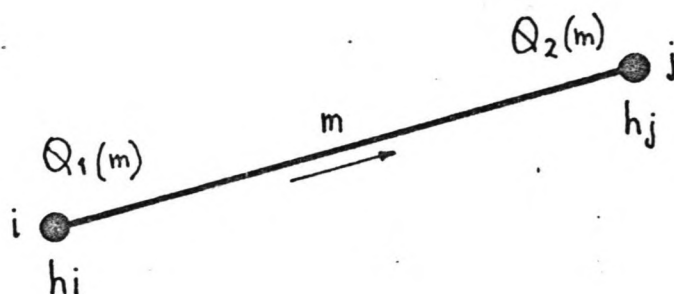


Fig. 6.3: Uitvoerparameters.

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.

6.2.1 Berekeningen 1 t/m 3

De momentane verhanglijnen van de berekeningen 1 en 2 zijn weergegeven in Fig. 6.4 t/m 6.7. De tijdstap $\tau = 300$ s leidt tot resultaten die nog duidelijk instabiel zijn. De richting van verhanglijnen kan niet tegensteld zijn aan de bodemhelling, omdat er geen belasting plaatsvindt op de betreffende knooppunten. Een verkleining van de tijdstap met een factor 4 tot $\tau = 75$ s, levert een duidelijke verbetering op.

In de beginfase van de berekeningen is er sprake van een ongestuwde afvoer; de verhanglijnen lopen vrijwel evenwijdig aan de bodemhelling. Vanaf het moment dat

de maximum pompcapaciteit $Q(458)$ is bereikt op het tijdstip $t = 85$ min (Fig. 6.18), gaat de waterspiegel in het leidingenstelsel vrijwel horizontaal opstuwen. Er treden nog kleine onregelmatigheden op in de vorm van 'negatieve' verhangen, vooral op het moment dat een takelement volledig gevuld is geraakt (bijv. $t = 85$ min).

De gestuwde afvoer in het gevulde deel van het rioolstelsel is hoofdzakelijk een bergingsverschijnsel, waarbij de invloed van de wandweerstand toeneemt naarmate de buisdiameter kleiner wordt. De verhanglijnen lopen vrijwel horizontaal, omdat de afvoer wordt bepaald door de maximum pompcapaciteit, die relatief klein is.

De momentane verhanglijnen van berekening 3 zijn hier achterwege gelaten, omdat het beeld niet wezenlijk verschilt ten opzichte van berekening 2.

De $Q(t)$ en $h(t)$ karakteristieken van de gemaalvarianten zijn weergegeven in Fig. 6.8 t/m 6.13. Het verkleinde oppervlak $A_r = 10$ m² en pompkarakteristiek 2 blijken beide een negatieve invloed te hebben op de stabiliteit van het rekenproces. Vooral een klein kelderoppervlak is ongunstig. De discontinuïteiten in Fig. 6.10 en 6.11 worden vooral veroorzaakt door het feit dat het volume van de waterverplaatsing per tijdstap ($\tau = 300$ s) relatief groot is ten opzichte van de berging in de pompkelder. In Tabel 6.2 is hiervan een rekenvoorbeeld gegeven.

Berekening 1a:

T min	Q(201) m ³ /h	Q _p (458) m ³ /h	Δ Vol m ³	Δ h m
80	377	278	8.25	0.83
85	226	270	-3.67	-0.37
90	335	266	5.75	0.58
100	231	264.	-2.75	-0.28

Tabel 6.2: Rekenvoorbeeld pompkelder $A_r = 10$ m².

Op het tijdstip $t = 80$ min is de aanvoer $Q(201)$ veel groter dan de pompcapaciteit $Q(458)$. Het volume Δ Vol = $(Q(201) - Q(458)) \cdot \tau$ wordt geborgen in de kelder, hetgeen leidt tot een waterstandsverhoging Δ h = Δ Vol/ A_r . Deze sterke stijging van het kelderpeil heeft tot gevolg dat de aanvoer op de volgende tijdstip $t = 85$ min veel kleiner is, omdat het beschikbare verval over de kelderoverlaat ($h_1 - h_{58}$)

is afgenomen. De aanvoer is zelfs kleiner dan de pompcapaciteit: $Q(201) < Q(458)$, waardoor vervolgens weer een duidelijke daling van het kelderpeil optreedt. Op het volgende tijdstip $t = 90$ min treedt weer de omgekeerde situatie op, de schommelingen dempen langzaam uit totdat de aanvoer en de pompcapaciteit in evenwicht zijn: $Q(201) = Q(458)$. Het is duidelijk dat een grote tijdstap τ en een klein oppervlak A_r kunnen leiden tot grote numerieke fluctuaties in de pompcapaciteit en het kelderpeil. Voor de stabiliteit is het dus nog gunstiger $A_r > 40$ m² te kiezen, maar dat is niet in overeenstemming met de werkelijkheid. Beter is het om de tijdstap $\tau = 300$ s aan te passen, uit Fig. 6.18 blijkt dat de discontinuïteiten bij een tijdstap $\tau = 75$ s bijna geheel verdwenen zijn.

Bij de schematisering van het rioolgemaal (zie Paragraaf 4.4) is het effect van het in- en uitschakelen van de pompen niet in rekening gebracht. Uit het verloop van de pompcapaciteit $Q(458)$ in Fig. 6.18 blijkt dat in de periode $t = 50 - 80$ min, de maximum capaciteit van 262 m³/h redelijk snel wordt bereikt. De schakeleffecten blijken dus geen grote rol te spelen en de gekozen benadering van pompkarakteristiek 1 is daarom acceptabel.

De $Q(t)$ en $h(t)$ karakteristieken van de berekeningen 2 en 3 zijn weergegeven in Fig. 6.14 t/m 6.23. De $Q(t)$ karakteristieken in Fig. 6.20 t/m 6.23 zijn uitgezet voor de bovenstroomse afvoeren $Q_1(m)$. Voor de opeenvolgende leidingelementen $m+1$ en m geldt dat $Q_2(m+1) = Q_1(m)$, omdat er geen belasting op de tussenliggende knooppunten plaatsvindt.

De $h(t)$ karakteristieken in Fig. 6.14 t/m 6.17 kenmerken zich door een continu verloop en door nauwelijks waarneembare verschillen tussen de resultaten van beide tijdstappen. Alleen in het verloop van h_1 treden kleine discontinuïteiten op, die waarschijnlijk zijn veroorzaakt door de interne overlaat tussen het rioolstelsel en de pompkelder van het gemaal. Deze overlaat fungeert als interne randvoorwaarde met een afvoerregerende functie $Q(h)$. Wanneer de $Q(h)$ karakteristiek van de overlaat sterk afwijkt van het $Q-h$ gedrag in de aansluitende rioolleidingen, dan vinden er geforceerde aanpassingen plaats, die kunnen leiden tot dergelijke discontinuïteiten. Een verkleining van de tijdstap is noodzakelijk om deze effecten te reduceren, zoals blijkt uit het verloop van h_1 in Fig. 6.16 en 6.17. Een verandering van de overlaatbreedte is hier ook een mogelijke oplossing, maar helaas is deze variant niet

uitgetest.

De $Q(t)$ karakteristieken in Fig. 6.18 t/m 6.23 geven aan dat de verschillen tussen de resultaten van beide berekeningen minimaal zijn. De relatief kleine discontinuïteiten manifesteren zich hoofdzakelijk bij de grotere afvoeren en op de momenten dat de leidingen vollopen; in Fig. 6.22 zijn deze situaties aangeduid met pijltjes. De oorzaak van deze discontinuïteiten ligt in de grootte van de tijdstap. In de laatste fase van het vollopen van een leidingsectie neemt de beschikbare berging (per tijdstap) sterk af. Er ontstaat een situatie dat de nog beschikbare berging in de bijna volle leiding veel kleiner is dan het watervolume, dat bij een continue afvoer geborgen zou moeten worden. Het gevolg is een discontinuïteit in de afvoer, omdat onder alle omstandigheden aan de continuïteitsbalans wordt voldaan. Ook hier is de toepassing van een zeer kleine tijdstap noodzakelijk om deze effecten te voorkomen.

In beide berekeningen is de weegfactor $\theta = 1.0$ ingevoerd, dit betekent een maximale stabiliteit tegenover een niet optimale nauwkeurigheid: de afbreekfout van de differentieëbenadering ligt in de eerste orde van de tijdstap. Een halvering van de tijdstap van $\tau = 75$ s naar $\tau = 37.5$ s betekent daarom dat de numerieke afbreekfout ongeveer met een factor 2 afneemt.

De numerieke nauwkeurigheid wordt getoetst door de $Q(t)$ en $h(t)$ karakteristieken van beide berekeningen onderling te vergelijken. De voorkeur gaat daarbij uit naar de $Q(t)$ karakteristieken omdat deze op een grotere schaal zijn weergegeven, waardoor de eventuele verschillen duidelijker waarneembaar zijn.

Uit de vergelijking van Fig. 6.18/6.19, 6.20/6.21 en 6.22/6.24 volgt dat de verschillen tussen de overeenkomstige $Q(t)$ karakteristieken van $\tau = 75$ en 37.5 s bijzonder klein zijn. Onder de gegeven omstandigheden blijkt het dus mogelijk te zijn een voldoende nauwkeurige berekening uit te voeren met een tijdstap $\tau = 75$ s.

In de variantberekening 2a is de weegfactor $\theta = 0.55$ ingevoerd, als een optimum tussen nauwkeurigheid en stabiliteit. De resultaten van de variantberekening zijn beperkt weergegeven in Fig. 6.23. Duidelijk is dat de stabiliteit van het rekenschema hier onvoldoende is. De discontinuïteiten worden opgeslingerd tot grote amplitudes, die vervolgens weer 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. 6.22 en 6.24). Voor de stabiliteit is het dus duidelijk beter de waarde $\theta = 1.0$ in de verdere berekeningen te handhaven; de numerieke nauwkeurigheid lijkt hierdoor nauwelijks te worden beïnvloedt.

6.2.2 Berekeningen 4 en 5.

In deze berekeningen is de belasting van het gehele rioleringsgebied verdeeld over alle knooppunten van het netwerk (Fig. 4.2). De overige invoergegevens zijn gelijk aan die van de berekeningen 2 en 3. De tijdstappen $\tau = 75$ en 37.5 s zijn niet verder verkleind, vanwege de beperkte omvang van dit afstudeerproject en omdat de (niet geautomatiseerde) verwerking van de uitvoerresultaten te veel tijd vergt. De weegfactor $\theta = 1.0$ is in beide berekeningen gehandhaafd, op grond van de resultaten uit de voorafgaande berekeningen.

De momentane verhanglijnen van berekening 4 zijn aangegeven in Fig. 6.25 en 6.26. De vullingsgraad van het rioelstelsel is aanmerkelijk groter dan in het eerste deel van de berekeningen (1 t/m 3), omdat het totale belastingvolume nu is verdubbeld. De belasting is verdeeld over alle knooppunten van het netwerk. In afwijking tot de voorafgaande 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. Het verloop van de verhanglijnen geeft een redelijk stabiele en betrouwbare indruk, een nadere uitwerking van de berekeningsresultaten wordt daarom zinvol geacht.

De $h(t)$ karakteristieken zijn weergegeven in Fig. 6.27 en 6.29. In het verloop van h_{25} t/m h_{26} (Fig. 6.28) is sprake van een duidelijke discontinuïteit, die optreedt in de periode dat de leidingen 73, 80 en 81 kort na elkaar vollopen. In Fig. 6.30 t/m 6.32 zijn per leiding de Q_1 en Q_2 karakteristieken uitgezet. Voor een geheel gevulde leiding geldt dat $Q_1 = Q_2$, de aangegeven tijdstippen (t_{vol}) waarop de leidingen vollopen, zijn afgeleid van de momentane verhanglijnen (hier niet afgebeeld). Het verschil tus-

sen de tijdstippen $t(\text{vol})$ en $t(Q_1=Q_2)$ wordt veroorzaakt door de discontinuïteit die onvermijdelijk optreedt bij het vollopen van de leidingen. De discontinuïteit in de $h(t)$ karakteristieken treedt op vanaf $t = 75$ min, juist nadat leiding 80 is volgelopen (Fig. 6.31).

Berekening 4:

t (min)	Q1 (m ³ /h)	Q2 (m ³ /h)	Q1-Q2 (m ³ /h)
73:75	401.7	40.8	360.9
75.00	305.8	- 40.2	346.0
76.25	- 26.3	- 301.5	275.2

Tabel 6.3: Rekenvoorbeeld leiding 81.

Leiding 81 wordt op dat moment van beide kanten gevuld, met een resulterende afvoer: $Q_1 - Q_2 = 346$ m³/h (Tabel 6.3 en Fig. 6.32); bij een tijdstap $\tau = 75$ s betekent dit een volume van 7.2 m³, hetgeen neerkomt op ongeveer 12% van de leidinginhoud. Het gevolg is dat er een sterke stijging van de waterspiegel optreedt, omdat leiding 81 ook bijna geheel gevuld is. Het piezometrisch niveau van de knooppunten 25 t/m 28 stijgt mee, waardoor alleen het drukverhang over leiding 70 toeneemt. Het effect op de continuïteit van het leidingtraject 1-29 is hierdoor minimaal, omdat leiding 70 de kleinste diameter heeft: $D = 0.3$ m.

In vergelijking tot de voorafgaande berekeningen wordt de stabiliteit hier duidelijk beïnvloed door het effect dat de leidingen nu van beide kanten kunnen vollopen. Dit is het gevolg van de belasting die nu plaatsvindt op alle knooppunten. De resulterende volumes die per tijdstap in een leiding worden geborgen, kunnen daardoor relatief hoog oplopen.

De tijdstap $\tau = 75$ s is in deze omstandigheden te groot om voldoende stabiel te kunnen rekenen, een halvering tot $\tau = 37.5$ s geeft weliswaar een verbetering te zien (Fig. 6.29), maar het effect is nog niet geheel verdwenen. Hiervoor is het noodzakelijk de tijdstap vergaand te verkleinen tot $\tau = 5 - 10$ s, hetgeen binnen het kader van dit afstudeerproject niet haalbaar is.

De $Q(t)$ karakteristieken van het gemaal en de aangesloten leidingen zijn weergegeven in Fig. 6.33 t/m 6.39.

De Q_1 karakteristieken in Fig. 6.36 t/m 6.39 geven een grillig en instabiel beeld te zien. De periode $t = 50$

-100 min kenmerkt zich door een groot aantal discontinuïteiten, die optreden bij het vollopen van de leidingen. De halvering van de tijdstap tot $\tau = 37.5$ s geeft een lichte verbetering te zien, maar de karakteristieken zijn nog verre van continu.

In de beginfase van de belasting nemen de leidingafvoeren toe, totdat de waterspiegel in de lagergelegen leidingen gaat opstuwen. Er treden ook negatieve afvoeren op, omdat de totale belasting op de geheel gevulde leidingen (rondom het gemaal) op dat moment groter is dan de pompcapaciteit. Vanaf $t = 90$ min zijn vrijwel alle aangegeven leidingen geheel gevuld, het verschil tussen de opeenvolgende $Q_1(t)$ karakteristieken is dan exact gelijk aan de belasting op de tussengelegen knooppunten. In Fig. 6.33 zijn de afvoeren $Q_1(70)$ en $Q_1(71)$ aangegeven met de belasting op het tussenliggende knooppunt Q_{25} ; vanaf $t = 90$ min geldt dat $Q_1(71) + Q_{25} = Q_1(70)$.

In Fig. 6.40 t/m 6.43 zijn van de tijdstappen $\tau = 75$ en 37.5 s een aantal willekeurig gekozen $Q(t)$ karakteristieken samen in een figuur uitgezet, om de invloed van de tijdstap goed te kunnen beoordelen. Een globale analyse wijst uit dat de verschillen tussen de beide tijdstappen onverwacht klein zijn, gezien het instabiele beeld in de voorafgaande figuren. De verschillen treden vooral op in de periode dat de leidingen nog gedeeltelijk gevuld zijn, op de momenten dat zich sterke fluctuaties in de afvoer voordoen. De karakteristieken van de kleinere tijdstap $\tau = 37.5$ s zijn minder gedempt dan van $\tau = 75$ s, een opvallend voorbeeld hiervan is $Q_1(22)$ in Fig. 6.43. De oorzaak hiervan ligt waarschijnlijk in het feit dat de invloed van de weegfactor $\theta = 1.0$ afneemt naarmate de tijdstap kleiner wordt.

De numerieke nauwkeurigheid is echter nog onvoldoende, vooral omdat er grote discontinuïteiten optreden bij het vollopen van de leidingen. Naar verwachting is een tijdstap van 5 - 10 s noodzakelijk, om tot aanvaardbare resultaten te komen.

7 Controle berekeningen

Om de resultaten van het programma FLOWS nader te kunnen interpreteren, zijn er een aantal controle berekeningen uitgevoerd. Voor een beperkt aantal leidingen en tijdniveau's zijn de stromingsparameters en de termen van de basisvergelijkingen berekend. Hierbij is gebruik gemaakt van het programma HYPRI, dat in Basic is geschreven op een ORIC-ATMOS microcomputer; de resultaten kunnen zowel via het beeldscherm als via een printer worden uitgevoerd. Een listing van het programma is opgenomen in Appendix B.

- tabeluitvoer

De resultaten van de controleberekeningen zijn opgenomen in Tabel 7.1 t/m 7.20. Het berekeningsnummer dat in het onderschrift van de tabellen is vermeld, correspondeert met het nummer van de numerieke berekeningen in Hoofdstuk 6: Deel B (zie Tabel 6.1). In de volgende tabel is een overzicht gegeven van de uitgevoerde controle berekeningen.

tabel nr	berekening nr	leiding nr
7.1 - 7.3	2	31
7.4 - 7.6	2a	31
7.7 - 7.9	5	11
7.10 - 7.13	5	12
7.14 - 7.20	5	31

De stromingsparameters, die zijn berekend op de tijdniveau's t en $t-\tau$, beschrijven de toestand ter plaatse van het begin- en eindknooppunt van de leiding (resp. drsn. 1 en 2). De termen van de bewegingsvergelijking zijn berekend op het tijdniveau t , eveneens voor doorsn. 1 en 2. Tevens is van beide doorsneden de gemiddelde waarde berekend. De termen van de continuïteitsvergelijking zijn berekend voor de overgang van tijdniveau $t-\tau$ naar t . Voor de partiele afgeleiden naar x en t is uitgegaan van de centrale differentiebenadering.

- nauwkeurigheid

De nauwkeurigheid van deze controleberekeningen wordt in belangrijke mate bepaald door het aantal significante decimalen, waarmee de parameters $Q(t)$ en $h(t)$ worden ingevoerd. Het programma HYPRI rekent in het standaard SI-eenhedenstelsel (afvoer Q in m^3/s en waterstand h in m).

De resultaten uit het programma FLOWS worden afgedrukt met maximaal drie cijfers achter de komma. De waterstand h is afgedrukt in m , maar voor de afvoer Q is in plaats van m^3/s gekozen voor m^3/h , om het aantal afleesbare cijfers te vergroten. De afrondingsfout in de afvoer Q bedraagt dus maximaal $0.00049 m^3/h$, hetgeen overeen komt met ongeveer $0.14 E-7 m^3/s$. De maximale afrondingsfout in de waterstand h bedraagt $0.00049 m$.

Om het effect van deze afrondingsfouten nader te kunnen analyseren, zijn er vier variantberekeningen uitgevoerd, waarin de maximale afrondingsfout is verdisconteerd in de volgende combinaties van $Q_1(t), Q_2(t); h_1(t), h_2(t); Q_1(t), Q_1(t-\tau)$ en $h_1(t), h_1(t-\tau)$. De resultaten van deze berekeningen, die zijn weergegeven in resp. Tabel 7.2a t/m 7.2d, kunnen worden getoetst aan die van de ongewijzigde berekening in Tabel 7.2.

Uit deze berekeningen blijkt dat zowel de bewegingsvergelijking als de continuïteitsvergelijking gevoelig is voor deze afrondingsfouten. In het algemeen kan worden gesteld, dat deze gevoeligheid afneemt naarmate de (absolute) waarde van de termen toeneemt. In de bewegingsvergelijking werken de afrondingsfouten niet zo sterk door als in de continuïteitsvergelijking. De gevoeligheid voor een variatie in de waterstanden is daarbij groter dan voor een variatie in de afvoeren, vooral in de termen $\partial A/\partial t$ en $\partial A.\partial x$ van Tabel 7.2b is dit effect duidelijk waarneembaar.

De resultaten van het programma HYPRI dienen dus voorzichtig te worden beoordeeld. Vooral omdat de waterstanden niet voldoende nauwkeurig bekend zijn, kan de continuïteitsvergelijking hier beter buiten beschouwing worden gelaten. Voor deze controleberekeningen was het dus beter geweest de waterstanden door het programma FLOWS in mm te laten afdrukken.

- analyse resultaten

Het eerste algemene feit dat uit deze controleberekeningen volgt, is dat het Froudegetal in alle gevallen kleiner dan 1 blijft; dit is een belangrijk

gegeven, omdat het programma FLOWS alleen toegepast mag worden in geval van subkritische stromingen (voorwaarde: $Fr < 1$). Het is eigenlijk jammer dat het programma zelf geen waarschuwing geeft, wanneer in de berekeningen aan deze eis niet wordt voldaan.

De tabellen 7.1 t/m 7.6 hebben betrekking op de berekeningen 2 en 2a. In berekening 2 is uitgegaan van de volgende gegevens: een weegfactor $\theta = 1.0$, een tijdstap $\tau = 75$ s en een vereenvoudigde belasting van het halve rioleringsgebied op knooppunt 13. In berekening 2a is als variant met een weegfactor $\theta = 0.55$ gerekend.

Uit de bewegingsvergelijking van leiding 31 kan worden afgeleid, dat het gedrag van de stromingen voornamelijk wordt beheerst door de weerstandsterm, die vrijwel volledig in balans is met de drukverhangterm. Het aandeel van de versnellingsterm en de convectieve term is bijna te verwaarlozen; in de meeste gevallen zijn beide termen een factor 10 - 100 kleiner dan de drukverhang- en weerstandsterm. Het verhang van de waterspiegel, dat per tijdstap slechts weinig varieert, is vrijwel gelijk aan de bodemhelling. De weegfactor $\theta = 0.55$ blijkt daarom maar weinig invloed te hebben op de numerieke nauwkeurigheid, hetgeen ook tot uitdrukking komt in de resultaten (Tabel 7.4 t/m 7.6).

De tabellen 7.7 t/m 7.20 hebben allen betrekking op berekening 5, waarin is uitgegaan van een tijdstap $\tau = 37,5$ s, een weegfactor $\theta = 1.0$ en een belasting evenredig verdeeld over alle knooppunten van het netwerk. Bij de leidingen 11 en 12 zijn de tijdniveau's groter dan resp. $t = 1500$ s en 3000 s niet in beschouwing genomen, in verband met het vollopen van de leidingen. Bij een geheel gevulde leiding geldt dat de drukverhangterm gelijk is aan de weerstandsterm en de overige termen zijn gelijk aan nul.

Ook uit deze controleberekeningen volgt dat de versnellingsterm en de convectieve term vrijwel verwaarloosbaar klein zijn; dit ondanks het feit dat de totale belasting nu twee keer zo groot is.

De belasting heeft een totale duur $T_q = 9000$ s; naarmate de belasting op het netwerk toeneemt, nemen ook de versnellingsterm en de convectieve term in (absolute) waarde toe. Wanneer de belasting op $t = 4500$ s haar hoogtepunt is gepasseerd, dan veranderen beide termen (volgens verwachting) van teken.

De bewegingsvergelijking van doorsn. 1 is in veel gevallen beter in balans dan van doorsn. 2. Het verschil wordt vooral veroorzaakt door de weerstandsterm, die in doorsn. 2 meer afwijkt ten opzichte van de drukverhangterm.

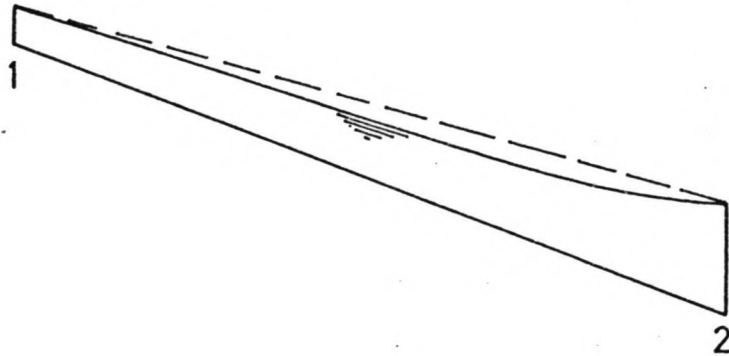


Fig. 7.1: Stuwkromme in een gedeeltelijk gevulde rioolleiding.

Het drukverhang over een leidingelement wordt lineair benaderd tussen de waterstanden op de aangrenzende knooppunten. De werkelijke vorm van de stuwkromme wijkt in doorsn. 2 meer af van deze benadering dan in doorsn. 1, zoals is aangegeven in Fig. 7.1. In het FLOWS-programma wordt rekening gehouden met de vorm van de stuwkromme, waardoor in doorsn. 2 de weerstandsterm beter balans is met de drukgradient van de stuwkromme, dan met de (lineaire) drukverhangterm in de bewegingsvergelijking.

Het gedrag van de stromingen kan kortweg worden omschreven als semi-stationair, de weerstandsterm is vrijwel in evenwicht met de drukverhangterm, en de beide andere termen zijn te verwaarlozen. De weegfactor θ heeft daarom nauwelijks invloed op de numerieke nauwkeurigheid.

8 Conclusies

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

In de berekeningen 1 t/m 3 is de belasting op het netwerk vereenvoudigd tot een geconcentreerde toevoer op knooppunt 13, die overeenkomt met de helft van het totale rioleringsgebied.

De numerieke nauwkeurigheid is sterk afhankelijk van de tijdstap. Bij deze eenvoudige 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 minuscule kleine tijdstap zou worden gerekend.

Voor de stabiliteit is het gunstig de weegfactor $\theta = 1.0$ te kiezen, in plaats van de gebruikelijke waarde $\theta = 0.55$. De numerieke nauwkeurigheid blijkt niet negatief te worden beïnvloedt, terwijl eventuele discontinuïteiten sneller worden uitgedempt.

Bij de schematisering van het rioolgemeal is het voor de stabiliteit belangrijk om uit te gaan van een niet al te klein kelderoppervlak ($A_r = 40$ m²) en een pomp-capaciteit $Q_p(h)$ die onafhankelijk is van de 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. Deze interne randvoorwaarde is een mogelijke oorzaak van kleine instabiliteiten, die waarschijnlijk voorkomen kunnen worden door een aanpassing van de overlaatbreedte of de afvoerformule.

In de berekeningen 4 en 5 is de belasting van het gehele rioleringsgebied evenredig verdeeld over alle knooppunten van het netwerk. Dit blijkt belangrijke gevolgen te hebben voor de nauwkeurigheid en stabiliteit. De tijdstap $\tau = 37.5$ s is nog te groot om tot voldoende nauwkeurige en stabiele resultaten te komen. Het netwerk wordt nu belast op alle knooppunten, met een in totaal twee keer zo grote belasting. De vulling van de laaggelegen delen van het netwerk verloopt veel sneller en met een belasting op alle knooppunten is het mogelijk dat er leidingen van twee kanten met een

grote waterverplaatsing per tijdstap vollopen. Met name deze waterverplaatsing in een tijdstap is van belang voor het optreden en de omvang van discontinuïteiten. De enige remedie hiertegen is een verdere verkleining van de tijdstap. De weegfactor $\theta = 1.0$ dient daarbij op de maximum waarde gehandhaafd te blijven. Een tijdstap $\tau = 5 - 10$ s lijkt hier noodzakelijk om tot aanvaardbare resultaten te komen.

Uit de resultaten van de controle berekeningen blijkt dat het gedrag van de stromingen semi-stationair is. De versnellingsterm en de convectieveterm in de bewegingsvergelijking zijn bijna te verwaarlozen ten opzichte van de weerstandsterm en de drukverhangsterm. Dit verklaart waarom de weegfactor $\theta = 1.0$ geen negatieve invloed heeft op de numerieke nauwkeurigheid van de berekeningen.

Het Froude-getal blijft in deze berekeningen kleiner dan 1, een noodzakelijke voorwaarde om het rekenmodel te mogen toepassen. Vooral bij steilere buisverhangen en grotere belastingen moet rekening worden gehouden met een overschrijding van de grenswaarde van het Froudegetal.

Het programma FLOWS biedt dus de mogelijkheid om onder de gegeven omstandigheden het gedrag van niet-stationaire stromingen in een gemengd rioelstelsel 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 ($Fr > 1$).

9 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 direct 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.

Appendix A

Rioleringsbegrippen en definities.

- 1 Afvloeiingscoëfficiënt
- 2 Berging in het rioolstelsel
- 3 Berging op straat
- 4 Droogweerafvoer
- 5 Ontwerpregenintensiteit
- 6 Overstortfrequentie
- 7 Regenpompoevercapaciteit
- 8 Regenwaterafvoer
- 9 Verhard oppervlak

1 Afvloeiingscoëfficiënt

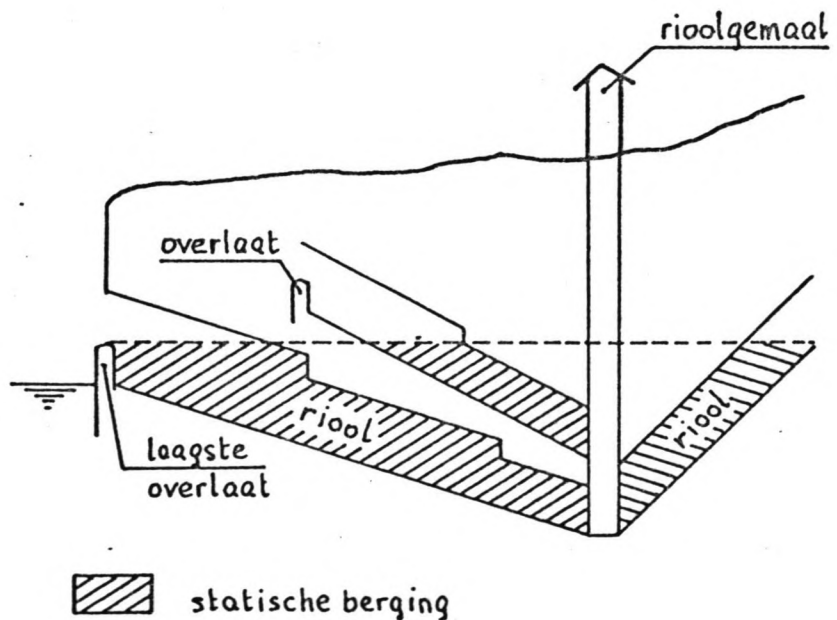
Onder de afvloeiingscoëfficiënt α wordt verstaan de verhouding tussen de gevallen hoeveelheid regen en de afgevoerde hoeveelheid regen. In de praktijk wordt deze verhouding vaak geïnterpreteerd als de verhouding tussen verhard en totaal oppervlak van het rioleringsgebied.

2 Berging in het rioolstelsel

Onder de berging B wordt verstaan de hoeveelheid regenwater, die maximaal in het stelsel geborgen kan worden, zonder dat de overstorten in werking treden; uitgedrukt in mm. ten opzichte van het verhard oppervlak (met afvloeiingscoëfficiënt $\alpha=1$). In het algemeen wordt er onderscheid gemaakt in twee soorten berging:

a) statische berging B_s

Dit is de inhoud van het rioolstelsel gelegen beneden de laagste overstortdrempel.

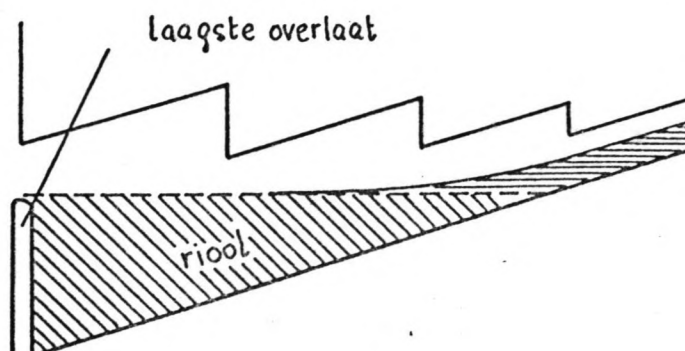



Niet meegeteld worden de inhoud van de controle-


putten en de huisriolen, maar niet in mindering worden gebracht de inhoud van de DWA stroom en de vervuiling van de riolen.

b) dynamische berging Bd

Dit is de inhoud van de watermassa, die in het rioolstelsel stroomt boven het peil van de laagste overstortdrempel, waarvan het totale debiet gelijk is aan regenpompcapaciteit.



 dynamische berging

 statische berging

In vlakke gebieden is er in hoofdzaak sprake van statische berging Bs, terwijl in hellende gebieden de dynamische berging Bd van belang is.

3 Berging op straat

Onder de berging op straat Ba wordt verstaan dat gedeelte van de gevallen neerslag, dat in de vorm van plassen op straat, platte daken, dakgoten e.d. geborgen kan worden en dus niet tot afstroming komt in het rioolstelsel, maar door verdamping weer verdwijnt. Deze berging wordt uitgedrukt in mm. ten opzichte van het verhard oppervlak.

De berging op straat moet niet verward worden met de mogelijke infiltratie van neerslag in de ondergrond; hiervoor wordt de afvloeingscoëfficiënt gebruikt.

4 Droogweerafvoer

Onder de droogweerafvoer DWA wordt verstaan de hoeveelheid afvalwater die bij droogweer afgevoerd moet worden. Deze bestaat uit:

- huishoudelijk afvalwater
- industrieel afvalwater
- lekwater

In het algemeen wordt de DWA uitgedrukt in l/h of in l/(inw.h).

5 Ontwerpregenintensiteit

Onder de ontwerpregenintensiteit i_o wordt verstaan de verwachte regenintensiteit, die met een periodiciteit T , gedurende een maximum tijd t kan worden overschreden. Het aantal keren per jaar dat deze intensiteit wordt overschreden, wordt de 'wateropstraat' frequentie genoemd. Op basis van de ontwerpregenintensiteit wordt de capaciteit van het rioeringssysteem gedimensioneerd.

6 Overstortfrequentie

Onder de overstortfrequentie o_f wordt verstaan het verwachte aantal keren per jaar dat de berging en de pompcapaciteit de regenbelasting niet kunnen verwerken en de overtollige hoeveelheid rioolwater geloosd wordt via nooduitlaten.

De overstortfrequentie is een 'maat' om rioolstelsels te kunnen vergelijken ten aanzien van de mogelijke vuiluitwerp.

7 Regenpompoevercapaciteit

Onder de regenpompoevercapaciteit, verder kortweg pompcapaciteit Q_p genoemd, wordt verstaan de totale maximale pompoevercapaciteit, die beschikbaar is voor de afvoer van neerslag uit het rioolstelsel naast de

droogweerafvoer. De pompcapaciteit wordt uitgedrukt in mm/h ten opzichte van het verhard oppervlak.

8 Regenwaterafvoer

Onder de regenwaterafvoer RWA wordt verstaan de (tijdsafhankelijke) hoeveelheid neerslag die door het rioolstelsel moet worden afgevoerd.

De RWA kromme is een functie die wordt afgeleid van de neerslagkromme en wordt ook wel inloophydrogram genoemd.

9 Verhard oppervlak

Onder het verhard oppervlak A_a wordt begrepen de oppervlakken van daken, wegen, trottoirs, tuinen en plantsoenen, die het water afvoeren naar de riolering. Elk oppervlak heeft hierbij een eigen afvloeingscoëfficiënt die afhankelijk is van diverse factoren. Om het begrip verhard oppervlak te vereenvoudigen wordt er onderscheid gemaakt tussen verhard oppervlak met afvloeingscoëfficiënt $\alpha=1$ en onverhard oppervlak met afvloeingscoëfficiënt $\alpha=0$. Daarbij wordt verondersteld dat de afvoer van het onverharde oppervlak en de onvolledige afvoer van het verharde oppervlak elkaar ongeveer compenseren.

Appendix B

Programma HYPRI

Het programma HYPRI omvat een aantal controle berekeningen, die betrekking hebben op niet-stationaire stromingen in ronde buisleidingen. Het programma berekent de stromingsparameters en de termen van de basisvergelijkingen als functie van de waterstanden en afvoeren in een leidingelement.

Het programma (20k) is geschreven in BASIC op een ORIC-ATMOS microcomputer. De resultaten van de berekeningen kunnen zowel via het beeldscherm als via een Star Gemini printer worden uitgevoerd (zie Tabellen in Bijlage 2).

```

10 REM *****
11 REM * *
12 REM * PROGRAMMA HYPRI *
13 REM * *
14 REM * NIET STATIONAIRE STROMINGEN *
15 REM * *
16 REM * IN RONDE BUISLEIDINGEN *
17 REM * *
18 REM * *
19 REM * *
20 REM * H. VAN LUIJTELAAR 1984 *
21 REM * *
22 REM *****
50 POKE#30E,64:INK7:PAPER0:PRINTCHR$(17):POKE48035,0
60 CLS:PLOT2,10,"Even geduld a.u.b."
100 REM <INITIALISEREN ARRAY'S>
110 DIMQ1(10),Q2(10),H1(10),H2(10)
120 DIMV1(10),V2(10),A1(10),A2(10)
130 DIMR1(10),R2(10),O1(10),O2(10)
140 DIMT1(10),T2(10),L1(10),L2(10)
150 DIMF1(10),F2(10),Y1(10),Y2(10)
160 DIMS1(10),K1(10),P1(10),W1(10)
170 DIMS2(10),K2(10),P2(10),W2(10)
180 DIMSG(10),KG(10),PG(10),WG(10)
190 DIMM1(10),M2(10),MG(10)
200 DIMB1(10),B2(10),BB(10)
210 DIMC1(10),C2(10),CB(10)
250 REM <INITIALISEREN VARIABELEN>
260 AG=0:RG=0:SG=0:VG=0:GG=0:BR=0:IK=0
300 REM <HERDEFINIERING VARIABELEN>
310 FORN=1TO11:READM:M=46080+8*M:FORI=1TO8:READD:POKEM+I-1,DA:NEXTI:NEXTN
320 DATA 034,00,00,00,00,00,20,28,00
325 DATA 035,00,62,20,20,20,20,20,00
330 DATA 036,28,02,02,30,34,34,28,00
335 DATA 038,00,00,26,36,36,36,26,00
340 DATA 042,24,36,36,60,36,36,24,00
345 DATA 045,00,00,00,63,00,00,00,00
350 DATA 064,00,00,06,10,18,34,62,00
355 DATA 092,12,18,18,18,20,16,16,32
360 DATA 095,48,08,08,08,20,34,34,00
365 DATA 123,12,02,02,50,10,10,12,00
370 DATA 125,02,62,40,08,08,10,12,00
400 REM <INVOER VASTE GEGEVENS>
410 G=9.80665:KV=1.307E-6:RO=1000
500 REM <CENTRAAL MENU>
510 CLS
520 PRINT"Niet-stationaire stromingen"
530 PRINT"-----":PRINT
540 PRINT:PRINT"1. Invoer gegevens"
550 PRINT:PRINT"2. Overzicht variabelen en eenheden"
560 PRINT:PRINT"3. Overzicht gegevens"
570 PRINT:PRINT"4. Berekeningen"
580 PRINT:PRINT"5. Uitvoer beeldscherm"
590 PRINT:PRINT"6. Uitvoer printer"
600 PRINT:PRINT"7. Einde programma"
605 PLOT2,24,"-----"
610 PLOT2,25,"Welke code ?"

```

```

620 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
630 IFA$="1"THEN2000ELSEIFA$="2"THEN800ELSEIFA$="3"THEN2000ELSE640
640 IFA$="4"THEN3000ELSEIFA$="5"THEN4000ELSEIFA$="6"THEN5000ELSE650
650 IFA$="7"THEN6000ELSE620
800 REM <OVERZICHT VAR. EN EENH.>
805 CLS
810 PRINT"Overzicht variabelen en eenheden"
815 PRINT"-----":PRINT
820 PRINT" A   natte doorsnede           m2   "
825 PRINT" D   diameter                 m    "
830 PRINT" Fr  Froudegetal              -    "
835 PRINT" g   zwaartekrachtversnelling m/s2 "
840 PRINT" h   waterstand                m    "
845 PRINT" Ib  bodemyerhang              o/oo "
850 PRINT" Iw  weerstandsverhang         o/oo "
855 PRINT" k   wandruwheid                 mm   "
860 PRINT" l   lengte                      m    "
865 PRINT" O   natte omtrek                m    "
870 PRINT" Q   afvoer / debiet            m3/s "
875 PRINT" R   hydraulische straal         m    "
880 PRINT" Re  Reynoldsgetal              -    "
885 PRINT" v   stroomsnelheid            m/s  "
890 PRINT" x   horizontale afstand         m    "
895 PRINT" }   wandschuifspanning         N/m2 "
900 PRINT" _   wrijvingsfactor              -    "
905 PRINT" \   dichtheid                   kg/m3"
910 PRINT
915 PLOT2,24,"-----"
920 PLOT2,25,"Menu" [M]"
950 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
955 GOTO500
1000 REM <INVOER GEGEVENS>
1005 POKE#30E,192
1010 AG=1
1020 CLS:BR=0:RG=0
1030 PRINT" invoer gegevens" 1"
1040 PRINT"-----":PRINT
1050 PRINT:INPUT"Diameter" m D ";D
1060 PRINT:INPUT"Bodemverhang" o/oo Ib ";IB
1070 PRINT:INPUT"Wandruwheid" mm k ";K
1090 IFA%<2THEN2090
1100 PRINT
1110 PRINT:INPUT"Zw.kr.versn." m/s2 g ";G
1120 PRINT:INPUT"Dichtheid" kg/m3 \ ";RO
1130 PRINT:INPUT"Kin.visc." m2/s { ";KV
1140 PLOT2,24,"-----"
1150 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
1160 A%=0
1200 GETA$
1210 IFA$="J"THEN1020ELSEPOKE#30E,64:GOTO2300
1300 REM <INVOER GEGEVENS 2>
1305 POKE#30E,192
1310 RG=1:AP=0
1320 CLS:BR=0
1330 PRINT" invoer gegevens" 2"
1340 PRINT"-----":PRINT
1350 PRINT:INPUT"Starttijd" s to ";TB
1355 PRINT:INPUT"Aantal stappen" - n ";NS
1359 IFG%=1THEN2360
1360 PRINT:INPUT"Tijdstap" s } ";DT

```

```

1365 PRINT
1369 IFG%<3ANDG%>OTHEN2369
1370 PRINT:INPUT"Beginknoop nr      -      k1 ";BK
1375 PRINT:INPUT"Eindknoop nr      -      k2 ";EK
1380 PRINT:INPUT"Leiding nr        -      tn ";TN
1385 PRINT:INPUT"Lengte            m       1 ";L
1400 PLOT2,24,"-----"
1410 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
1420 G%=0
1500 GETA$
1510 IFA$="J"THEN1320ELSEPOKE#30E,64
1600 REM <INVOER GEGEVENS 3>
1605 POKE#30E,192
1610 FORTT=OTONS
1615 SG=1
1620 CLS:BR=0
1630 PRINT"Invoyer gegevens      t =";TB+(TT)*DT;"s"
1635 PLOT38,0,"3"
1640 PRINT"-----":PRINT
1650 PRINT:INPUT"Afvoer            Q1    m3/s  ";Q1(TT)
1660 PRINT:INPUT"Afvoer            Q2    m3/s  ";Q2(TT)
1670 PRINT:PRINT
1680 PRINT:INPUT"Waterstand        h1    m      ";H1(TT)
1690 PRINT:INPUT"Waterstand        h2    m      ";H2(TT)
1700 PLOT2,24,"-----"
1710 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
1800 POKE#30E,192:GETA$
1810 IFA$="J"THEN1615ELSENEXTTT
1820 GOTO500
2000 REM <OVERZICHT GEGEVENS 1>
2005 A%=0
2010 IFAG=OTHEN1000
2020 CLS
2030 PRINT"Overzicht gegevens          1"
2040 PRINT"-----":PRINT
2050 PRINT:PRINT"Diameter            m      D =";D
2060 PRINT:PRINT"Bodemverhang        o/oo   Ib =";IB
2070 PRINT:PRINT"Wandruwheid          mm     k =";K
2090 A%=A%+1
2100 PRINT
2110 PRINT:PRINT"Zw.kr.versn.        m/s2   g =";G
2120 PRINT:PRINT"Dichtheid            kg/m3   \ =";RQ
2130 PRINT:PRINT"Kin.visc.          m2/s   { =";KV
2140 PLOT2,24,"-----"
2150 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
2200 POKE#30E,192:GETA$
2210 IFA$="J"THEN1020ELSEPOKE#30E,64
2300 REM <OVERZICHT GEGEVENS 2>
2305 G%=0
2310 IFRG=OTHEN1300
2320 CLS
2330 PRINT"Overzicht gegevens          2"
2340 PRINT"-----":PRINT
2350 PRINT:PRINT"Starttijd            s      to =";TB
2355 PRINT:PRINT"Aantal stappen      -      n =";NS
2360 PRINT:PRINT"Tijdstap            s      } =";DT
2365 PRINT
2369 G%=G%+1
2370 PRINT:PRINT"Beginknoop nr      -      k1 =";BK
2375 PRINT:PRINT"Eindknoop nr      -      k2 =";EK

```

```

2380 PRINT:PRINT"Leiding nr      -      tn =";TN
2385 PRINT:PRINT"Lengte        m      l =";L
2400 PLOT2,24,"-----"
2410 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
2500 POKE#30E,192:GETA$
2510 IFA$="J"THEN1320ELSEPOKE#30E,64:IFG%>1THEN1600
2600 REM <OVERZICHT GEGEVENS 3>
2605 IFSG=0THEN1600
2610 FORTT=0TONS
2620 CLS
2630 PRINT"Overzicht gegevens t =";TB+(TT)*DT;"s"
2635 PLOT38,0,"3"
2640 PRINT"-----":PRINT
2650 PRINT:PRINT"Afvøer      Q1    m3/s  =";Q1(TT)
2660 PRINT:PRINT"Afvoer      Q2    m3/s  =";Q2(TT)
2670 PRINT:PRINT
2680 PRINT:PRINT"Waterstand  h1    m      =";H1(TT)
2690 PRINT:PRINT"Waterstand  h2    m      =";H2(TT)
2700 PLOT2,24,"-----"
2710 PLOT2,25,"Wilt U deze gegevens aanpassen ?"
2800 POKE#30E,192:GETA$
2810 IFA$="J"THEN1620ELSENEXTTT
2820 GOTO500
3000 REM <BEREKENINGEN>
3005 IFAG=0ORRG=0ORSG=0THEN500
3006 IFBR=1THEN500ELSEBR=1
3009 REM <BEREKENING VARIABELEN>
3010 CLS
3015 PLOT2,1,"Berekening: t ="
3020 PLOT2,2,"-----"
3030 PLOT2,10,"Even geduld a.u.b."
3040 PLOT2,24,"-----"
3050 PLOT2,25,"Variabelen          "
3060 FORTT=0TONS
3070 PLOT18,1,"          "
3080 TS=TB+TT*DT:T$=STR$(TS)
3090 PLOT19,1,T$:PLOT20+LEN(T$),1,"s"
3100 HX=H1(TT): QX=Q1(TT)
3110 GOSUB3600
3120 V1(TT)=VX: A1(TT)=AX: R1(TT)=RX
3130 O1(TT)=OX: L1(TT)=LX: I1(TT)=IX
3140 T1(TT)=TX: F1(TT)=FX: Y1(TT)=YX
3150 HX=H2(TT): QX=Q2(TT)
3160 GOSUB3600
3170 V2(TT)=VX: A2(TT)=AX: R2(TT)=RX
3180 O2(TT)=OX: L2(TT)=LX: I2(TT)=IX
3190 T2(TT)=TX: F2(TT)=FX: Y2(TT)=YX
3200 NEXTTT
3300 REM <CONTINUITEITS VERGL.>
3305 PLOT2,25,"Continuïteitsvergelijking          "
3310 FORTT=1TONS
3312 PLOT18,1,"          "
3314 TS=TB+TT*DT:T$=STR$(TS)
3316 PLOT19,1,T$:PLOT20+LEN(T$),1,"s"
3319 REM <DIFF. VERG. BALANS>
3320 B1(TT)=(A1(TT)+A2(TT)-A1(TT-1)-A2(TT-1))/(2*DT)
3322 B2(TT)=(Q2(TT)-Q1(TT)+Q2(TT-1)-Q1(TT-1))/(2*L)
3324 BB(TT)=B1(TT)+B2(TT)
3329 REM <VOLUME BALANS>
3330 C1(TT)=(A1(TT)+A2(TT)-A1(TT-1)-A2(TT-1))*(L/2)

```

```

3332 C2(TT)=(Q2(TT)-Q1(TT)+Q2(TT-1)-Q1(TT-1))*(DT/2)
3334 CB(TT)=C1(TT)+C2(TT)
3340 NEXTTT
3400 REM <BEWEGINGS VERGL.>
3405 PLOT2,25,"Bewegingsvergelijking"
3410 FORTT=1TONS
3412 PLOT18,1,""
3414 TS=TB+TT*DT:T$=STR$(TS)
3416 PLOT19,1,T$:PLOT20+LEN(T$),1,"s"
3417 A1=(A1(TT)+A1(TT-1))/2
3418 A2=(A2(TT)+A2(TT-1))/2
3419 REM <VERSNELLINGS TERM>
3420 S1(TT)=(Q1(TT)-Q1(TT-1))/(G*A1*DT)
3422 S2(TT)=(Q2(TT)-Q2(TT-1))/(G*A2*DT)
3424 SG(TT)=(S1(TT)+S2(TT))/2
3427 AG=(A1+A2)/2
3429 REM <CONVECTIEVE TERM>
3430 KG(TT)=((V2(TT-1)*Q2(TT))-(V1(TT-1)*Q1(TT)))/(G*AG*L)
3432 K1(TT)=KG(TT)
3434 K2(TT)=KG(TT)
3439 REM <DRUKVERHANG TERM>
3440 PG(TT)=(-IB/1000)+((H2(TT)-H1(TT))/L)
3442 P1(TT)=PG(TT)
3444 P2(TT)=PG(TT)
3449 REM <WEERSTANDS TERM>
3450 W1(TT)=L1(TT)*ABS(V1(TT))*V1(TT)/(8*G*R1(TT))
3452 W2(TT)=L2(TT)*ABS(V2(TT))*V2(TT)/(8*G*R2(TT))
3454 WG(TT)=(W1(TT)+W2(TT))/2
3459 REM <BEW. BALANS>
3460 M1(TT)=S1(TT)+K1(TT)+P1(TT)+W1(TT)
3462 M2(TT)=S2(TT)+K2(TT)+P2(TT)+W2(TT)
3464 MG(TT)=SG(TT)+KG(TT)+PG(TT)+WG(TT)
3470 NEXTTT
3490 GOTO500
3600 REM <SUBROUTINE VARIABELEN>
3610 IFHX>=DTHENPLOT2,25,"LEIDING GEHEEL GEVULD"
3620 HD=HX/D
3630 X=1-(2*HD)
3640 IFHD<0.5THENTET=2*ATN(SQR((1-X*X)/(X*X)))
3645 IFHD=0.5THENTET=PI
3650 IFHD>0.5ANDHD<1THENTET=2*PI-2*ATN(SQR((1-X*X)/(X*X)))
3660 IFHD>=1THENTET=2*PI
3670 AX=D*D*(TET/2-SIN(TET)/2)/4
3680 OX=D*TET/2
3690 BX=D*SIN(TET/2)
3700 RX=AX/OX
3710 VX=OX/AX
3720 YX=ABS(VX*RX/KV)
3730 LB=0.25/((LOG(14.84*RX/K))^2)
3740 LX=0.25/((LOG(1/(1.6*YX*SQR(LB))+K/(1000*14.84*RX)))^2)
3750 IFABS((LX-LB)/LX)>1E-7THENLB=LX:GOTO3740
3760 TX=LX*RO*VX*VX/8
3770 FX=SQR((VX*VX*BX)/(G*AX))
3780 IX=LX*ABS(VX)*VX/(8*G*RX)
3790 RETURN
4000 REM <MENU UITVOER BEELDSCHERM>
4010 CLS
4015 IFBR=0THEN500
4020 PRINT"Uitvoer beeldscherm"
4030 PRINT"-----":PRINT

```

```

4040 PRINT:PRINT"1. Bewegingsvergelijking"
4050 PRINT:PRINT"2. Continuïteitsvergelijking"
4060 PRINT:PRINT"3. Variabelen"
4090 PLOT2,24,"-----"
4100 PLOT2,25,"Welke code ?"
4110 POKE#30E,192:GETA#:POKE#30E,64
4120 IFA$="1"THEN4200ELSEIFA$="2"THEN4400ELSEIFA$="3"THEN4600ELSE500
4200 REM <BEWEGINGSVERGELIJKING>
4205 TT=1
4210 IFTT>NSTHENTT=1
4215 IFTT<1THENTT=NS
4220 CLS
4230 PRINT"Bewegingsvergelijking      t =\"TB+TT*DT\"s"
4235 PRINT"-----";PRINT:PRINT
4240 PRINT" 1  dQ      1  d(v.Q)   dh   _lv|v"
4241 PRINT"---.--- + ---.----- + --- + ----- = 0"
4242 PRINT"g.A dt    g.A   dx     dx   B.g.R"
4243 PRINT
4244 PRINT" (1)              (2)        (3)    (4)"
4245 PRINT:PRINT
4246 PRINT"      Drsn. 1      Drsn. 2      Gem."
4247 PRINT
4250 PRINT"1"
4255 PR=S1(TT):GOSUB10000
4260 PR=S2(TT):GOSUB10050
4265 PR=S6(TT):GOSUB10100
4270 PRINT"2"
4275 PR=K1(TT):GOSUB10000
4280 PR=K2(TT):GOSUB10050
4285 PR=K6(TT):GOSUB10100
4290 PRINT"3"
4295 PR=P1(TT):GOSUB10000
4300 PR=P2(TT):GOSUB10050
4305 PR=P6(TT):GOSUB10100
4310 PRINT"4"
4315 PR=W1(TT):GOSUB10000
4320 PR=W2(TT):GOSUB10050
4325 PR=W6(TT):GOSUB10100
4329 PRINT"-----"
4330 PRINT"B"
4335 PR=M1(TT):GOSUB10000
4340 PR=M2(TT):GOSUB10050
4345 PR=M6(TT):GOSUB10100
4350 PLOT2,21,"-----"
4351 PLOT2,22,"Menu                                [M]"
4352 PLOT2,23,"Volgende tijdstap                    [ > ]"
4353 PLOT2,24,"Voorafgaande tijdstap                 [ < ]"
4354 PLOT2,25,"Continuïteitsvergelijking            [C]"
4355 PLOT2,26,"Variabelen                                    [V]"
4356 POKE#30E,192:GETA#:POKE#30E,64
4357 IFA$="M"THEN500
4360 IFA$=CHR$(9)THENTT=TT+1:GOTO4210
4361 IFA$=CHR$(8)THENTT=TT-1:GOTO4210
4362 IFA$="C"THEN4410ELSEIFA$="V"THEN4610ELSE4356
4400 REM <CONTINUÏTEITSVERGELIJKING>
4405 TT=1
4410 IFTT>NSTHENTT=1
4415 IFTT<1THENTT=NS
4420 CLS
4430 PRINT"Continuïteitsvergelijking t =\"TB+TT*DT\"s"

```



```

4435 PRINT"-----":PRINT:PRINT
4440 PRINT"  dA  dQ"
4442 PRINT"  -- + -- = 0"
4444 PRINT"  dt  dx"
4446 PRINT:PRINT:PRINT
4450 PRINT"Diff.      dA/dt = ";
4452 IFABS(B1(TT))<1ANDABS(B1(TT))>=1E-2THENPRINTSPC(1);
4454 PRINTINT(B1(TT)*10^8+.5)/100000000
4456 PRINT"balans      dQ/dx = ";
4458 IFABS(B2(TT))<1ANDABS(B2(TT))>=1E-2THENPRINTSPC(1);
4460 PRINTINT(B2(TT)*10^8+.5)/100000000
4462 PRINT"          -----"
4464 PRINT"          balans = ";
4466 IFABS(BB(TT))<1ANDABS(BB(TT))>=1E-2THENPRINTSPC(1);
4468 PRINTINT(BB(TT)*10^8+.5)/100000000
4469 PRINT:PRINT
4470 PRINT"Volume      dA.dx = ";
4472 IFABS(C1(TT))<1ANDABS(C1(TT))>=1E-2THENPRINTSPC(1);
4474 PRINTINT(C1(TT)*10^8+.5)/100000000
4476 PRINT"balans      dQ.dt = ";
4478 IFABS(C2(TT))<1ANDABS(C2(TT))>=1E-2THENPRINTSPC(1);
4480 PRINTINT(C2(TT)*10^8+.5)/100000000
4482 PRINT"          -----"
4484 PRINT"          balans = ";
4486 IFABS(CB(TT))<1ANDABS(CB(TT))>=1E-3THENPRINTSPC(1);
4488 PRINTINT(CB(TT)*10^8+.5)/100000000
4490 PLOT2,21,"-----"
4492 PLOT2,22,"Menu [M]"
4494 PLOT2,23,"Volgende tijdstap [ >]"
4496 PLOT2,24,"Voorafgaande tijdstap [ <]"
4498 PLOT2,25,"Bewegingsvergelijking [B]"
4500 PLOT2,26,"Variabelen [V]"
4510 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
4520 IFA$="M"THEN500
4525 IFA$=CHR$(9)THENTT=TT+1:GOTO4410
4530 IFA$=CHR$(8)THENTT=TT-1:GOTO4410
4535 IFA$="B"THEN4210ELSEIFA$="V"THEN4610ELSE4510
4600 REM <VARIABLEN>
4605 TT=0
4610 IFTT>NSTHENTT=0
4615 IFTT<0THENTT=NS
4620 CLS
4630 PRINT"Variabelen          t = "TB+TT*DT"s"
4635 PRINT"-----"
4640 PRINT:PRINT:PRINT
4645 PRINTSPC(10)CHR$(11);
4646 PRINT"Doorsnede 1"
4650 PRINTSPC(24)CHR$(11);
4651 PRINT"Doorsnede 2"
4655 PRINT:PRINT
4660 P$="Q  m3/h":G1=Q1(TT):G2=Q2(TT):GOSUB10200
4665 P$="h  m   ":G1=H1(TT):G2=H2(TT):GOSUB10200
4670 P$="v  m/s  ":G1=V1(TT):G2=V2(TT):GOSUB10200
4675 P$="A  m2   ":G1=A1(TT):G2=A2(TT):GOSUB10200
4680 P$="R  m    ":G1=R1(TT):G2=R2(TT):GOSUB10200
4685 P$="Iw -   ":G1=I1(TT):G2=I2(TT):GOSUB10200
4690 P$="  _ -   ":G1=L1(TT):G2=L2(TT):GOSUB10200
4695 P$="}  N/m2":G1=T1(TT):G2=T2(TT):GOSUB10200
4700 P$="Fr -   ":G1=F1(TT):G2=F2(TT):GOSUB10200
4705 P$="Re -   ":G1=Y1(TT):G2=Y2(TT):GOSUB10200

```

```

4720 PLOT2,21,"-----"
4725 PLOT2,22,"Menu [M]"
4730 PLOT2,23,"Volgende tijdstap [>]"
4735 PLOT2,24,"Voorafgaande tijdstap [<]"
4740 PLOT2,25,"Bewegingsvergelijking [B]"
4745 PLOT2,26,"Continuïteitsvergelijking [C]"
4750 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
4755 IFA$="M"THEN500
4760 IFA$=CHR$(9)THENTT=TT+1:GOTO4610
4765 IFA$=CHR$(8)THENTT=TT-1:GOTO4610
4770 IFA$="B"THEN4210ELSEIFA$="C"THEN4410ELSE4750
5000 REM <MENU UITVOER PRINTER>
5010 CLS:POKE#30E,192
5015 IFBR=0THEN500
5020 PRINT"Uitvoer printer"
5030 PRINT"-----":PRINT:PRINT
5040 PRINT:PRINT"Printer aan ? ";
5050 GETA$:PRINTA$: IFA$="J"THEN5060ELSEPRINTCHR$(11)CHR$(11);:IK=0:GOTO5040
5060 PRINT:PRINT"Positie papier juist ? ";
5070 GETA$:PRINTA$: IFA$="J"THEN5100ELSEPRINTCHR$(11)CHR$(11);:GOTO5060
5100 REM <INIT. PRINTER KARAKTERS>
5110 CLS:POKE#30E,64
5120 PRINT"Uitvoer printer"
5130 PRINT"-----"
5140 PLOT2,24,"-----"
5150 IFIK=1THEN5300ELSEIK=1
5160 PLOT2,10,"Even geduld a.u.b."
5170 PLOT2,25,"Initialiseren karakterset "
5180 GOSUB11000
5190 PLOT2,10," "
5200 PLOT2,25," "
5300 REM <UITVOER PAGINA >
5310 FORTT=1TONS
5320 TS=TB+TT*DT:T$=STR$(TS)
5340 PLOT2,25,"Print pagina t =":PLOT19,25,T$
5350 PLOT20+LEN(T$),25,"s ?":PLOT34,25,"[J/N]"
5360 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
5370 IFA$="N"THEN5450
5380 PLOT2,10,"Even geduld a.u.b."
5390 PLOT2,25," "
5400 PLOT2,25,"Print pagina t =":PLOT19,25,T$:PLOT20+LEN(T$),25,"s"
5410 GOSUB12000
5420 PLOT2,10," "
5430 PLOT2,25," "
5440 GOSUB18000
5450 PLOT2,25," "
5460 NEXTTT
5470 GOTO500
6000 POKE#30E,192:CLS:PRINTCHR$(17):END
10000 REM <1E KOLOM BEW. VERGL.>
10005 PRINTSPC(2)CHR$(11);
10010 IFPR=0THENPRINT" 0":RETURN
10020 PR=INT(PR*10^7+.5)/10000000
10025 IFABS(PR)<1ANDABS(PR)>=1E-2THENPRINTSPC(1);
10030 PRINTPR
10035 RETURN
10050 REM <2E KOLOM BEW. VERGL.>
10055 PRINTSPC(14)CHR$(11);
10060 IFPR=0THENPRINT" 0":RETURN
10070 PR=INT(PR*10^7+.5)/10000000

```

```

10075 IFABS(PR)<1ANDABS(PR)>=1E-2THENPRINTSPC(1);
10080 PRINTPR
10085 RETURN
10100 REM <3E KOLOM BEW. VERGL.>
10105 PRINTSPC(26)CHR$(11);
10110 IFPR=0THENPRINT" 0":RETURN
10120 PR=INT(PR*10^7+.5)/10000000
10125 IFABS(PR)<1ANDABS(PR)>=1E-2THENPRINTSPC(1);
10130 PRINTPR
10135 RETURN
10200 REM <KOLOMMEN VARIABELEN>
10205 PRINTP$
10210 G1=INT(G1*10^8+.5)/100000000
10220 IFABS(G1)<1ANDABS(G1)>=1E-2THENPRINTSPC(1);
10225 PRINTSPC(10)CHR$(11);G1
10230 G2=INT(G2*10^8+.5)/100000000
10240 IFABS(G2)<1ANDABS(G2)>=1E-2THENPRINTSPC(1);
10245 PRINTSPC(24)CHR$(11);G2
10250 RETURN
11000 REM <KARAKTERSET PRINTER>
11001 POKE#256,255
11005 LPRINTCHR$(27)CHR$(42)CHR$(0);
11010 FORI=1TO12
11015 READN1,N2
11020 LPRINTCHR$(27)CHR$(42)CHR$(1)CHR$(N1)CHR$(N2);
11025 FORJ=1TO9
11030 READM(J)
11035 LPRINTCHR$(M(J));
11040 NEXTJ
11045 NEXTI
11050 DATA 34,0,000,000,000,000,000,000,000,000,000
11055 DATA 35,0,008,068,056,004,000,004,120,004,002
11060 DATA 36,0,050,073,000,073,000,073,034,028,000
11065 DATA 38,0,000,056,068,000,068,040,016,040,068
11070 DATA 42,0,000,062,065,008,065,008,065,062,000
11075 DATA 64,0,064,032,080,008,068,008,080,032,064
11080 DATA 92,1,000,064,060,002,009,000,009,006,000
11085 DATA 94,0,065,034,085,008,065,000,065,000,065
11090 DATA 95,0,000,001,064,033,018,012,016,032,064
11095 DATA123,0,004,000,004,056,065,032,017,014,000
11100 DATA124,0,000,000,000,000,127,000,000,000,000
11105 DATA125,0,004,002,000,002,060,066,000,002,001
11106 RESTORE
11110 LPRINTCHR$(27)CHR$(36)CHR$(1);
11115 LPRINTCHR$(27)CHR$(66)CHR$(3);
11120 LPRINTCHR$(27)CHR$(85)CHR$(1);
11125 LPRINTCHR$(27)CHR$(77)CHR$(10);
11130 PLOT2,25,"Wilt U een printertest ?"
11135 POKE#30E,192:GETA$:POKE#30E,64
11140 IFA$="J"THEN11145ELSERETURN
11145 LPRINT"### $$$ &&& *** ___ \\ \{ \{ \} \} @@@ ^^^ !!!"
11150 RETURN
12000 REM <LPRINT PAGINA>
12005 LPRINT"-----";
12006 LPRINT"-----";
12007 LPRINT"-----";
12010 LPRINT" LEIDING";
12012 GT=TN:AD=7:GOSUB21000:LPRINTGT;
12014 AF=82:GOSUB22000:LPRINT"t ="T$ " s"
12020 LPRINT"-----";

```

```

12021 LPRINT"-----";
12022 LPRINT"-----"
12030 LPRINT:LPRINT:LPRINT
13000 REM <ALGEMENE GEGEVENS>
13010 LPRINT" ALGEMENE GEGEVENS:"
13020 LPRINT"-----";
13021 LPRINT"-----";
13022 LPRINT"-----"
13030 LPRINT" Beginknoop nr          k1    -    ";
13032 GT=BK:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13040 LPRINT" Eindknoop nr          k2    -    ";
13042 GT=EK:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13050 LPRINT" Tijdstep                }    s    ";
13052 GT=DT:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13060 LPRINT" Taklengte                1    m    ";
13062 GT=L :AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13070 LPRINT" Diameter                    D    m    ";
13072 GT=D :AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13080 LPRINT" Bodemverhang                Ib   o/oo ";
13082 GT=IB:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13090 LPRINT" Wandruwheid                    k    mm  ";
13092 GT=K :AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13100 LPRINT" Dichtheid                      \    kg/m3";
13102 GT=RO:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13110 LPRINT" Kin. visc.                      (    m2/s ";
13112 GT=KV:AD=8:GOSUB21000:LPRINTGT
13120 LPRINT"-----";
13121 LPRINT"-----";
13122 LPRINT"-----"
13130 LPRINT:LPRINT:LPRINT
14000 REM <STROMINGS VARIABELEN>
14010 LPRINT" STROMINGSPARAMETERS:      ";
14011 KW=15:GOSUB24000
14012 LPRINT"drsn. 1 (t)          drsn. 2 (t)          ";
14013 LPRINT"drsn. 1 (t-)          drsn. 2 (t-)"
14020 LPRINT"-----";
14021 LPRINT"-----";
14022 LPRINT"-----"
14030 LPRINT" Afvoer                Q    m3/s";
14031 GT=Q1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14032 GT=Q2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14033 GT=Q1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14034 GT=Q2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14040 LPRINT" Waterstand                h    m    ";
14041 GT=H1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14042 GT=H2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14043 GT=H1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14044 GT=H2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14050 LPRINT" Stroomsnelheid            v    m/s ";
14051 GT=V1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14052 GT=V2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14053 GT=V1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14054 GT=V2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14060 LPRINT" Natte doorsnede            A    m2  ";
14061 GT=A1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14062 GT=A2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14063 GT=A1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14064 GT=A2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14070 LPRINT" Hydraulische straal        R    m    ";
14071 GT=R1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;

```

```

14072 GT=R2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14073 GT=R1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14074 GT=R2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14080 LPRINT" Weerstandsverhang      Iw      -      ";
14081 GT=I1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14082 GT=I2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14083 GT=I1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14084 GT=I2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14090 LPRINT" Wrijvingsfactor          -      -      ";
14091 GT=L1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14092 GT=L2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14093 GT=L1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14094 GT=L2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14100 LPRINT" Froudegetal              Fr      -      ";
14101 GT=F1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14102 GT=F2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14103 GT=F1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14104 GT=F2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14110 LPRINT" Reynoldsgetal            Re      -      ";
14111 GT=Y1(TT) :AD=09:GOSUB21000:LPRINTGT;
14112 GT=Y2(TT) :AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14113 GT=Y1(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
14114 GT=Y2(TT-1):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
14120 LPRINT"-----";
14121 LPRINT"-----";
14122 LPRINT"-----"
14130 LPRINT:LPRINT:LPRINT
15000 REM <BEWEGINGSVERGELIJKING>
15010 LPRINT" BEWEGINGSVERGELIJKING:      ";
15011 KW=35:GOSUB24000:LPRINT"drsn. 1 (t)";
15012 KW=08:GOSUB24000:LPRINT"drsn. 2 (t)";
15013 KW=08:GOSUB24000:LPRINT"gemiddelde (t)"
15020 LPRINT"-----";
15021 LPRINT"-----";
15022 LPRINT"-----"
15030 LPRINT" Versnellingsterm      (1/gA).$Q/$t      (1)      -      ";
15031 GT=S1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT;
15032 GT=S2(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
15033 GT=SG(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
15040 LPRINT" Convectieveterm      (1/gA).$(vQ)/$x      (2)      -      ";
15041 GT=K1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT;
15042 GT=K2(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
15043 GT=KG(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
15050 LPRINT" Drukverhangsterm      $h/$x      (3)      -      ";
15051 GT=P1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT;
15052 GT=P2(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
15053 GT=PG(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
15060 LPRINT" Weerstandsterm      _|v|v/(BgR)      (4)      -      ";
15061 GT=W1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT;
15062 GT=W2(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
15063 GT=WG(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
15070 KW=40:GOSUB24000
15071 LPRINT"-----";
15072 LPRINT"-----"
15080 LPRINT" Balans      (B)      -      ";
15081 GT=M1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT;
15082 GT=M2(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT;
15083 GT=MG(TT):AD=21:GOSUB20000:LPRINTGT
15090 LPRINT"-----";
15091 LPRINT"-----";

```

```

15092 LPRINT"-----"
15100 LPRINT:LPRINT:LPRINT
16000 REM <CONTINUITEITSVERGELIJKING>
16010 LPRINT" CONTINUITEITSVERGELIJKING:"
16020 LPRINT"-----";
16021 LPRINT"-----";
16022 LPRINT"-----"
16030 LPRINT"                $A/$t                (c1)  m2/s  ";
16031 GT=B1(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT
16040 LPRINT"                $Q/$x                (c2)  m2/s  ";
16041 GT=B2(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT
16050 KW=39:GOSUB24000:LPRINT"-----"
16060 LPRINT" Balans                (cB)  m2/s  ";
16061 GT=BB(TT):AD=08:GOSUB21000:LPRINTGT
16070 LPRINT"-----";
16071 LPRINT"-----";
16072 LPRINT"-----"
16150 RETURN
18000 REM <TABELNUMMER>
18001 PRINTCHR$(20)
18005 PO=0
18010 PLOT2,25,"Tabelnummer ?"
18015 POKE#30E,192:GETG$:POKE#30E,64
18020 LPRINTCHR$(27)CHR$(66)CHR$(2)
18025 LPRINT
18030 IFASC(G$)=13THENLPRINT:GOTO18200
18040 LPRINT"Tabel ";
18050 IFASC(G$)=13THEN18090
18060 PLOT18+PO,25,G$:LPRINTG$;
18070 POKE#30E,192:GETG$:POKE#30E,64
18080 PO=PO+1:GOTO18050
18090 LPRINT" : Basisvergelijkingen - berekening ";
18100 PLOT2,25," "
18105 PO=0
18110 PLOT2,25,"Berekeningnummer ?"
18120 POKE#30E,192:GETG$:POKE#30E,64
18130 IFASC(G$)=13THEN18170
18140 PLOT22+PO,25,G$:LPRINTG$;
18150 POKE#30E,192:GETG$:POKE#30E,64
18160 PO=PO+1:GOTO18130
18170 PRINTCHR$(20):POKE48035,0
18200 LPRINTCHR$(27)CHR$(97)CHR$(06);
18210 LPRINTCHR$(27)CHR$(66)CHR$(03)
18220 RETURN
20000 REM <KOLOM GETAL NA GETAL>
20010 GT=INT(GT*10^9+.5)/1000000000
20015 VW=INT(0.01*10^9+.5)/1000000000
20020 IFGT>=1THENVD=INT(LOG(GT))+1ELSEVD=0
20030 IFABS(GT)<VWTHENVD=1
20040 G$=STR$(GT)
20050 KW=AD-VD-2-KG
20060 KG=LEN(G$)-VD
20070 GOTO24000
21000 REM <KOLOM GETAL NA TEXT>
21010 GT=INT(GT*10^9+.5)/1000000000
21015 VW=INT(0.01*10^9+.5)/1000000000
21020 IFGT>=1THENVD=INT(LOG(GT))+1ELSEVD=0
21030 IFABS(GT)<VWTHENVD=1
21040 G$=STR$(GT)
21050 KW=AD-VD-1

```

```
21060 KG=LEN(G$)-VD
21070 GOTO24000
22000 REM <KOLOM TEXT NA GETAL>
22010 KW=AF-KG
23000 REM <KOLOM TEXT NA TEXT>
24000 REM <KOLOM WIJZER>
24010 LPRINTCHR$(27)CHR$(98)CHR$(KW);
24020 RETURN
```

