

18A22

Deelontwerp
waterslagverschijnselen in
een samengestelde leiding

A.J.v.d. Heijden

R 1973-5-D

Vloeistofmechanica

Afd. Weg- en Waterbouwkunde
Technische Hogeschool Delft

Technische Hogeschool Delft
Afd. Weg- en Waterbouwkunde
Lab. v. Vloeistofmechanica

DEELONTWERP VLOEISTOFMECHANICA

WATERSLAGVERSCHIJNSELEN IN EEN
SAMENGESTELDE LEIDING

A.J. van der Heijden,
W.B. "Luctor et Emergo",
Zuiderstraat t.o. nr. 246,
Delft.

Delft, april 1973.

INHOUD

PAG.:

Hoofdstuk 1.	
Inleiding	1
Hoofdstuk 2.	
Bepaling van de meest economische diameter	2
1. Inleiding	2
2. Schattingen en benaderingsformules van de kosten	4
2.1. Eenmalige kosten	4
2.1.1. De buisaanschafkosten	4
2.1.2. De kosten van het transport over het werk en de kosten van het aanbrengen van de buis in de sleuf	4
2.1.3. De ontgravings- en aanaardingskosten	5
2.1.4. De afwerkingskosten van het terrein- oppervlak	6
2.1.5. De totale eenmalige kosten herleid tot jaarlijkse kosten	6
2.2. Periodieke kosten	6
3. De leiding Balkbrug-verzamelleiding	7
3.1. Het debiet	7
3.2. De constante van Chezy	7
3.3. De kosten	7
3.4. De meest economische diameter	8
3.5. De minimale snelheid	8
3.6. Controle berekening bij $Q_{\min}$	8
3.7. Controle van het stromingsbeeld	9
3.8. De benodigde opvoerhoogte bij $Q_{\max}$	9
4. Leiding Slagharen-verzamelleiding	10
4.1. Het debiet	10
4.2. De constante van Chezy	10
4.3. De kosten	10
4.4. De meest economische diameter	10
4.5. De minimale snelheid	10
4.6. Controleberekening bij $Q_{\min}$	11
4.7. Controle van het stromingsbeeld	11
4.7.1. Voor $Q = 250 \text{ m}^3/\text{h}$	11
4.7.2. Voor $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$	12
4.8. De benodigde opvoerhoogte bij $Q_{\max}$	12

INHOUD

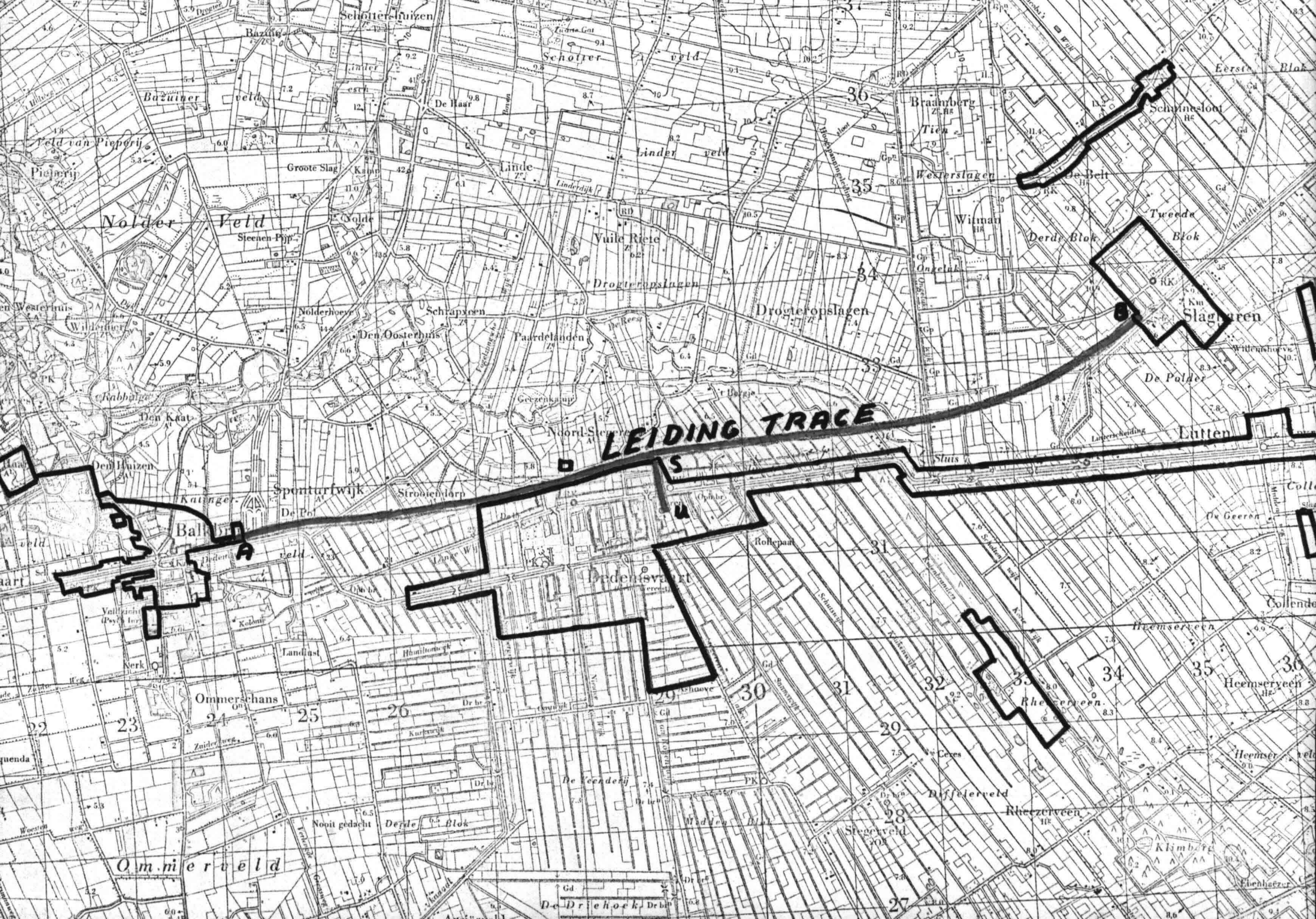
PAG.:

5. De verzamelleiding	12
5.1. Het debiet	12
5.2. De constante van Chezy	12
5.3. De kosten	13
5.4. De meest economische diameter	13
5.5. De minimale snelheid	13
5.6. Controle van het stromingsbeeld	14
5.6.1. Voor $Q = 430 \text{ m}^3/\text{h}$	14
5.6.2. Voor $Q = 250 \text{ m}^3/\text{h}$	14
5.6.3. Voor $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$	14
5.6.4. Voor $Q = 680 \text{ m}^3/\text{h}$	14
5.7. De benodigde opvoerhoogte bij Q_{max}	14
6. Résumé	15
7. Verbeterde uitgangspunten bij de berekening	17
Hoofdstuk 3.	
Waterslagberekeningen	20
1. Inleiding	20
2. Uitgangspunten bij de berekening	20
2.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen	20
2.2. De pompkarakteristieken	22
2.3. De wrijvingsweerstand	22
2.4. De waterslagvergelijkingen	23
2.5. De randvoorwaarden	24
2.6. Het beschouwde geval	24
3. Benaderingen en gegevens	24
3.1. De voortplantingssnelheid van de golven	24
3.2. De buislengten en looptijden	25
4. De grafische bepalingen	25
4.1. Het geval waarbij geen vliegwielen worden toegepast	26
4.1.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen	26
4.1.2. De waterslagvergelijkingen	27
4.1.3. De aangenomen wrijvingsobstakels	27
4.1.4. De uitwerking	27

INHOUD

PAG.:

4.2. Het geval waarbij $I_p = 21,62 \text{ Kg m}^2$ (Balkbrug)	28
4.2.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen	28
4.2.2. De waterslagvergelijkingen	28
4.2.3. De aangenomen wrijvingsobstakels	28
4.2.4. De uitwerking	28
4.3. Het geval waarbij $I_p = 43,24 \text{ Kg m}^2$ (Balkbrug)	29
4.3.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen	29
4.3.2. De waterslagvergelijkingen	29
4.3.3. De aangenomen wrijvingsobstakels	29
4.3.4. De uitwerking	29
4.4. Slotopmerkingen	30
4.4.1. De maximale ringspanningen in de buizen	30
4.4.2. De optredende opvoerhoogten	31
4.4.3. Het ontluchten der leidingen	31
4.4.4. De gekozen oplossing	32
 TABELLEN EN TEKENINGEN	 33 e.v.
 LITERATUURLIJST	 39



HOOFDSTUK 1.

INLEIDING

Ten behoeve van de toekomstige centrale rioolwaterzuiveringsinrichting in Dedemsvaart, gemeente Avereest, is het nodig een tweetal persleidingen aan te leggen, die wat betreft het laatste deel samengevoegd worden.

In deze verhandeling is bekeken welke invloed waterslag op de leidingen heeft. Daartoe zijn eerst de meest economische buisdiameters bepaald voor elk van de leiding gedeelten.

Daarna is bekeken welke pompen toegepast dienen te worden. Zijn de pompen en de leidingdiameters bekend, dan kan met behulp van de nu gegeven opvoerhoogten en debieten de waterslagverschijnselen doorgerekend worden. Daartoe zijn eerst de pompkarakteristieken en de richtingskarakteristieken van de waterslagvergelijkingen bepaald.

Omdat de leidingen horizontaal liggen dienen de opvoerhoogten alleen om wrijvingsweerstand e.d. te overwinnen. Het zal dan ook duidelijk zijn, dat bij de grafische bepaling van de waterslagverschijnselen deze weerstanden meegenomen dienen te worden. Daartoe zijn een aantal denkbeeldige weerstandsobstakels in de leidingen gedacht. Uitgaande van het bovenstaande en een aantal randvoorwaarden wordt nu het hele systeem volgens de grafische methode, die door John Parmakian in zijn boek Waterhammer Analysis beschreven is, doorgerekend.

HOOFDSTUK 2.

BEPALING VAN DE MEEST ECONOMISCHE DIAMETER

1. Inleiding

Teneinde deze berekening te kunnen opzetten, wordt uitgegaan van een aantal aannamen, die hieronder vermeld staan:

- 1.1. De leidingen worden enkelvoudig uitgevoerd. De enkelvoudige uitvoering is gekozen, omdat de kans op calamiteiten bij goede uitvoering praktisch uitgesloten geacht kan worden, terwijl ze tevens aanmerkelijk goedkoper is, dan de dubbele uitvoering (o.a. meer grond-verzet, meer buis-materiaal, meer transportkosten). Bovendien zijn de te verpompen debieten gering, zodat de toe te passen diameters bij enkelvoudige uitvoering al in de buurt van de minimaal bij afvalwater toe te passen waarden komen (deze minimale buis heeft een inwendige diameter van ongeveer 25 cm).
- 1.2. Als leidingmateriaal zijn stalen, naadloze geasfalteerde buizen gekozen. Het staal is gekozen, omdat het tamelijk onkwetsbaar is voor uitwendige beschadigingen. Een ander mogelijk materiaal, kunststof, heeft dit voordeel niet, terwijl beton door het zure afvalwater van de melkfabriek aangetast kan worden. De bescherming van het staal met asfalt geschiedt in verband met de agressiviteit van het afvalwater, terwijl het voordeel van een lagere wrijvingsweerstand een prettige bijkomstigheid is.
- 1.3. De levensduur van de leiding wordt op 40 jaar gesteld, terwijl voor de rentevoet 8% wordt aangehouden.
- 1.4. Voor het tracé wordt verwezen naar de bijgevoegde kaart. Het tracé is praktisch horizontaal, zodat voor de berekening wordt aangehouden dat geen bodemverval optreedt.
- 1.5. Gesteld is dat de bodem voldoende draagkrachtig is, zodat nergens onderheijng nodig is.
- 1.6. Voordat het water door de gemalen verpompt wordt, passeert het in ieder geval een fijn rooster, zodat de kans op verstopping in de persleidingen klein geacht kan worden, zeker bij de toegepaste minimale buisdiameter van 25 cm.
- 1.7. Aangenomen is, dat de transportkosten van de buizen naar het werk praktisch geen invloed hebben op het hier behandelde optimaliseringsprobleem. Deze kosten worden dan ook niet meegenomen.

- 1.8. De kosten van het pompstation zijn onafhankelijk gesteld van de buisdiameter. Dit komt erop neer, dat gesteld is dat de lagere kosten van de kleinere pompen, die toegepast kunnen worden bij een grotere buisdiameter, opwegen tegen de hogere kosten van de duurdere aansluitingen.
- In beide pompstations worden dezelfde pompen toegepast, omdat dit goedkoper in onderhoud en eenvoudiger in bediening is.
- 1.9. De buis wordt op vorstvrije diepte gelegd (75 cm onder het terreinoppervlakte).
- 1.10. De kosten van het aankopen van terreinen zijn onafhankelijk van de buisdiameter, omdat de aan te kopen strook veel groter zal zijn, dan voor de aanleg van de leiding nodig is.
- 1.11. Voor de berekening is het gemiddelde debiet maatgevend. Er wordt dus geen rekening gehouden met de pomplijnen en met de variatie in de aanvoer. Dit is acceptabel, omdat de aanvoeren naar de pompen slechts tamelijk ruw geschat zijn.
- Hiermee in verband staat ook, dat bij de berekening van de meest ideale diameter van de buisleidingen i.p.v. met $(Q^3)_{\text{gem}}$ en $(Q^2)_{\text{gem}}$ gewerkt wordt met $(Q_{\text{gem}})^3$ en $(Q_{\text{gem}})^2$.
- 1.12. Gesteld is dat de maximale droogweer afvoer 8% van de dagaanvoer bedraagt.
- De lek wordt onafhankelijk van de afvoer gesteld. De afvoer uit de recreatiegebieden geschiedt slechts gedurende een halfjaar, terwijl deze afvoer dezelfde verdeling in de tijd vertoont als de afvoer door de gezeten burgers (aannee)
- De maximale industrieafvoer is 1,5 x de gemiddelde industrieafvoer. Aangezien het in Nederland gemiddeld 510 uur per jaar regent en de volle overcapaciteit slechts enige malen per jaar (6 tot 10 maal) wordt gebruikt, kan redelijkerwijze worden aangenomen dat de regenafvoer een verwaarloosbare invloed heeft op de gemiddelde afvoer (gemiddeld over een heel jaar !)
- 1.13. Bochtverliezen en verliezen door de terugslagkleppen zijn i.v.m. de grote lengte van de leidingen verwaarloosbaar t.o.v. de wrijvingsverliezen. De eerstgenoemde verliezen worden dan ook bij de berekening buiten beschouwing gelaten.
- 1.14. Gesteld is dat de variabele kosten variëren met de inwendige diameter van de buis. De leidingen worden afzonderlijk ontworpen.

2. Schattingen en benaderingsformules van de kosten

De te beschouwen kosten zijn te verdelen in eenmalige kosten en periodieke kosten.

Onder de eenmalige kosten vallen de kosten van buisaanschaf en buis-transport over het werk, de ontgravingskosten en de afwerkingskosten van de grondoppervlakte.

Onder de periodieke kosten vallen alleen de energiekosten, die gemaakt moeten worden teneinde de weerstanden in de leiding te overwinnen.

In het onderstaande zijn een aantal benaderingen gegeven van deze kosten.

2.1. Eenmalige kosten

2.1.1. De buisaanschafkosten

Aangenomen is, dat voor de toe te passen buizen gekozen kan worden uit een aantal diameters, waarvan de gegevens, die ontleend zijn aan een profielenboekje van de firma Vlietjonge, onderstaand vermeld zijn.

D_u mm	w mm	D_i mm	G Kgf/m ¹	W/D_i
254	6,5	241	39,67	0,0270
267	6,5	254	41,80	0,0256
279	7,5	264	50,22	0,0284
292	7,0	278	49,20	0,0252
305	7,5	298	55,03	0,0259
318	7,5	303	57,40	0,0247
368	8,0	352	71,00	0,0227

In deze tabel zijn:

D_u = uitwendige diameter

D_i = inwendige diameter

w = wanddikte

G = gewicht per strekkend meter buis

Met behulp van deze tabel is een grafiek te tekenen, die het verband geeft tussen D_i en G. Een uitstekende benadering van dit verband geeft de formule:

$$G = 285,7 D_i - 27,85 \text{ Kgf/m}^1 \text{ (} D_i \text{ in m)}$$

Stellen we de prijs per kg afgewerkte buis op f. 1,10, dan zijn de kosten per strekkende meter buis:

$$K_b = 314,27 D_i - 30,64 \text{ gulden/m}^1 \text{ (} D_i \text{ in m)}$$

2.1.2. De kosten van het transport over het werk en de kosten van het aanbrengen van de buis in de sleuf.

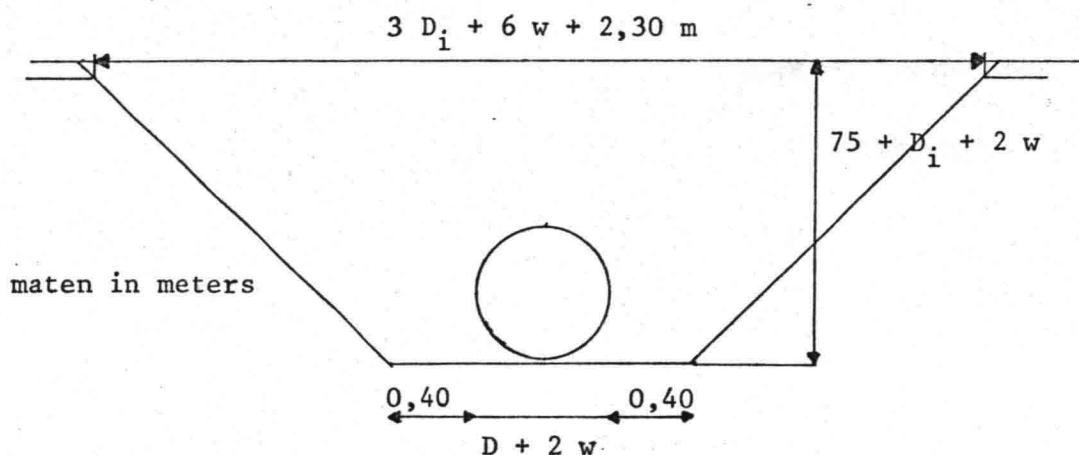
Deze kosten worden evenredig met het gewicht van de buis gesteld (een zwaardere buis is moeilijker te manipuleren). Een redelijke benaderingsformule bij het huidige prijspeil is:

$$\left. \begin{aligned} K_T &= 0,186 \times 10^{-3} G + 0,636 \quad \text{gulden/m}^1 \\ G &= 285,7 D_i - 27,85 \text{ Kgf/m}^1 \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$K_T = 0,05314 D_i + 0,6054 \quad \text{gulden/m}^1 \quad (D_i \text{ in m})$$

2.1.3. De ontgravings- en aanaardingskosten

Uiteraard zijn deze kosten evenredig met het grondverzet. Hieronder is getekend welk ontgravingsprofiel is aangehouden. Voor de helling van het talud is 45° aangehouden, omdat hier gewerkt wordt in vrij losse grond. Er is rekening gehouden met het vorstvrij leggen van de buizen, terwijl in verband met het aan elkaar koppelen van de buisdelen in de sleuf een ruimte ter weerszijde van de buis is geprojecteerd.



Uit de onder 2.1.1. gegeven tabel volgt, dat globaal geldt

$$w = 0,025 D_i.$$

Het grondverzet per strekkende meter buis wordt dan:

$$V = \frac{1}{2} (0,75 + 1,05 D_i) (3,10 + 4,20 D_i) \quad \text{m}^3/\text{m}^1 \quad (D_i \text{ in m})$$

Nemen we een prijs aan van f. 1,--/ m^3 , dan zijn de kosten per strekkende meter buis te schatten met de formule:

$$K_g = 2,205 D_i^2 + 3,2025 D_i + 1,1625 \quad \text{gulden/m}^1 \quad (D_i \text{ in m})$$

2.1.4. De afwerkingskosten van het terreinoppervlak.

Laten we eventuele beschadigingen, die buiten het terreinoppervlak, waarbinnen de ontgraving zal plaatsvinden buiten beschouwing, dan zijn deze kosten evenredig met het te behandelen oppervlak (zie de figuur onder 2.1.3.):

$$0 = 3,15 D_i + 2,30 \text{ m}^2/\text{m}^1 (D_i \text{ in m})$$

Gesteld wordt dat de afwerkingsprijs f. $0,10/\text{m}^2$ bedraagt. De kosten zijn dan:

$$K_a = 0,315 D_i + 0,23 \text{ gulden}/\text{m}^1 (D_i \text{ in m})$$

2.1.5. De totale eenmalige kosten herleid tot jaarlijkse kosten.

Bij een levensduur van 40 jaar en een rentevoet van 8% moet er jaarlijks aan rente en afschrijving worden opgebracht:

$$\begin{aligned} K_J &= 0,084 \Sigma k = 0,084 (2,205 D_i^2 + 317,840 D_i + 28,642) \\ &= 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4059 \text{ gulden}/\text{m}^1 (D_i \text{ in m}) \end{aligned}$$

2.2. Periodieke kosten (Kosten t.g.v. energieverliezen door wrijving)

Voor de bepaling van deze kosten wordt gebruik gemaakt van de volgende formules:

$$v = C \sqrt{RJ}$$

$$v = \frac{4Q}{\pi D_i^2} \cdot \frac{1}{\rho g Q \Delta H}$$

$$\Delta N = \frac{1000 \eta_m \cdot \eta_p}{\rho g Q \Delta H}$$

$$\Delta E = 8760 \Delta N$$

Hierin zijn:

v = snelheid (m/sec)

R = hydraulische straal = $D_i/4$ (m)

J = verhang energielijn

C = constante van Chezy = $\sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$

λ = wrijvingscoëfficiënt volgens Colebrook

Q = debiet (m^3/sec)

D_i = binnendiameter buis (m)

g = versnelling zwaartekracht (m/sec^2)

ΔH = energieverlies per strekkende meter buis (m/m^1)

η_m = rendement motor

η_p = rendement pomp

ΔN = het te installeren vermogen (Kw/m^1)

ΔE = jaarlijks energieverlies per strekkende meter buis (Kwh/m^1)

Uit de bovengenoemde formules en de aanname, dat de prijs per Kwh f. 0,065 bedraagt zijn de kosten per jaar af te leiden.

Als verder ingevuld wordt $\eta_m = 0,85$, $\eta_p = 0,70$ (relatief kleine pomp) en $g = 9,81 \text{ m/sec}^2$ vindt men de formule:

$$K_p = 60827 \frac{Q^3}{C^2 D_i^5} \text{ gulden/m}^1 \text{ bij kleine pompeenheden.}$$

3. De leiding Balkbrug-verzamelleiding

3.1. Het debiet

In het onderstaande zijn de droogweerafvoer (DWA) en de regenwaterafvoer (RWA) gegeven.

soort afvalwater	DWA ^{max} m ³ /h	RWA m ³ /h	DWA ^{gem} m ³ /h	DWA ^{min} m ³ /h
inwoners	37,0	37,0	19,3	6,9
lek	30,6	-	30,6	30,6
overcapaciteit	-	111,0	-	-
industrie	20,0	20,0	13,3	-
recreatie	9,0	9,0	2,3	-
totaal	96,6	177,0	65,5	37,5

Hieruit is afleidbaar: $Q_{gem} = 1,820 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec.}$

3.2. De constante van Chezy

$$\begin{aligned} \text{Stel } v &= 1 \text{ m/sec} \rightarrow F = \frac{\pi}{4} D_i^2 = \frac{Q}{v} = 1,82 \times 10^{-2} \rightarrow D_i = 0,1525 \text{ cm} \rightarrow \\ \text{Re} &= \frac{D_i v}{\nu} = \frac{0,1525 \times 1}{1,568 \times 10^{-6}} = 9,73 \times 10^4 \\ \frac{D_i}{k} &= \frac{0,1525}{0,0005} = 305 \end{aligned} \quad \left. \begin{aligned} \lambda &= 0,0286 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 2745 \\ C &= 52,4 \end{aligned} \right\}$$

3.3. De kosten

Voor $Q_{gem} = 1,820 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec}$ en $C = 52,4$ geldt:

$$K = K_j + K_p = 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4049 + \frac{1,334 \times 10^{-4}}{D_i^5}$$

3.4. De meest economische diameter

De kosten zijn minimaal als $\frac{dK}{dD_i} = 0$.

$$0,3624 D_i + 26,7011 - \frac{6,670 \times 10^{-4}}{D_i^6} = 0 \rightarrow D_{i,ec} = 0,1711 \text{ m}$$

Gegeven is dat de minimale D_i bij rioolwater 0,241 m is.

Gekozen wordt dus voor $D_{i,buis} = 0,241 \text{ m} \rightarrow D_i = 0,235 \text{ m}$ (asfalt-laag = 3 mm dik)

3.5. De minimale snelheid

$$\left[\begin{array}{l} v = 1 \text{ m/sec} \\ D_i = 0,237 \text{ m} \\ v = 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec} \\ k = 0,0005 \text{ m} \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} Re = 1,516 \times 10^5 \\ \frac{D_i}{k} = 482 \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} \lambda = 0,0248 \\ \downarrow \end{array} \right]$$

$$C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3165 \rightarrow C = 56,4$$

In verband met het materiaaltransport dient de schuifspanning $\tau = 0,30 \text{ kgf/m}^2$ niet overschreden te worden. Het zand, dat dan nog net in beweging blijft heeft een diameter van:

$$d = \frac{0,30}{f(\rho_d g - \rho_g)} = \frac{0,30}{0,06(2500 - 1000)} = \frac{1}{300} \text{ m}$$

(Dit volgt uit een evenwichtsbeschouwing van een deeltje, dat zich op de bodem heeft afgezet; f = wrijvingsfactor afhankelijk van de materiaaleigenschappen.)

Hierbij hoort een minimale snelheid:

$$v_{\min} = C \times \sqrt{\frac{\tau}{\rho g}} = 56,4 \sqrt{\frac{0,30}{1000}} = 0,977 \text{ m/sec.}$$

Dit wil zeggen, dat de pompen zodanig gedimensioneerd moeten zijn, dat er minimaal verpompt wordt:

$$Q_{\min} = 0,977 \times \frac{\pi}{4} \times 0,237^2 = 4,31 \text{ m}^3/\text{sec} = 155,1 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Bij een pompeenheid van $180 \text{ m}^3/\text{h}$ is de werkelijke $Q_{\min} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$ (2 eenheden, waarvan 1 reserve; pompdebiet iets groter genomen dan de maximale aanvoer)

3.6. Controle berekening bij $Q_{\min}$

$$\left[\begin{array}{l} v = 1,152 \\ Q = 5,00 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \end{array} \right] \left[\begin{array}{l} F = 0,0434 \text{ m}^2 \rightarrow D_i = 2,35 \times 10^{-1} \text{ m} \\ \rightarrow Re = 1,729 \times 10^5 \\ \frac{D_i}{k} = 470 \end{array} \right]$$

$$\rightarrow \lambda = 0,0245 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3200 \rightarrow C = 57,6$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{De kans op het optreden van } Q = 180 \text{ m}^3/\text{h is } \frac{65,5}{180} \end{array} \right] \rightarrow$$

$$\rightarrow K = 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4059 + \frac{8,64 \times 10^{-4}}{D_i^5}$$

$$\frac{dK}{dD_i} = 0 = 0,3624 D_i + 26,7011 - \frac{43,2 \times 10^{-4}}{D_i^6} \rightarrow$$

$$D_{i,ec} = 0,232 \text{ m.}$$

De gekozen $D_{i,buis} = 0,241 \text{ m}$ voldoet dus zeker.

3.7. Controle van het stromingsbeeld.

Voor $Q = 180 \text{ m}^3/\text{h}$ geldt

$$Q = 5,00 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$F = \frac{\pi}{4} \times 0,235^2 = 0,0434 \text{ m}^2$$

$$v = 1,568 \times 10^{-6}$$

$Re = 172900 > 2300 \rightarrow$
hoofdstroom is turbulent

$$\left[\begin{array}{l} D_i = 0,235 \\ k = 0,0005 \end{array} \right] \frac{D_i}{k} = 470 \rightarrow 0,6(470)^{5/4} = 1313 < 172900 \rightarrow$$

$$\rightarrow 800 \times 470 = 376000 > 172900$$

wandstroming is noch hydraulisch glad, noch hydraulisch ruw.

De formule van Colebrook is dus toepasbaar.

3.8. De benodigde opvoerhoogte bij Q_{max} .

$$Re = 172900$$

$$\frac{D_i}{k} = 470$$

$$\lambda_{wrijving} = 0,0248$$

$$L = 5220$$

$$D_i = 0,235$$

$$z_w = 549 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{terugslagklep: } z_t = 0,1 + 1,2 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{samenkomst verlies: } z_s = 0,17 \frac{v^2}{2g}$$

$$\text{Totale verval} = z = 0,1 + 550,37 \frac{v^2}{2g}$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{5,00 \times 10^{-2}}{0,0434} = 1,152 \text{ m/sec.}$$

$$z = 37,3 \text{ m}$$

4. Leiding Slagharen - verzamelleiding

4.1. Het debiet

In de onderstaande tabel zijn weer de DWA en de RWA gegeven.

soort afvalwater	DWA ₃ ^{max} m ³ /h	RWA m ³ /h	DWA ₃ ^{gem} m ³ /h	DWA ₃ ^{min} m ³ /h
inwoners	174,0	174,0	90,6	32,6
lek	106,0	-	106,0	106,0
overcapaciteit	-	214,0	-	-
industrie	30,0	30,0	20,0	-
recreatie	13,0	13,0	3,4	-
totaal	323,0	431,0	220,0	138,6

Hieruit is afleidbaar: $Q_{\text{gem}} = 6,11 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec}.$

4.2. De constante van Chezy

Stel $v = 1 \text{ m/sec} \rightarrow F = \frac{\pi}{4} D_i^2 = \frac{Q}{v} = 6,11 \times 10^{-2} \rightarrow D_i = 0,2793 \text{ m}$

$$Re = \frac{D_i v}{\nu} = \frac{0,2793 \times 1}{1,568 \times 10^{-6}} = 1,782 \times 10^5$$

$$\lambda = 0,0231 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3395 \rightarrow C = 58,3$$

$$\frac{D_i}{k} = \frac{0,2793}{0,0005} = 558$$

4.3. De kosten

Voor $Q_{\text{gem}} = 6,11 \times 10^{-2}$ en $C = 58,3$ geldt:

$$K = K_j + K_p = 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4059 + \frac{40,9 \times 10^{-4}}{D_i^5}$$

4.4. De meest economische diameter

De kosten zijn minimaal als $\frac{dK}{dD_i} = 0$

$$0,3624 D_i + 26,7011 - \frac{204,5 \times 10^{-4}}{D_i^6} = 0 \rightarrow D_{i,ec} = 0,302 \text{ m} \rightarrow$$

Pas toe $D_{i,buis} = 0,303 \text{ m} \rightarrow D_i = 0,297 \text{ m}$ (asfaltlaag = 3 mm dik)

4.5. De minimale snelheid

$v = 1 \text{ m/sec}$

$D_i = 0,297$

$\nu = 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$

$k = 0,0005$

$$Re = 1,894 \times 10^5$$

$$\frac{D_i}{k} = 594$$

$$\lambda = 0,0235 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3340$$

$$C = 57,8$$

Ook hier geldt in verband met zandtransport $d = \frac{1}{300}$ m en

$$v_{\min} = C \sqrt{\frac{\tau}{\rho g}} = 57,8 \sqrt{\frac{0,30}{1000}} = 1,001 \text{ m/sec.}$$

Dit wil zeggen, dat de pompen zodanig gedimensioneerd moeten zijn, dat er minimaal verpompt wordt:

$$Q_{\min} = 1,001 \times \frac{\pi}{4} \times 0,297^2 = 6,94 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} = 249,9 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Bij een pompeenheid van $250 \text{ m}^3/\text{h}$ is de werkelijke $Q_{\min} = 250 \text{ m}^3/\text{h}$ (3 eenheden, waarvan 1 reserve).

4.6. Controleberekening bij $Q_{\min}$

$$v = 1 \text{ m/sec}$$

$$Q = 6,94 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$F = 0,0694 \text{ m}^2 \rightarrow D_i = 0,298 \text{ m} \rightarrow Re = 1,899 \times 10^5$$

$$\frac{D_i}{k} = 596$$

$$\rightarrow \lambda = 0,0235 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3340 \rightarrow C = 57,8$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{De kans op het optreden van de afvoer } Q = 250 \text{ m}^3/\text{h is } \frac{220}{250} \end{array} \right] \rightarrow$$

$$K = 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4059 + \frac{53,1 \times 10^{-4}}{D_i^5}$$

$$\frac{dK}{dD_i} = 0,3624 D_i + 26,7011 - \frac{265,5 \times 10^{-4}}{D_i^6} = 0 \rightarrow$$

$$D_{i,ec} = 0,316 \text{ m}$$

De dichtsbijgelegen $D_{i,buis} = 0,303 \text{ m}$ voldoet dus redelijk!

4.7. Controle van het stromingsbeeld

$$4.7.1. \text{ Voor } Q = 250 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 6,94 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$F = 0,0694 \quad (D_i = 0,297 \text{ m})$$

$$v = 1,568 \times 10^{-6}$$

$$Re = 189500 > 2300 \rightarrow$$

hoofdstroom is turbulent

$$\left. \begin{array}{l} D_i = 0,297 \text{ m} \\ k = 0,0005 \text{ m} \end{array} \right] \frac{D_i}{k} = 594 \rightarrow 0,6 (594)^{5/4} = 1760 < 189500 \rightarrow$$

$$800 \times 594 = 475000 > 189500$$

wandstroming is noch hydraulisch glad, noch hydraulisch ruw.

De formule van Colebrook is dus toepasbaar.

4.7.2. Voor $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\left. \begin{aligned} Q &= 13,88 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \\ F &= 0,0694 \text{ m}^2 \quad (D_i = 0,297 \text{ m}) \\ v &= 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} Re &= 380000 > 2300 \rightarrow \\ \text{hoofdstroom is turbulent} \end{aligned}$$

Verder geldt hetzelfde als onder 4.7.1. bewoerd is.

4.8. De benodigde opvoerhoogte bij $Q_{\max}$

$$\left. \begin{aligned} Re &= 380000 \\ \frac{D_i}{k} &= 594 \quad \lambda_{\text{wrijving}} = 0,0229 \\ L &= 5570 \\ D_i &= 0,297 \end{aligned} \right\} z_w = 430 \frac{v^2}{2g}$$

terugslagklep $z_t = 0,1 + 1,2 \frac{v^2}{2g}$

samenkomst verlies: $z_s = 2,05 \frac{v^2}{2g}$

totale verval = $z = 0,1 + 433,25 \frac{v^2}{2g}$

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{Q}{F} = \frac{13,89 \times 10^{-2}}{0,0694} = 2,000 \text{ m/sec} \end{aligned} \right\} z = 88,2 \text{ m}$$

5. De verzamelleiding

5.1. Het debiet

Weer zijn de DWA en RWA in een tabel gegeven.

soort afvalwater	DWA _{max} m ³ /h	RWA m ³ /h	DWA _{gem} m ³ /h	DWA _{min} m ³ /h
inwoners	211,0	211,0	109,9	39,5
lek	136,6	-	136,6	136,6
overcapaciteit	-	325,0	-	-
industrie	50,0	50,0	33,3	-
recreatie	22,0	22,0	5,7	-
totaal	419,6	608,0	285,5	176,1

Hieruit is afleidbaar $Q_{\text{gem}} = 7,93 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec}$.

5.2. De constante van Chezy

$$\begin{aligned} \text{Stel } v &= 1 \text{ m/sec} \rightarrow F = \frac{7,93}{1} = 7,93 \times 10^{-2} \text{ m}^2 \rightarrow D_i = 0,3180 \text{ cm} \rightarrow \\ Re &= \frac{D_i v}{\nu} = \frac{0,3180 \times 1}{1,568 \times 10^{-6}} = 2,025 \times 10^5 \\ \left. \begin{aligned} \frac{D_i}{k} &= \frac{0,3180}{0,0005} = 636 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \lambda &= 0,0232 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3380 \rightarrow \\ C &= 58,1 \end{aligned} \end{aligned}$$

5.3. De kosten

De aanvoer uit Balkbrug is $180 \text{ m}^3/\text{h}$. De kans, dat alleen deze afvoer door het verzamelriool getransporteerd wordt is $\frac{65,5}{180} \times \frac{30}{250} = 0,044$. Voor de aanvoer uit Slagharen zijn deze cijfers $250 \text{ m}^3/\text{h}$ en $\frac{220}{250} \times \frac{114,5}{180} = 0,560$

Het maximale debiet dat door de verzamelleiding vervoerd wordt is dan $430 \text{ m}^3/\text{h}$ met een kans voor optreden van $\frac{65,5}{180} \times \frac{220}{250} = 0,320$

De kosten kunnen nu begroot worden op:

$$K = K_j + K_p = 0,1812 D_i^2 + 26,7011 D_i + 2,4059 + \frac{0,7 + 132,6 \times 10^{-4}}{D_i^5}$$

5.4. De meest economische diameter

$$\frac{dK}{dD_i} = 0 = 0,3624 D_i + 26,7011 - \frac{663,0 \times 10^{-4}}{D_i^6} \rightarrow D_{i,ec} = 0,369 \text{ m.}$$

Kies de meest nabijgelegen buisdiameter = $D_{i,buis} = 0,352 \text{ m} \rightarrow$
 $D_i = 0,346 \text{ m}$ (asfaltlaag
 3 mm dik)

5.5. De minimale snelheid

$$v = 1 \text{ m/sec}$$

$$D_i = 0,346 \text{ m}$$

$$v = 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$k = 0,0005 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Re} = 2,205 \times 10^5 \\ \frac{D_i}{k} = 693 \end{array} \right] \quad \lambda = 0,0227 \rightarrow C^2 = \frac{8g}{\lambda} = 3455$$

$$C = 58,9$$

Ook hier geldt $\tau_{\min} = 0,30 \text{ Kg/m}^2$, waaruit volgt dat zand met

$$d = \frac{1}{300} \text{ m}$$

nog net niet neerslaat en

$$v_{\min} = C \sqrt{\frac{\tau}{\rho g}} = 58,9 \sqrt{\frac{0,30}{1000}} = 1,02 \text{ m/sec.}$$

Dit wil zeggen dat het riool minimaal $Q = 9,59 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} = 325 \text{ m}^3/\text{h}$ dient te vervoeren, teneinde geen neerslag te krijgen.

Deze waarde wordt niet bereikt als alleen Balkbrug loost en ook niet als alleen Slagharen loost, maar wel als ze beiden lozen.

Een zandneerslag is dus niet te voorkomen als er geen bijzondere maatregelen worden genomen. Men zou er toe kunnen overgaan een zandvang op het samenvoegpunt toe te passen. Dit is echter duur in aanschaf en onderhoud, terwijl het juist de bedoeling is al het zand via de leidingen naar de rioolwaterzuiveringsinrichting te transporteren.

Een veel betere oplossing is de samenvoegleiding een kleinere diameter te geven. Kiezen we dezelfde doorsnede als voor de leiding vanuit Slagharen, dan weten we zeker, dat er ook geen bezinking optreedt als er alleen uit Slagharen wordt aangevoerd. In verband met de kleine kans op alleen afvoer uit Balkbrug is dit acceptabel. De beste oplossing kan gevonden worden door tevens via een elektrische regeling het gamaal in Balkbrug alleen te doen werken als het gamaal in Slagharen werkt. Deze regeling is duur in aanleg, maar goedkoop in exploitatie. Deze laatste oplossing is gekozen, zodat voor de buisdiameter gekozen is $D_{i,buis} = 0,303$ m. Een controleberekening bij Q_{min} kan dan ook achterwege blijven.

5.6. Controle van het stromingsbeeld

5.6.1. Voor $Q = 430 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\left. \begin{aligned} Q &= 11,94 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \\ F &= 0,0693 \text{ m}^2 \quad (D_i = 0,297 \text{ m}) \\ v &= 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec} \end{aligned} \right] \quad \begin{aligned} Re &= 326000 > 2300 \\ \text{hoofdstroom is turbulent} \end{aligned}$$

De wandstroming is noch hydraulisch glad, noch hydraulisch ruw (zie hiervoor 4.7.1.). De formules van Colebrook zijn toepasbaar.

5.6.2. Voor $Q = 250 \text{ m}^3/\text{h}$

De stroming is turbulent, terwijl de wandstroming noch hydraulisch glad, noch hydraulisch ruw is (zie 4.7.1.).

5.6.3. Voor $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\left. \begin{aligned} Q &= 13,88 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \\ F &= 0,0693 \text{ m}^2 \quad (D_i = 0,297 \text{ m}) \\ v &= 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec} \end{aligned} \right] \quad \begin{aligned} Re &= 380000 > 2300 \\ \text{hoofdstroom is turbulent} \end{aligned}$$

Voor de wandstroming geldt hetzelfde als onder 4.7.1. gesteld.

5.6.4. Voor $Q = 680 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\left. \begin{aligned} Q &= 18,89 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{sec} \\ F &= 0,0693 \text{ m}^2 \quad (D_i = 0,297 \text{ m}) \\ v &= 1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec} \end{aligned} \right] \quad \begin{aligned} Re &= 516000 > 2300 \\ \text{hoofdstroom is turbulent} \end{aligned}$$

Zie voor de wandstroming 4.7.1. (ruwe wandstroming!)

5.7. De benodigde opvoerhoogte bij Q_{max} ($= 680 \text{ m}^3/\text{h}$)

$$\left. \begin{aligned} Re &= 516000 \\ \frac{D_i}{k} &= 594 \end{aligned} \right] \quad \left. \begin{aligned} \lambda_{\text{wrijving}} &= 0,0224 \\ L &= 660 \text{ m} \\ D_i &= 0,297 \text{ m} \end{aligned} \right] \quad z_w = 4,91 \times \frac{v^2}{2g}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{samenkomstverliezen: } z_s & = & 1,27 \frac{v^2}{2g} \\
 \text{uittreeverlies: } z_u & = & 1,1 \frac{v^2}{2g} \\
 \text{Totale verval } z & = & 51,47 \frac{v^2}{2g} \\
 v = \frac{Q}{F} = \frac{18,89 \times 10^{-2}}{0,0940} & = & 2,725 \text{ m/sec}
 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{lcl} z_s \\ z_u \\ z \\ v \end{array}} \right] z = 19,5 \text{ m.}$$

6. Résumé

Alle leidingen zijn zodanig ontworpen, dat de kans op afzetting van vaste stof klein geacht kan worden.

De maximale snelheden in de buizen zijn steeds kleiner dan 3 m/sec, zodat erosiegevaar verwaarloosd kan worden.

Voor de leiding vanuit Balkbrug is het de vraag of de hier toegepaste persleiding niet veel duurder is dan een onder een redelijk verval gelegd riool. Zeker omdat het debiet vanuit Balkbrug slechts gering is en het terreinoppervlak praktisch horizontaal.

De toegepaste pompen moeten toeren geregeld zijn, omdat hun opvoerhoogten variabel dienen te zijn.

Voor de pompen in Balkbrug is een specifiek toerental van 20 gekozen, waarbij het werkelijke toerental dient te variëren tussen 1550 en 1850 toeren per minuut. Het nuttig effect van de pomp zal dan globaal 72% bedragen.

Voor de pompen in Slagharen is ook een specifiek toerental van 20 gekozen, waarbij het toerental moet variëren tussen 980 en 2600 toeren per minuut. Het nuttig effect is dan ongeveer 78%.

De toerentallen zitten nogal aan de hoge kant, zodat tamelijk veel onderhoud gepleegd zal moeten worden, mede in verband met de agressiviteit van het rioolwater.

Leiding gedeelte	Buis				Normale afvoer				Maximale afvoer			Pompen	
	D_u 10^{-3} m	D_i 10^{-3} m	w 10^{-3} m	F_{netto} 10^{-4} m ²	Leverings- tijd / uur 10^{-3} h/h	Q m ³ /h	v m/sec	H _{ben} m	Q m ³ /h	v m/sec	H _{ben} m	Debiet/ pomp m ³ /h	Aantal pompen
Balkbrug- verzamel- riool	254	241	6,5	434	364	180	1,151	45,0	180	1,151	56,8	180	2
Slagharen- verzamel- riool	318	303	7,5	692	881	250	1,003	30,3	500	2,006	107,7	250	3
Verzamel- riool	318	303	7,5	692	320	430	1,723	-	680	2,725	-	-	-

D_u = uitwendige diameter
 D_i = inwendige diameter
w = wanddikte
 F_{netto} = afgewerkte inwendige doorsnede
Q = debiet
v = snelheid
H_{ben} = benodigde opvoerhoogte

TABEL 1.

7. Verbeterde uitgangspunten bij de berekening

In het bovenstaande is er van uitgegaan, dat het goedkoper is de pompen zodanig te dimensioneren, dat ze zowel voor de minimale als voor de maximale afvoer te gebruiken zijn. Dit uitgangspunt heeft echter het nadeel dat er extra wrijvingsverliezen optreden, die de jaarlijkse energiekosten aanmerkelijk verhogen. Voor Balkbrug belooft dit globaal een bedrag van f. 12.000,-- per jaar, terwijl voor Slagharen op f. 1.000,-- per jaar gerekend kan worden. Als ook nog in aanmerking wordt genomen, dat het nuttig effect van de pompen laag moet worden gekozen teneinde een laag specifiek toerental te kunnen bereiken (nodig om bij het lage debiet en hoge opvoerhoogte een relatief laag toerental te verkrijgen, hetgeen vereist is bij rioolwater) zal het duidelijk zijn dat de volgende oplossing beter is.

Kies voor Balkbrug één pomp met een debiet van $155 \text{ m}^3/\text{h}$, die tijdens normaal bedrijf in werking is en één pomp met een debiet van $177 \text{ m}^3/\text{h}$, die bij maximale aanvoer werkt. De reserve pomp heeft dan een debiet van $177 \text{ m}^3/\text{h}$.

Kies voor Slagharen één pomp met een debiet van $250 \text{ m}^3/\text{h}$, die tijdens normaal bedrijf in werking is en één pomp met een debiet van $431 \text{ m}^3/\text{h}$, die bij maximale aanvoer werkt. De reserve pomp heeft dan een debiet van $431 \text{ m}^3/\text{h}$.

Uitgaande van deze gegevens zijn opnieuw de benodigde opvoerhoogten berekend. De uitkomsten zijn verzameld in tabel 2.

Uit deze tabel blijkt, dat bij een pompdebiet van $155 \text{ m}^3/\text{h}$ de benodigde opvoerhoogte dient te variëren van 35,6 tot 43,6 m water kolom. Bij een debiet van $177 \text{ m}^3/\text{h}$ zijn deze opvoerhoogten: 45,2 en 53,4 m, bij een debiet van $250 \text{ m}^3/\text{h}$ zijn deze opvoerhoogten: 26,2 en 31,6 m, terwijl een debiet van $431 \text{ m}^3/\text{h}$ een opvoerhoogte van 76,6 tot 84,8 m water kolom nodig heeft.

Deze variaties worden via een toerenregeling opgevangen.

Voor alle pompen wordt een specifiek toerental van 50 toeren per minuut gekozen. Teneinde de toerentallen te beperken worden meer waaiers per pomp toegepast.

Voor $Q = 155 \text{ m}^3/\text{h}$ worden 5 waaiers toegepast (toerental varieert van 1060 tot 1220 toeren per minuut). Voor $Q = 177 \text{ m}^3/\text{h}$ zijn het er 6 (1027 tot 1167 toeren per minuut). Voor $Q = 250 \text{ m}^3/\text{h}$ zijn 3 waaiers nodig (970 tot 1110 toeren per minuut), terwijl voor $Q = 431 \text{ m}^3/\text{h}$

5 waaiers nodig zijn (1119 tot 1209 toeren per minuut).

Het maximaal optredende toerental van 1220 toeren per minuut wordt acceptabel geacht voor normaal huishoudelijk afvalwater, dat relatief weinig zand zal bevatten, zodat de corrosie van de waaiers en de pompen binnen de perken zal blijven.

Leiding Balkbrug					Leiding Slagharen					Verzamelleiding			
$D_{i,buis}$ 10^{-2} m	F_{netto} 10^{-2} m ²	Q m ³ /h	v m/sec	H_{ben} m	$D_{i,buis}$ 10^{-2} m	F_{netto} 10^{-2} m ²	Q m ³ /h	v m/sec	H_{ben} m	$D_{i,buis}$ 10^{-3} m	F_{netto} 10^{-2} m ²	Q m ³ /h	v m/sec
23,5	4,34	0	0	0	29,7	6,92	250	1,002	26,2	29,7	6,92	250	1,002
23,5	4,34	0	0	0	29,7	6,92	431	1,731	76,6	29,7	6,92	431	1,731
23,5	4,34	155	0,995	35,6	29,7	6,92	250	1,002	30,7	29,7	6,92	405	1,625
23,5	4,34	155	0,995	43,6	29,7	6,92	431	1,731	83,7	29,7	6,92	586	2,355
23,5	4,34	177	1,133	45,2	29,7	6,92	250	1,002	31,6	29,7	6,92	427	1,715
23,5	4,34	177	1,133	53,4	29,7	6,92	431	1,731	84,8	29,7	6,92	608	2,440

TABEL 2.

HOOFDSTUK 3.

WATERSLAGBEREKENINGEN

1. Inleiding

In verband met de mogelijkheid van het plotseling afslaan van het aandrijfmechanisme van de pompen zijn voorzieningen nodig, die het effect van deze waterslag beperken.

Gekozen is voor een regeling met behulp van een vliegwiel. Deze regeling is immers in aanleg goedkoop, terwijl ze steeds zonder storingen zal werken, wat een goedkoop onderhoud omvat.

Een andere waterslagregeling kan geschieden met behulp van een bufferschacht. In dit geval is dat echter onmogelijk in verband met de grote opvoerhoogten van het water.

Ook een windketel komt hier niet in aanmerking voor de bestrijding van waterslageffekten, omdat ze bij rioolwater erg onnauwkeurig werken. Het rioolwater bevat immers vaste stof, die zich op plaatsen met weinig stroming, zoals de toegang tot de windketel, zal afzetten. Bovendien zal het rioolgas de eventuele ventielen aantasten, terwijl de inhoud van de ketel niet constant is door sedimentatie.

Ook de mogelijkheid van een geprogrammeerde afsluiten wordt hier niet toegepast. Dit in verband met de variabele debieten en de relatief grote kans op snelle corrosie door het agressieve rioolwater, hetgeen veel onderhoud vraagt. Uit het bovenstaande zal duidelijk zijn, dat de gekozen regeling met behulp van een vliegwiel verreweg te prefereren is.

2. Uitgangspunten bij de berekening

In dit geval is de grafische methode toegepast, die in het boek Waterhammer Analysis van John Parmakian beschreven staat. Voor de oplossing van het probleem dienen dan een aantal randvoorwaarden en een aantal vergelijkingen gegeven te zijn.

2.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen

Voor een vertragende pomp geldt: $M = - I_p \frac{d\omega}{dt}$

Een numerieke benadering van deze formule is:

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_1 + M_2}{2} &= - \frac{I_P}{P} \left(\frac{\omega_2 - \omega_1}{\Delta t} \right) = \frac{2\pi I_P}{60} \left(\frac{N_1 - N_2}{\Delta t} \right) \rightarrow \\ \text{Stel } \alpha &= \frac{N}{N_R} \quad \text{en} \quad \beta = \frac{M}{M_R} \\ (\alpha_1 - \alpha_2) &= \frac{15 M_R}{\pi I_P N_R} (\beta_1 + \beta_2) \Delta t \rightarrow \\ \text{Verder geldt: } M_R &= \frac{60 \rho g H_R Q_R}{2\pi N_R \eta_R} \end{aligned} \right\}$$

$$(\alpha_1 - \alpha_2) = K_1 (\beta_1 + \beta_2) \Delta t$$

$$K_1 = 447.000 \frac{H_R Q_R}{I_P N_R^2 \eta_R}$$

In bovenstaande formules is:

M = momentane aandrijfmoment (in Nm)

M_R = aandrijfmoment in maximale rendementpunt (in Nm)

I_P = polaire traagheidsmoment (in Kg m²),

ω = hoeksnelheid (in radialen per seconde)

M_1 = aandrijfmoment op tijd t_1

M_2 = aandrijfmoment op tijd t_2

ω_1 = hoeksnelheid op tijd t_1

ω_2 = hoeksnelheid op tijd t_2

$\Delta t = t_2 - t_1$ (in seconden)

N = pompsnelheid (in aantal omwentelingen per minuut)

N_1 = pompsnelheid op tijd t_1

N_2 = pompsnelheid op tijd t_2

N_R = pompsnelheid in maximale rendementspunt

ρ = soortelijke massa van het water (in Kg/m³)

g = versnelling van de zwaartekracht (in m/sec²)

Q_R = debiet in maximale rendementspunt (in m³/sec)

H_R = opvoerhoogte in maximale rendementspunt (in m waterkolom)

η_R = rendement pomp.

In de bovenstaande formules is de factor K_1 geheel afhankelijk van de pomp.

2.2. De pompkarakteristieken

Deze grafieken geven de α en β lijnen in afhankelijkheid van de H/H_R en de Q/Q_R . Ze zijn afleidbaar uit de standaard pompkarakteristieken, die door Nuhoff en Van Rij zijn samengesteld.

De bepaling van de grafieken gaat als volgt. Allereerst wordt voor $\alpha = N/N_R = 1$ het verband tussen H/H_R en Q/Q_R vastgesteld. Vervolgens worden op deze lijn de punten voor verschillende waarden van $\beta = M/M_R$ bepaald. Door deze punten worden parabolen getekend, die tevens door het punt $H/H_R = 0, Q/Q_R = 0$ dienen te gaan. De andere waarden van α worden gevonden door alle parabolen te verdelen in stukken, waarvan de onderlinge afstanden in horizontale projectie gelijk zijn.

Als bijvoorbeeld op de $\alpha = 1$ lijn een punt ligt met $\beta = 0,8$, terwijl de horizontale ordinaat van dat punt gelijk is aan Q_1/Q_R , dan vinden we de andere α 's op de parabool met een Q/Q_R 's van $\frac{\alpha}{1} \times Q/Q_R$.

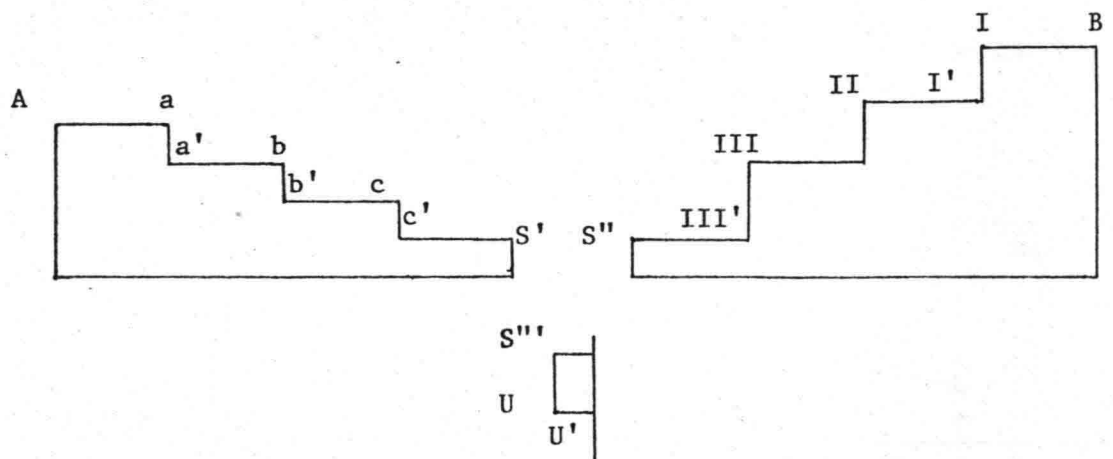
De andere waarden van β liggende ook op genoemde parabolen en worden gevonden door de verticale ordinaat van de punten op de $\alpha = 1$ lijn in gelijke stukken te verdelen; deze ordinaat is bijvoorbeeld voor het bovengenoemde geval: $\frac{\beta}{0,8} \times H_1/H_R$, waarbij H_1/H_R de verticale ordinaat is van het punt, waarvan $\alpha = 1$ en $\beta = 0,8$ is.

Dat men gebruik kan maken van de parabolen vindt zijn oorzaak in het feit dat voor een bepaalde pomp H en M variëren met N^2 , terwijl N varieert met Q en H met Q^2 , zodat $\alpha = N/N_R$ varieert met Q/Q_R en $\beta = M/M_R$ met H/H_R .

Door de gevonden punten zijn nu lijnen te trekken zoals in de bijlage is aangegeven.

2.3. De wrijvingsweerstand

De wrijvingsweerstand wordt benaderd door deze in bepaalde punten geconcentreerd te denken. In onderstaande figuur is dit aangegeven.



In deze figuur stelt A Balkbrug voor, B Slagharen, S het samen-
voegpunt en U de uitlaat.

Stellen we het verlies aan drukhoogten over een leiding deel ΔH
en het debiet, dat de leiding levert Q dan geldt dat $\Delta H = C \cdot Q^2$.
Als voor de tijd $t = 0$ geldt $\Delta H = \Delta H_o$ en $Q = Q_o$ dan is de waarde
van $C = \frac{\Delta H_o}{Q_o^2}$

Voor elke denkbeeldige weerstand geldt dan:

$$\Delta H = \frac{\Delta H_o}{b} \cdot Q^2, \text{ waarin } b \text{ het aantal obstakels is.}$$

De formule geeft het drukhoogteverlies in m waterkolom als een
parabolische functie van het debiet in m^3/sec .

2.4. De waterslagvergelijkingen

Voor de drukgolven, die van de pompen aflopen geldt de vergelijking:

$$H_{p,t_1} - H_{x,t_2} = -\frac{a}{gA} (Q_{p,t_1} - Q_{x,t_2})$$

Voor de drukgolven, die naar de pompen toelopen geldt de vergelijking:

$$H_{x,t_3} - H_{p,t_4} = \frac{a}{gA} (Q_{x,t_3} - Q_{p,t_4})$$

In deze vergelijkingen zijn:

H_{p,t_1}	= drukhoogte t.p.v. de pomp ten tijde t_1	(m)
H_{p,t_4}	= " " " " " " " t_4	(m)
H_{x,t_2}	= " op de willekeurige plaats x ten tijde t_2	(m)
H_{x,t_3}	= " " " " " " x " " t_3	(m)
Q_{p,t_1}	= debiet t.p.v. de pomp ten tijde t_1	(m^3/sec)
Q_{p,t_4}	= " " " " " " " t_4	(m^3/sec)
Q_{x,t_2}	= " op de willekeurige plaats x ten tijde t_2	(m^3/sec)
Q_{x,t_3}	= " " " " " " x " " t_3	(m^3/sec)
a	= voortplantingssnelheid van de golven	(m/sec)
g	= versnelling van de zwaartekracht	(m/sec^2)
A	= te doorstromen dwars oppervlak van de buis	(m^2)

2.5. De randvoorwaarden

Ter plaatse van het punt, waar de drie buizen bijelkaar komen dient te gelden:

$$H_{s'} = H_{s''} = H_{s'''} \text{ en}$$

$$Q_{s'} + Q_{s''} + Q_{s'''} = 0$$

Aan deze voorwaarden dient steeds voldaan te worden, ook op het moment dat er nog geen drukgolf in S is aangekomen.

Tevens dient bij het punt U' voldaan te worden aan $H_{u'} = 0$.

Bij de pompen zijn terugslagkleppen geplaatst zodat aldaar de debieten nooit negatief kunnen worden.

Voor de pompen geldt dat ze zich na afslag blijven gedragen als aangedreven pompen. Vandaar dat alleen de karakteristieken voor aangedreven pompen zijn bepaald.

2.6. Het beschouwde geval

De vliegwielen worden bevestigd op de aandrijfmechanismen, die elk twee pompen kunnen aandrijven. Met behulp van drukdozen en een koppelingsmechanisme is het mogelijk hetzij de ene, hetzij de andere pomp aan te drijven. Voor de beide pompen geldt dan eenzelfde I_p . (Uiteraard is I_p niet dezelfde voor de beide pompstations Slagharen en Balkbrug.)

Het is in dit geval dan ook duidelijk dat het maatgevende geval die situatie is waarbij de pompen in Slagharen en Balkbrug hun maximale debiet leveren, terwijl ze op hetzelfde moment afslaan.

3. Benaderingen en gegevens

3.1. De voortplantingssnelheid van de golven

Voor een stalen buis, wiens longitudinale beweging over zijn hele lengte voorkomen wordt geldt:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{D \cdot C_1}{E \omega} \right)}}$$

Hierin is:

a	= voortplantingssnelheid	(m/sec)
ρ	= soortelijke massa van het water	(= 1000 Kg/m ³)
K	= kompressiemodulus van het water	(= 2,065 x 10 ⁹ N/m ²)
D	= inwendige diameter van de buis	
E	= elasticiteitsmodulus van het staal	(= 2,065 x 10 ¹¹ N/m ²)
C_1	= constante afhankelijk van de soort verankering	(= 0,889)

Voor het leidingdeel AS' geldt dan $a = 1245 \text{ m/sec.}$

Voor de leidinggedeelten BS'' en S'''U geldt $a = 1230 \text{ m/sec.}$

Deze waarden variëren te weinig om er rekening mee te houden.

Daarom is gekozen voor één voortplantingssnelheid van 1235 m/sec.

3.2. De buislengten en looptijden

De buislengten zijn met behulp van een topografische kaart bepaald.

Gevonden werd:

$$L_{AS'} = 5220 \text{ m}$$

$$L_{BS''} = 5570 \text{ m}$$

$$L_{S'''U} = 660 \text{ m}$$

De nauwkeurigheid van deze lengten is dan ook niet zeer groot, zodat het zeker gerechtvaardigd is, bij de grafische bepaling van de waterslagverschijnselen de volgende lengten aan te houden:

$$L_{AS'} = 5400 \text{ m}$$

$$L_{BS''} = 5400 \text{ m}$$

$$L_{S'''U} = 675 \text{ m}$$

Het gevolg van deze aannamen is dat gewerkt kan worden met een tijdsinterval van:

$$\Delta t = \frac{2 \times 675}{1235} = 1,092 \text{ sec.}$$

Hierdoor kan het aantal punten, waarvan de drukhoogten en debieten bepaald moet worden, beperkt worden tot 19 stuks: A, a, a', b, b', c, c' en S' voor het leidingdeel AS', B, I, I', II, II', III, III' en S'' voor het leidingdeel BS'' en S''', U en U' voor het leidingdeel S'''U.

De gedane aanname is zeker aan de veilige kant omdat bij gelijktijdige afslag van de pompen de beide drukgolven het punt S gelijk bereiken, zodat de drukken hoger zullen zijn dan bij het na elkaar aankomen in S van de golven.

4. De grafische bepalingen

In eerste instantie wordt bekeken of het geval, waarbij geen vliegwielen toegepast worden, voldoet. Is dit niet het geval dan wordt de I_p voor beide pompen vergroot. Dit geschiedt net zolang tot de negatieve drukken, die kunnen optreden niet lager zijn dan -10 m waterkolom, in verband met mogelijke cavitatieverschijnselen.

4.1. Het geval waarbij geen vliegwielen worden toegepast

4.1.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen

Teneinde de I_p 's te kunnen bepalen wordt gebruik gemaakt van de volgende schattingsformule:

$$\omega \cdot I_p = M_R$$

Voor de pomp in Balkbrug geldt:

$$\left. \begin{aligned} \rho &= 1000 && \text{Kg/m}^3 \\ g &= 9,81 && \text{m/sec}^2 \\ H_R &= 53,4 && \text{m} \\ Q_R &= 0,0492 && \text{m}^3/\text{sec} \\ N_R &= 1167 && \text{t/min} \\ \eta_R &= 79,8 && \% \end{aligned} \right\}$$

Hieruit volgt dat:

$$\left. \begin{aligned} M_R &= 264,1 && \text{Nm} \\ \omega &= 122,1 && \text{rad/sec} \end{aligned} \right\} I_p = 2,162 \text{ Kg m}^2$$

De traagheidsvergelijking van de pomp in Balkbrug luidt dan:

$$(\alpha_1 - \alpha_2) = 0,500 \quad \Delta t(\beta_1 + \beta_2) = 0,546 (\beta_1 + \beta_2)$$

Voor de pomp in Slagharen geldt:

$$\left. \begin{aligned} \beta &= 1000 && \text{Kg/m}^3 \\ g &= 9,81 && \text{m/sec}^2 \\ H_R &= 84,8 && \text{m} \\ Q_R &= 0,1198 && \text{m}^3/\text{sec} \\ N_R &= 1209 && \text{t/min} \\ \eta_R &= 83,8 && \% \end{aligned} \right\}$$

Hieruit volgt:

$$\left. \begin{aligned} M_R &= 941,3 && \text{Nm} \\ \omega &= 126,5 && \text{rad/sec} \end{aligned} \right\} I_p = 7,425 \text{ Kg m}^2$$

De traagheidsvergelijking van de pomp in Slagharen luidt dan:

$$(\alpha_1 - \alpha_2) = 0,500 \quad \Delta t(\beta_1 + \beta_2) = 0,546 (\beta_1 + \beta_2)$$

4.1.2. De waterslagvergelijkingen

Op de tekening zijn de volgende schaaufactoren aangehouden:

1 horizontale meter = 1 m³/sec in werkelijkheid

1 vertikale meter = 1000 m waterkolom in werkelijkheid

Uit het bovenstaande volgt, dat de richtingskarakteristieken van de waterslagvergelijkingen zijn:

$$\text{Voor het leidingdeel AS': } \pm \frac{a}{1000 \text{ gA}} = \pm \frac{1235}{1000 \times 9,81 \times 0,0434} = \pm 2,904$$

Voor de leidinggedeelten BS'' en S'''U:

$$\pm \frac{a}{1000 \text{ gA}} = \pm \frac{1235}{1000 \times 9,81 \times 0,0694} = \pm 1,815$$

4.1.3. De aangenomen wrijvingsobstakels

Bij de gekozen schaaufactoren gelden de volgende wrijvingsverliezen per obstakel (op de tekening gemeten in m).

$$\begin{aligned} \text{Voor het leidinggedeelte AS': } \Delta \bar{H} &= \frac{\Delta H_o \times \bar{Q}^2}{Q_o^2 \times 1000} = \frac{37 \times \bar{Q}^2}{3000 \times (0,0492)^2} \\ &= 5,09 \bar{Q}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Voor het leidinggedeelte BS'': } \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times \bar{Q}^2}{3 \cdot Q_o^2 \times 1000} = 1,59 \bar{Q}^2$$

$$\text{Voor het leidinggedeelte S'''U: } \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times \bar{Q}^2}{Q_o^2 \times 1000} = 0,575 \bar{Q}^2$$

4.1.4. De uitwerking

Hiervoor wordt verwezen naar de bijlagen. De bij de grafiek behorende tabel geeft de controle op de geschatte ligging van de punten in de grafiek, die bij de pompen behoren op verschillende tijden. Deze controle geschiedt met behulp van de pompkarakteristieken. Door een speciale constructie is voldaan aan de eis van eenzelfde drukhoogte en een totaal debiet gelijk aan nul in het S punt.

De bewerking kan gestopt worden op het moment, dat de drukhoogte ergens in de leidingen kleiner wordt dan - 10 m waterkolom. Dit is reeds het geval na 3 tijdseenheden in het punt I, respectievelijk a₃'. Het is dus duidelijk, dat dit geval niet voldoet.

De hele bewerking wordt nu herhaald met een 10 x grotere I_p .

- 4.2. Het geval waarbij $I_p = 21,62 \text{ Kg m}^2$ (voor Balkbrug) of $74,25 \text{ Kg m}^2$ (voor Slagharen).

4.2.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen

De I_p 's zijn nu 10 x zo groot gekozen dan in het eerste geval, dat onder 4.1. beschreven is.

De traagheidsvergelijking wordt dan voor beide pompen:

$$(\alpha_1 - \alpha_2) = 0,0546 (\beta_1 + \beta_2)$$

4.2.2. De waterslagvergelijkingen

Op de tekening zijn de volgende schaaufactoren aangehouden:

1 horizontale meter = $0,5 \text{ m}^3/\text{sec}$ in werkelijkheid

1 vertikale meter = 500 m waterkolom in werkelijkheid

Dit levert dezelfde richtingskarakteristieken op als onder 4.1.2. vermeld.

$$\text{Voor AS' is dit } \pm \frac{a}{1000 \text{ gA}} = \pm 2,904$$

$$\text{Voor BS'' en S'''U is dit } \pm \frac{a}{1000 \text{ gA}} = \pm 1,815$$

4.2.3. De aangenomen wrijvingsobstakels

Bij de aangenomen schaaufactoren gelden de volgende wrijvingsverliezen per obstakel (op de tekening gemeten in m).

$$\text{Voor AS': } \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{3 \times 500 \times Q_o^2} \times \bar{Q}^2 = 2,545 \bar{Q}^2$$

$$\text{Voor BS'': } \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{3 \times 500 \times Q_o^2} \times \bar{Q}^2 = 0,795 \bar{Q}^2$$

$$\text{Voor S'''U: } \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{500 \times Q_o^2} \times \bar{Q}^2 = 0,287 \bar{Q}^2$$

4.2.4. De uitwerking

Ook hiervoor wordt verwezen naar de bijlagen. Verder geldt hetzelfde als onder 4.1.4. vermeld werd.

De bewerking wordt gestopt als de drukhoogte ergens in de leidingen kleiner wordt dan - 10 m waterkolom. Dit is het geval na 6 tijds-eenheden in het punt C' en het punt III'.

De hele bewerking wordt nu weer herhaald met een 20 x grotere I_p ,

dan in het geval zonder vliegwielen.

- 4.3. Het geval, waarbij $I_p = 43,24 \text{ Kg m}^2$ (voor Balkbrug) of $48,50 \text{ Kg m}^2$ (voor Slagharen).

4.3.1. De traagheidsvergelijkingen van de pompen

Voor beide pompen geldt dezelfde traagheidsvergelijking:

$$(\alpha_2 - \alpha_1) = 0,0273 (\beta_1 + \beta_2)$$

4.3.2. De waterslagvergelijkingen

Nu zijn op de tekening de volgende schaalfactoren aangehouden.

Voor het leidinggedeelte AS':

1 horizontale meter = $0,25 \text{ m}^3/\text{sec}$ in werkelijkheid

1 verticale meter = 250 m waterkolom in werkelijkheid

Voor het leidinggedeelte BS'':

1 horizontale meter = $0,5 \text{ m}^3/\text{sec}$ in werkelijkheid

1 verticale meter = 500 m waterkolom in werkelijkheid

De richtingskarakteristieken zijn ook nu weer geheel hetzelfde zoals onder 4.1.2. en 4.2.2. gegeven werd.

4.3.3. De aangenomen wrijvingsobstakels

Bij de gekozen schaalfactoren gelden de volgende wrijvingsverliezen per obstakel (op de tekening gemeten in m).

$$\text{Voor AS':} \quad \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{3 \times Q_o^2 \times 500} \times \bar{Q}^2 = 1,272 \bar{Q}^2$$

$$\text{Voor BS'':} \quad \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{3 \times Q_o^2 \times 500} \times \bar{Q}^2 = 0,795 \bar{Q}^2$$

$$\text{Voor S'''U:} \quad \Delta \bar{H} = \frac{\Delta H_o \times 0,5^2}{Q_o^2 \times 500} \times \bar{Q}^2 = 0,287 \bar{Q}^2$$

4.3.4. De uitwerking

Deze is geheel analoog aan de vorige bewerkingen. Een uitzondering is de andere schaal, die voor het leidinggedeelte AS' gekozen is waardoor er bij het overbrengen van waarden van het ene gedeelte van de tekening naar het andere gedeelte deze waarden door 2 gedeeld respektievelijk met 2 vermenigvuldigd moeten worden.

De bewerking is na 16 tijdseenheden gestopt. Een voortzetting van de bewerking is immers niet nodig omdat door de grote wrijvingsweerstand een snelle demping van de drukgolven optreedt. Men behoeft dan ook niet bang te zijn, dat er sterke opslingeren van de druk zullen optreden, als de te tekenen punten in de buurt van de vertikale assen komen te liggen. Deze drukken zullen dan zeker in absolute waarden kleiner zijn dan de drukken, die vlak na het afslaan van de voortbewegingsmechanismen optreden. Het blijkt dus, dat dit geval uitstekend voldoet!

De optredende drukken in de verschillende punten zijn verzameld in een grafiek, die als bijlage is bijgevoegd.

4.4. Slotopmerkingen

4.4.1. De maximale ringspanningen in de buizen

Voor een buis onder druk geldt:

$$\sigma = \frac{p \cdot D}{2 \cdot \omega}, \text{ waarin}$$

σ = ringspanning in Kgf/m^2

p = inwendige druk in Kgf/m^2

D = gemiddelde diameter buis in m

ω = buiswanddikte in m

De maximale druk, die in buis BS" optreedt is dan:

$$\sigma = \frac{84800 \times 0,3105}{2 \times 7,5 \times 10^{-3}} = 1.753.000 \text{ Kgf/m}^2 = 175,3 \text{ Kgf/cm}^2$$

Deze spanning is veel kleiner dan de statische toelaatbare staalspanning (1600 Kgf/cm^2), zodat deze spanning zeker niet maatgevend is voor de buis.

Analoog geldt voor de buis AS':

$$\sigma = \frac{53400 \times 0,2475}{2 \times 6,5 \times 10^{-3}} = 1.014.000 \text{ Kgf/m}^2 = 101,4 \text{ Kgf/cm}^2 \ll 1600 \text{ Kgf/cm}^2$$

En voor buis S'''U:

$$\sigma = \frac{16400 \times 0,3105}{2 \times 7,5 \times 10^{-3}} = 340.000 \text{ Kgf/m}^2 = 34 \text{ Kgf/cm}^2 \ll 1600 \text{ Kgf/cm}^2$$

De sterkte van de buis is dus in geen van de gevallen maatgevend.

4.4.2. De optredende opvoerhoogten

In het onderhavige geval zijn de benodigde opvoerhoogten zeer groot. Dergelijke grote opvoerhoogten zijn in de afvalwaterenpraktijk in Nederland nog nooit toegepast. Het is mogelijk, dat deze waarden in werkelijkheid nooit bereikt worden. Het is immers zeker niet denkbeeldig, dat de gekozen K-waarden voor de wandruwheid in de praktijk veel lager zullen zijn, zodat ook de wrijvingsfactor λ de berekende waarde niet zal bereiken.

Het is bovendien de vraag of bij pompen met een dergelijk klein debiet, als hier het geval is, geen verstoppingen zullen optreden, zodat de berekende opvoerhoogten toch niet volledig gebruikt zullen worden voor het overwinnen van de wrijvingsweerstand. Of de hier uitgevoerde berekening voldoet is dus volledig afhankelijk van de vraag of de hier ontwikkelde theoretische opzet voldoende overeenkomt met de praktische werkelijkheid. Aangezien het ondergetekende ontbreekt aan praktische ervaring is het zeer goed mogelijk, dat er een tamelijk groot hiaat bestaat tussen de hier behandelde theorie en de praktijk.

4.4.3. Het ontluchten van de leidingen

Bij rioolwater ontstaat een hoeveelheid rioolgas. Het is dan ook mogelijk dat dit gas zich ergens in de leidingen gaat verzamelen. Hierdoor wordt het profiel ter plaatse vernauwd. Voor de plotse linge afslag van de voortbewegingsmechanismen zal dit geen nadelige gevolgen hebben: de luchtbel zal als een soort windketel gaan fungeren.

Bij het starten van de pompen kan dit echter wel nadelig zijn. Ter plaatse van de luchtbel zal immers een versnelling en vertraging van de waterbeweging optreden. Hierdoor kunnen grote drukken ontstaan. Om dit te voorkomen zou men enige luchtventielen kunnen toepassen, waardoor de gevormde gassen kunnen ontsnappen.

In de praktijk zijn echter zowel goede als slechte ervaringen met luchtventielen bekend, zodat het de vraag is of deze ventielen inderdaad de oplossing zullen zijn. Mogelijk is natuurlijk, dat de slechte ervaringen een gevolg zijn van een verkeerde plaatskeuze van de ventielen.

Gebleken is dat de ventielen zo geplaatst dienen te worden, dat de gasbellen zich bovenstrooms van het ventiel verzamelen.

Dit is begrijpelijk omdat de gasbellen zich door de vloeistofstroming enigszins zullen verplaatsen in de stromingsrichting.

4.4.4. De gekozen oplossing

De hier behandelde oplossing van twee samenkomende leidingen is theoretisch interessant. In de praktijk zal echter de bedrijfszekerheid van groot belang zijn. Vandaar dat de hier gekozen oplossing waarschijnlijk niet zal worden uitgevoerd. In verband met de bovengenoemde bedrijfszekerheid zal mogelijk gekozen worden voor twee niet samenkomende leidingen. Mogelijk is ook, in verband met het kleine optredende debiet, dat de persleiding vanuit Balkbrug vervangen wordt door een leiding onder normaal verval, voorzien van enige opvoergemalen.

CONTROLE TABEL VOOR BALKBRUG (A).

$$I_p = 2,162 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,546 \quad (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 53,4 \text{ m} \quad Q_R = 0,0492 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 5,34 \text{ cm} \quad \bar{Q}_R = 4,92 \text{ cm}$$

t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	5,34	4,92	1	1	1	1	-	-	-	-	1
1,092	1	0,15	3,15	0,028	0,640	0,139	0,379	1,139	0,621	0,624	0,376	0,377
2,184	2	- 0,35	2,96	- 0,066	0,602	0,050	0,278	0,189	0,101	0,101	0,278	0,278
3,276	3	- 0,69	3,08	- 0,129	0,625	0,022	0,231	0,072	0,047	0,040	0,238	0,235
4,368	4	- 0,70	3,06	- 0,131	0,622	0,020	0,213	0,042	0,018	0,023	0,208	0,211
5,460	5	- 0,95	3,20	- 0,178	0,650	0,000	0,192	0,020	0,019	0,011	0,202	0,197

CONTROLE TABEL VOOR SLAGHAREN (B).

$$I_p = 7,425 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,546 \quad (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 84,8 \text{ m} \quad Q_R = 0,1198 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 8,48 \text{ cm} \quad \bar{Q}_R = 11,98 \text{ cm}$$

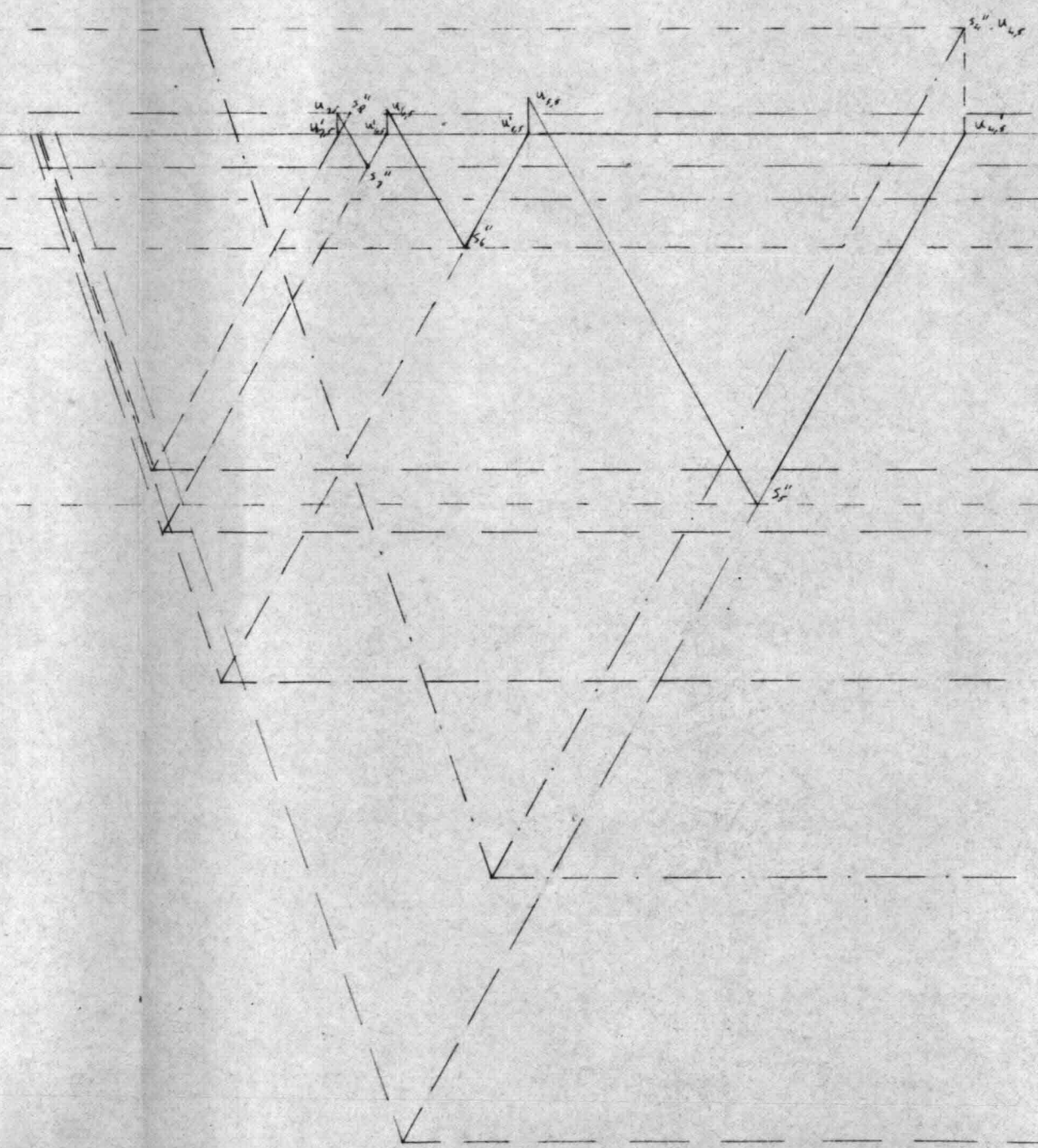
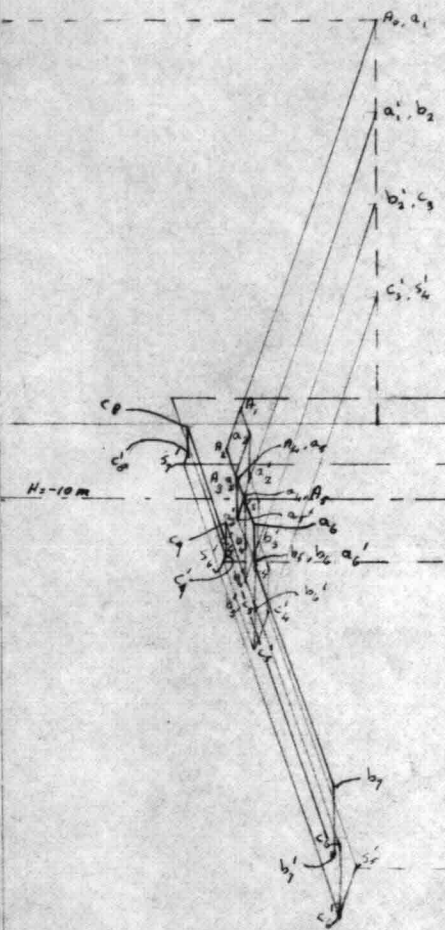
t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	8,48	11,98	1	1	1	1					
1,092	1	0,20	7,43	0,024	0,620	0,123	0,378	1,123	0,622	0,616	0,384	0,372
2,184	2	- 0,40	7,05	- 0,047	0,588	0,057	0,286	0,178	0,092	0,098	0,280	0,283
3,276	3	- 1,00	7,41	- 0,118	0,619	0,025	0,231	0,082	0,055	0,045	0,241	0,236
4,368	4	- 1,20	7,40	- 0,141	0,617	0,017	0,217	0,042	0,029	0,023	0,213	0,210

$I_R = 2,16 \text{ kg/m}^3$ $H_R = 0,14 \text{ m}$ $Q_R = 0,062 \text{ m}^3/\text{sec}$

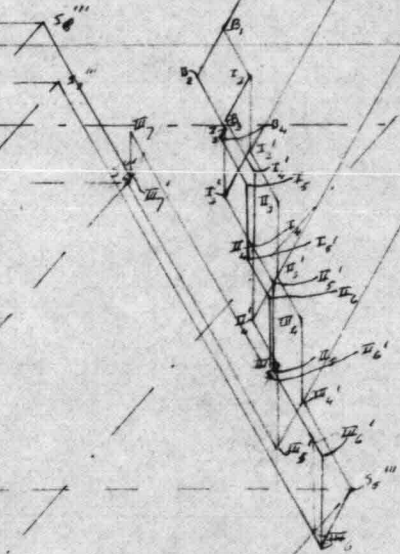
$I_R = 2,16 \text{ kg/m}^3$ $H_R = 0,14 \text{ m}$ $Q_R = 0,062 \text{ m}^3/\text{sec}$

horizontale schaal: 1 m = 1 m²/sec debiet

vertikale schaal: 1 m = 1000 m waterkolom druk



$H = 10 \text{ m}$



$I_R = 2,16 \text{ kg/m}^3$ $H_R = 0,14 \text{ m}$ $Q_R = 0,062 \text{ m}^3/\text{sec}$

CONTROLE TABEL VOOR BALKBRUG (A).

$$I_p = 21,62 \text{ Kg m}^2 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,0546 (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 53,4 \text{ m} \quad Q_R = 0,0492 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 10,48 \text{ cm} \quad \bar{Q}_R = 9,84 \text{ cm}$$

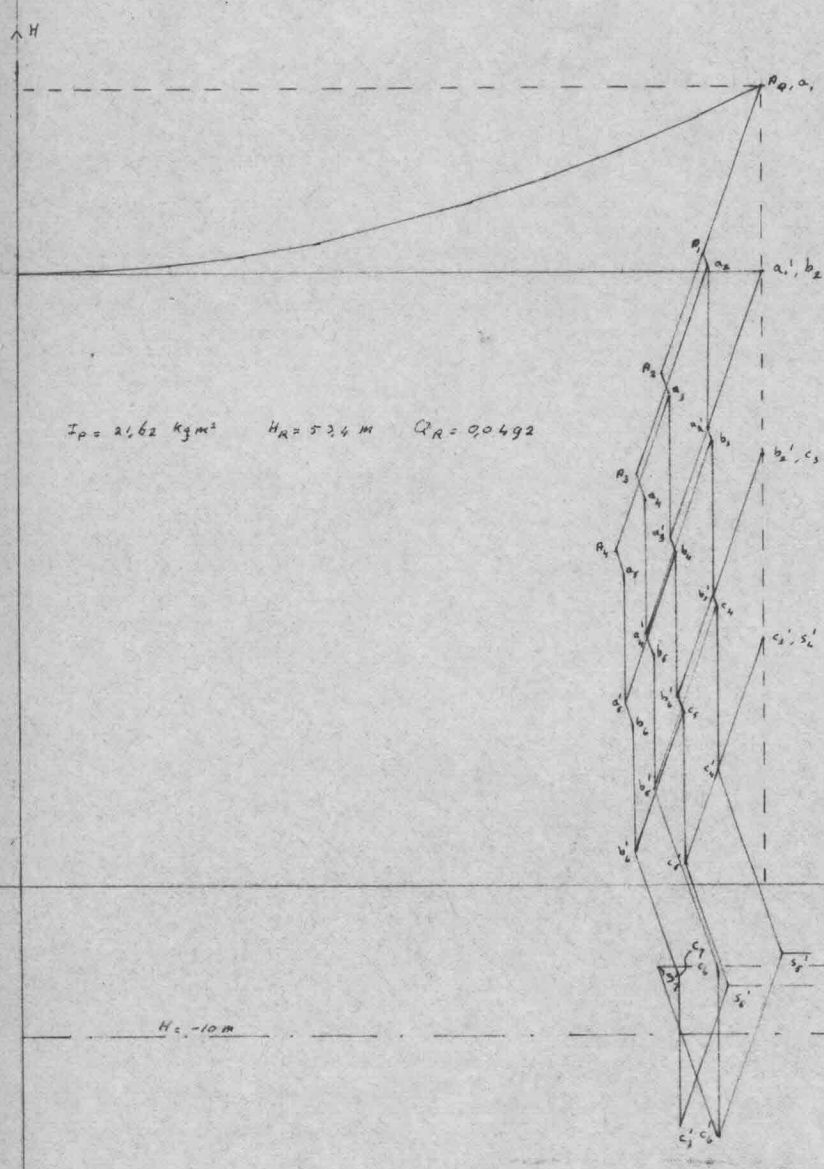
t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	10,68	9,84	1	1	1	1	-	-	-	-	1
1,092	1	8,40	9,04	0,786	0,919	0,808	0,897	1,808	0,103	0,099	0,901	0,899
2,184	2	6,80	8,50	0,637	0,864	0,673	0,816	1,481	0,083	0,081	0,818	0,817
3,276	3	5,45	8,16	0,510	0,830	0,569	0,749	1,242	0,068	0,068	0,749	0,749
4,368	4	4,45	7,88	0,416	0,801	0,485	0,692	1,054	0,057	0,058	0,691	0,692

CONTROLE TABEL VOOR SLAGHAREN (B).

$$I_p = 74,25 \text{ Kg m}^2 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,0546 (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 84,8 \text{ m} \quad Q_R = 0,1198 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 16,96 \text{ cm} \quad \bar{Q}_R = 23,96 \text{ cm}$$

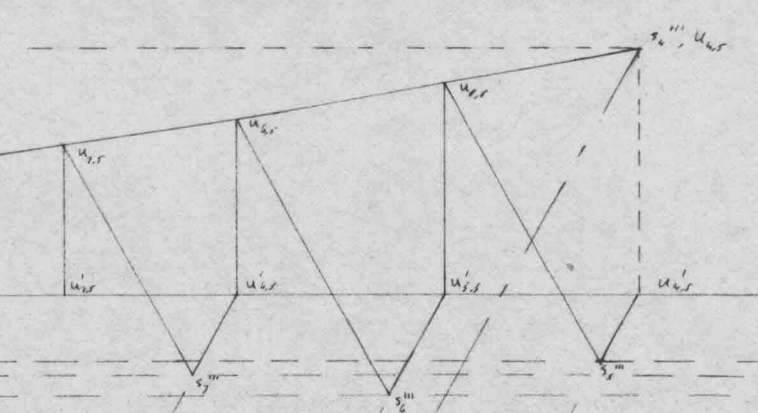
t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	16,96	23,96	1	1	1	1	-	-	-	-	1
1,092	1	13,40	21,95	0,790	0,916	0,806	0,897	1,806	0,103	0,099	0,901	0,899
2,184	2	10,80	20,55	0,637	0,857	0,670	0,815	1,476	0,084	0,081	0,818	0,817
3,276	3	8,85	19,72	0,510	0,825	0,564	0,748	1,234	0,069	0,067	0,750	0,749



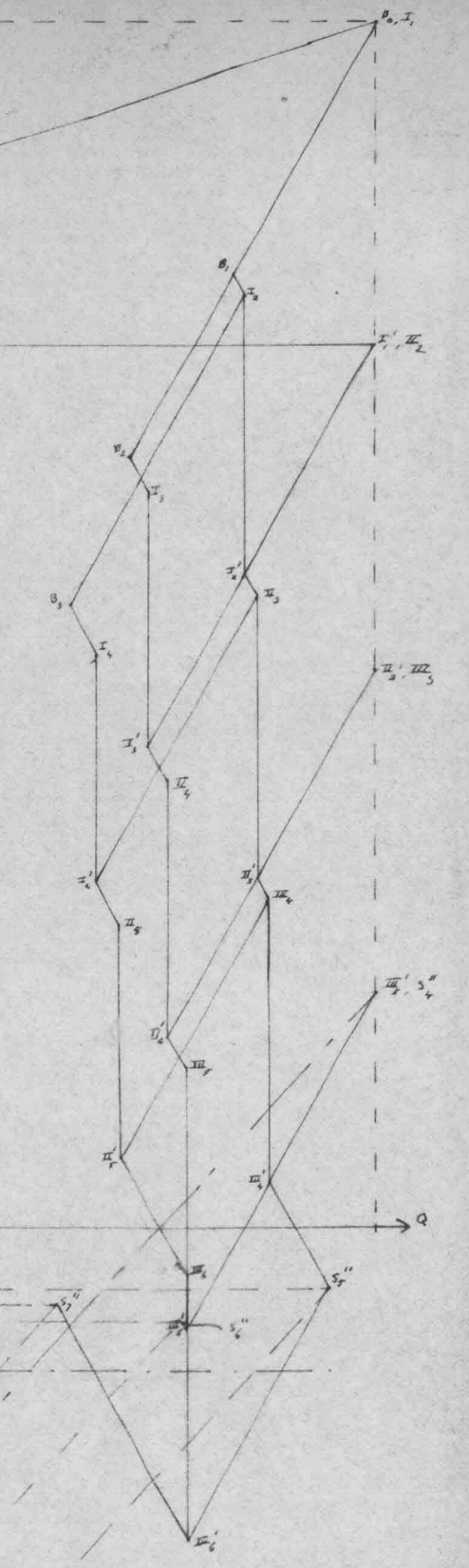
$T_p = 2.62 \text{ kg/m}^3$ $H_R = 5.34 \text{ m}$ $Q_R = 0.492$

$H = 100 \text{ m}$

horizontale signal 1 m 0.5 m debiet vertikale signal 1 m 500 m water kolom



$T_p = 7.42 \text{ kg/m}^3$ $H_R = 0.4 \text{ m}$ $Q_R = 0.1198 \text{ m}^3/\text{sec}$



CONTROLE TABEL VOOR BALKBRUG (A).

$$I_p = 43,24 \text{ Kg m}^2 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,0273 (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 53,4 \text{ m} \quad Q_R = 0,0492 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 21,36 \text{ cm} \quad \bar{Q}_R = 19,68 \text{ cm}$$

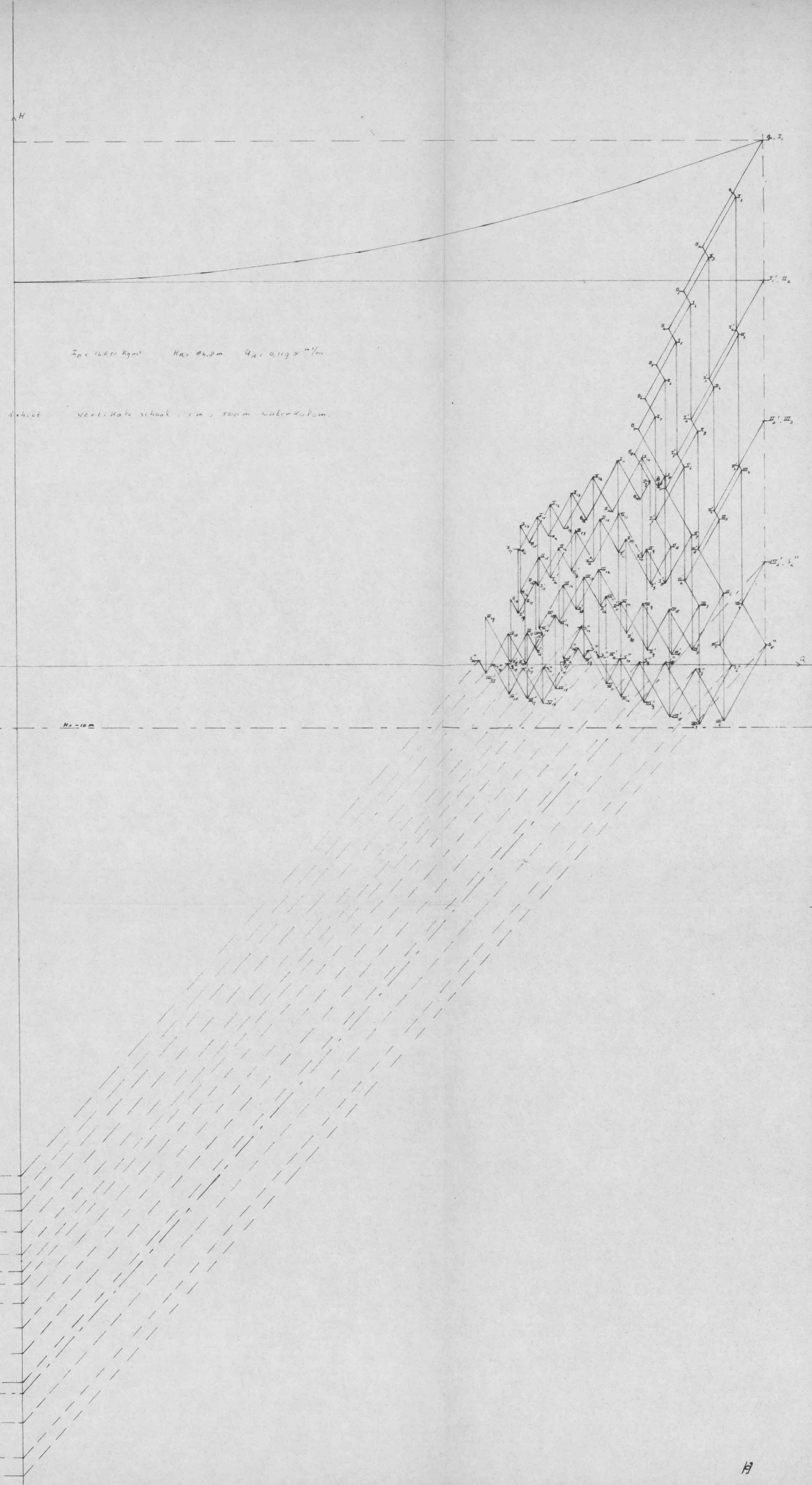
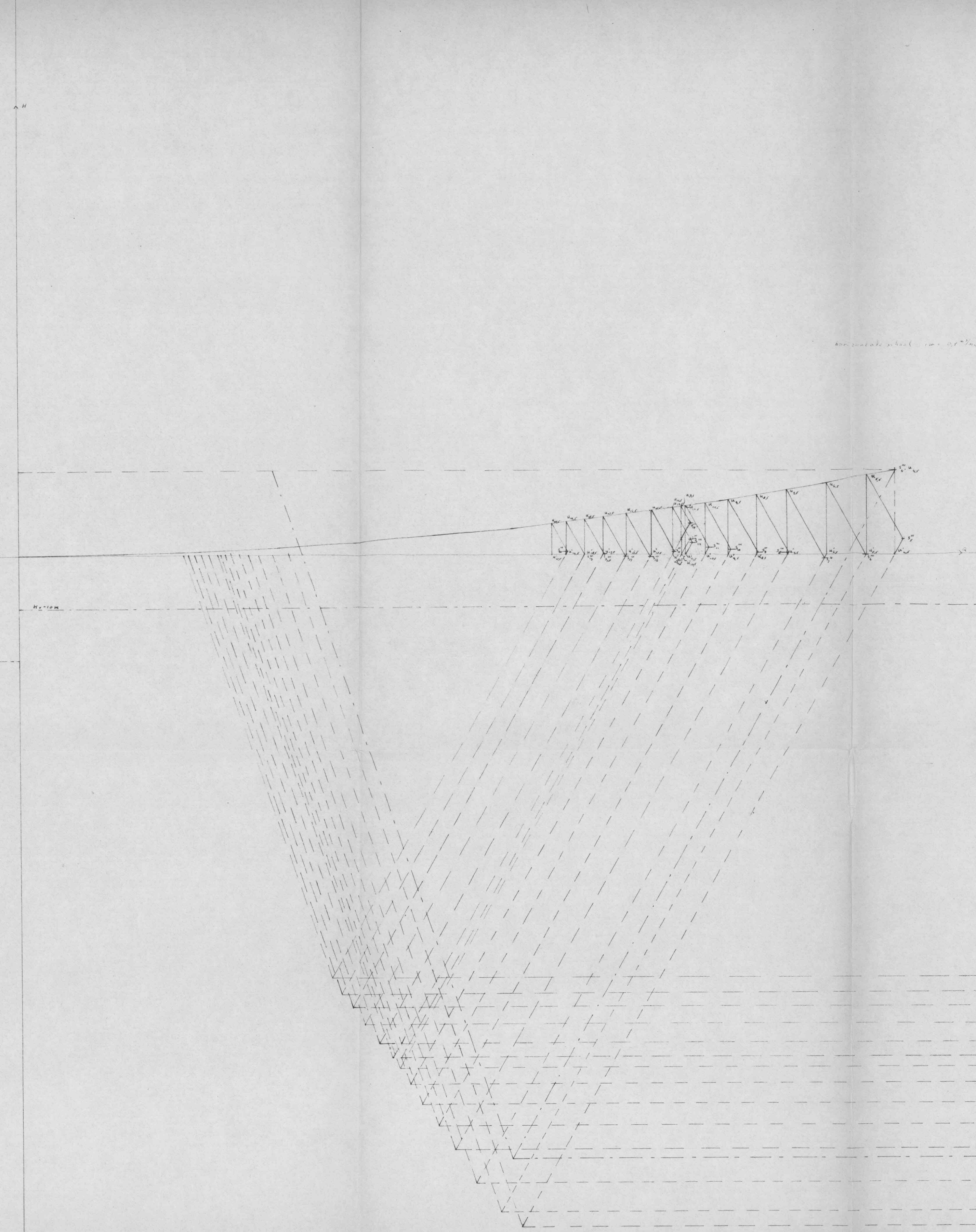
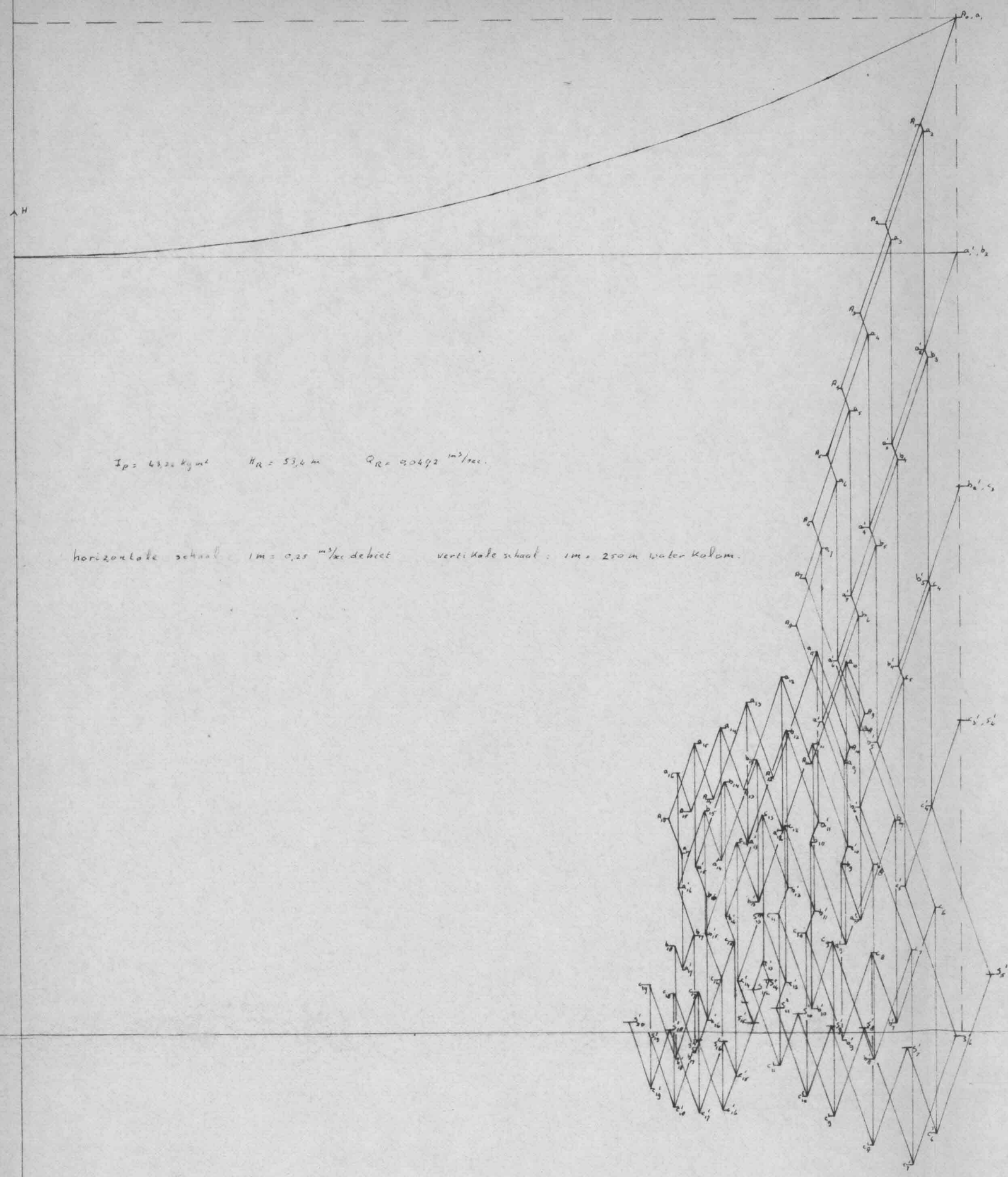
t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	21,36	19,68	1	1	1	1	-	-	-	-	1
1,092	1	19,15	18,95	0,897	0,964	0,9030	0,9474	1,903	0,0526	0,0520	0,9480	0,9477
2,184	2	17,05	18,21	0,800	0,926	0,8145	0,9014	1,7175	0,0463	0,0469	0,9008	0,9011
3,276	3	15,20	17,69	0,713	0,900	0,7400	0,8580	1,5450	0,0431	0,0425	0,8586	0,8583
4,368	4	13,60	17,27	0,638	0,870	0,6780	0,8188	1,4180	0,0395	0,0588	0,8195	0,8192
5,460	5	12,20	16,95	0,572	0,861	0,6254	0,7846	1,3034	0,0346	0,0356	0,7836	0,7841
6,552	6	10,80	16,64	0,506	0,846	0,5713	0,7515	1,1967	0,0326	0,0326	0,7515	0,7515
7,644	7	9,60	16,46	0,450	0,816	0,5250	0,7205	1,0963	0,0310	0,0299	0,7216	0,7211
8,736	8	8,60	16,25	0,403	0,826	0,4854	0,6926	1,0104	0,0285	0,0276	0,6935	0,6930
9,828	9	6,70	17,67	0,314	0,898	0,4557	0,6669	0,9411	0,0261	0,0257	0,6673	0,6671
10,920	10	6,00	17,37	0,281	0,883	0,4283	0,6435	0,8840	0,0236	0,0241	0,6430	0,6438
12,012	11	5,65	16,59	0,265	0,843	0,4000	0,6218	0,8283	0,0220	0,0226	0,6212	0,6215
13,104	12	5,35	15,77	0,250	0,801	0,3661	0,6000	0,7661	0,0215	0,0209	0,6006	0,6003
14,196	13	5,10	15,15	0,239	0,770	0,3425	0,5804	0,7086	0,0199	0,0193	0,5810	0,5807
15,288	14	4,90	14,53	0,229	0,739	0,3225	0,5616	0,6650	0,0191	0,0182	0,5625	0,5621
16,380	15	4,65	14,05	0,218	0,714	0,3057	0,5460	0,6282	0,0161	0,0171	0,5450	0,5455
17,472	16	4,50	13,60	0,210	0,691	0,2884	0,5297	0,5941	0,0158	0,0162	0,5293	0,5295

CONTROLE TABEL VOOR SLAGHAREN (B).

$$I_p = 148,50 \text{ Kg m}^2 \quad (\alpha_1 - \alpha_2) = 0,0273 \quad (\beta_1 + \beta_2) \quad H_R = 84,8 \text{ m} \quad Q_T = 0,1198 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\bar{H}_R = 16,96 \text{ cm} \quad \bar{Q}_T = 23,96 \text{ cm}$$

t	t'	$\bar{H}$	$\bar{Q}$	$\bar{H}/\bar{H}_R$	$\bar{Q}/\bar{Q}_R$	β_g	α_g	$(\beta_1 + \beta_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_g$	$(\alpha_1 - \alpha_2)_b$	α_b	α_{gem}
0	0	16,96	23,96	1	1	1	1	-	-	-	-	1
1,092	1	15,25	23,01	0,900	0,962	0,9040	0,9474	1,9040	0,0526	0,0520	0,9480	0,9477
2,184	2	13,50	22,03	0,796	0,921	0,8113	0,9000	1,7153	0,0477	0,0469	0,9008	0,9004
3,276	3	12,05	21,41	0,711	0,895	0,7391	0,8566	1,5509	0,0438	0,0424	0,8580	0,8573
4,368	4	10,85	20,95	0,640	0,875	0,6796	0,8192	1,4870	0,0381	0,0387	0,8186	0,8189
5,468	5	9,70	20,56	0,572	0,859	0,6116	0,7835	1,3112	0,0354	0,0358	0,7831	0,7833
6,552	6	8,60	20,17	0,506	0,841	0,5682	0,7300	1,1998	0,0333	0,0327	0,7306	0,7503
7,644	7	7,60	19,94	0,448	0,833	0,5232	0,7206	1,0914	0,0297	0,0298	0,7205	0,7205
8,736	8	6,80	19,83	0,401	0,829	0,4868	0,6934	1,0100	0,0271	0,0276	0,6929	0,6932
9,828	9	5,70	20,59	0,336	0,860	0,4537	0,6659	0,9405	0,0273	0,0255	0,6677	0,6668
10,920	10	5,30	19,96	0,313	0,834	0,4270	0,6444	0,8807	0,0214	0,0240	0,6428	0,6426
12,012	11	4,95	19,12	0,292	0,799	0,3972	0,6200	0,8242	0,0226	0,0215	0,6201	0,6201
13,104	12	4,70	18,27	0,277	0,763	0,3678	0,6000	0,7650	0,0201	0,0209	0,5992	0,5996
14,196	13	4,40	17,56	0,260	0,733	0,3427	0,5790	0,7105	0,0206	0,0194	0,5802	0,5796
15,288	14	4,15	17,06	0,246	0,712	0,3258	0,5625	0,6685	0,0171	0,0182	0,5614	0,5620
16,380	15	3,95	16,19	0,233	0,686	0,3056	0,5445	0,6314	0,0175	0,0172	0,5448	0,5446
17,472	16	3,70	16,12	0,218	0,673	0,2892	0,5297	0,5948	0,0149	0,0162	0,5284	0,5290



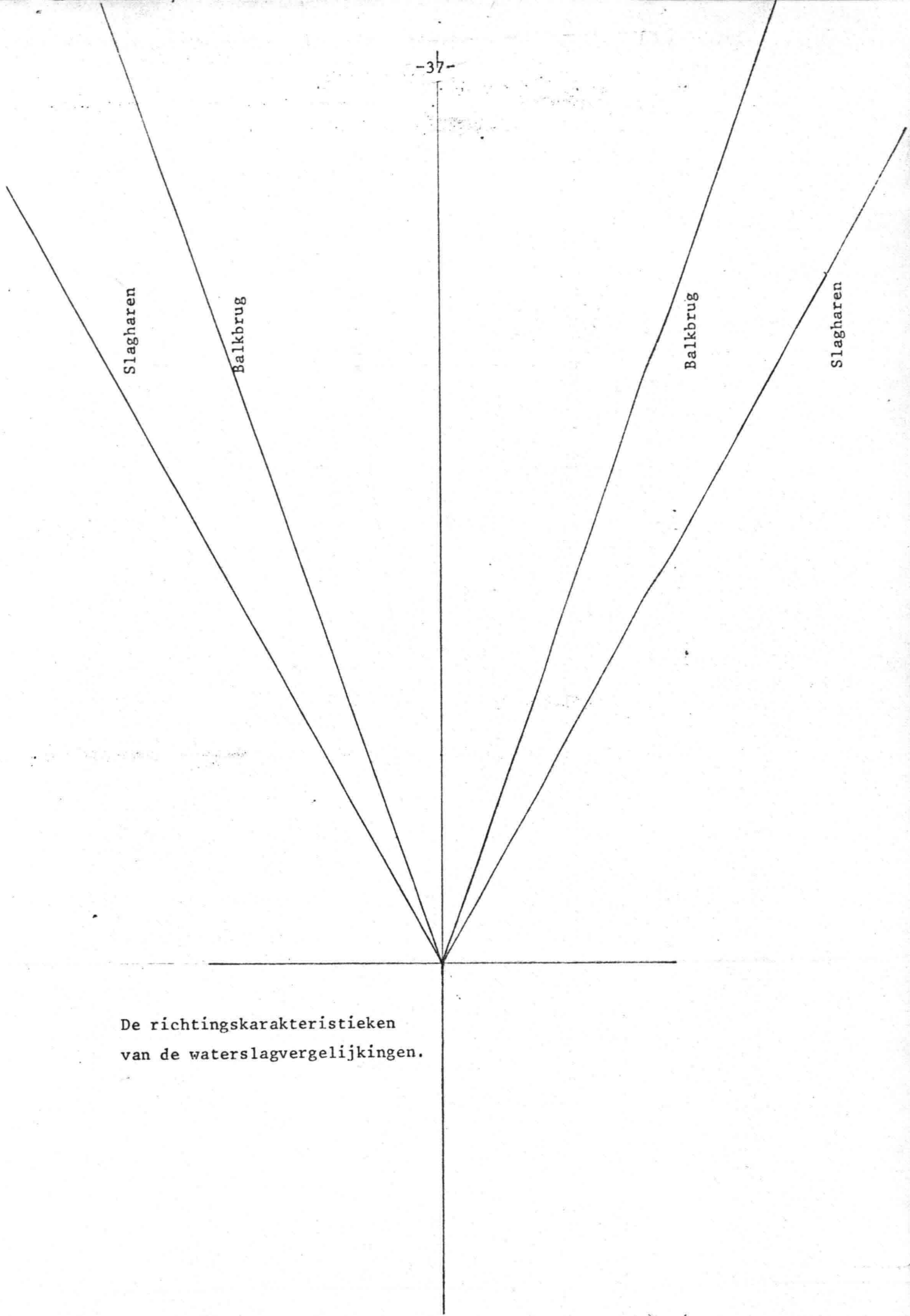
Slagharen

Balkbrug

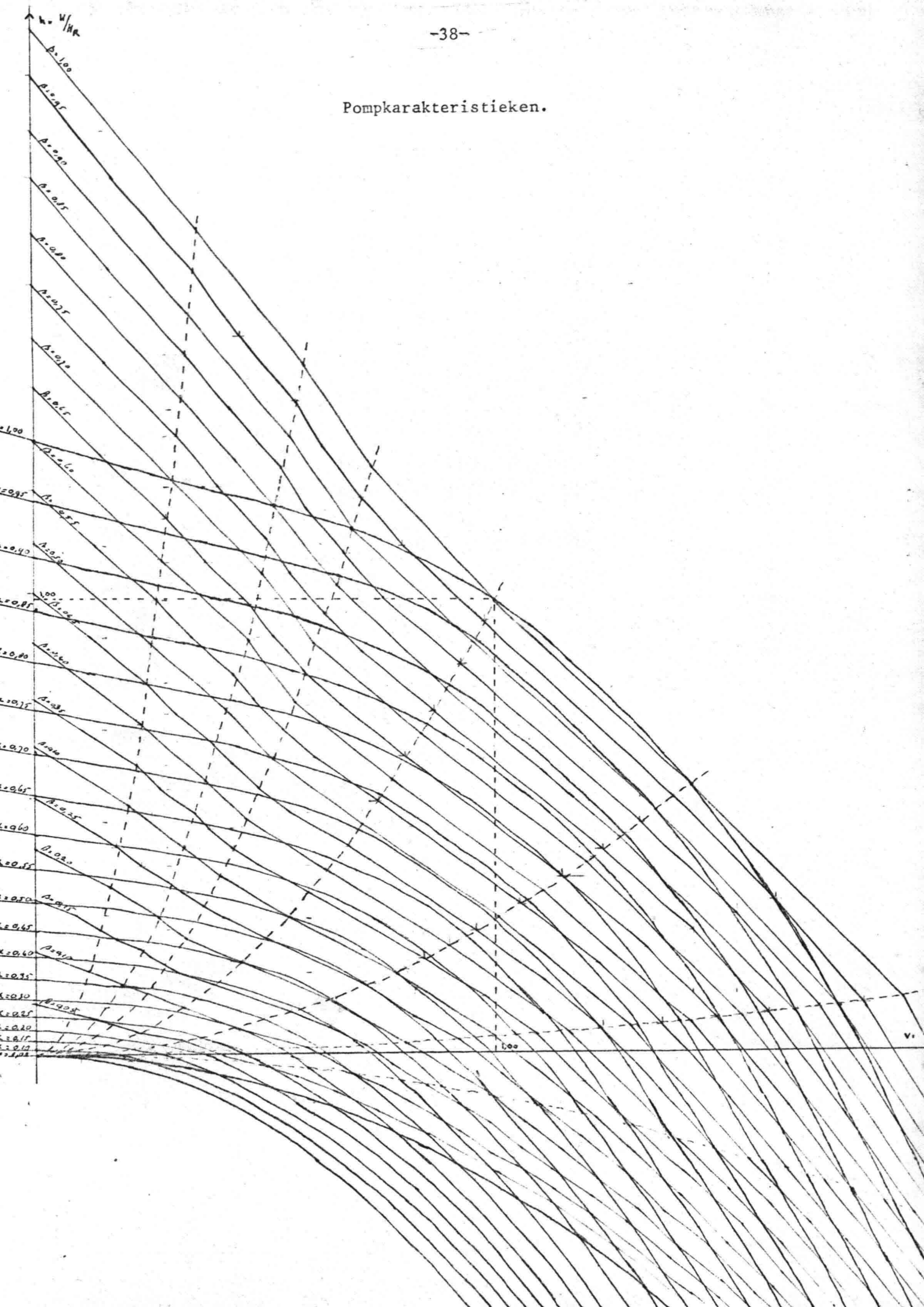
Balkbrug

Slagharen

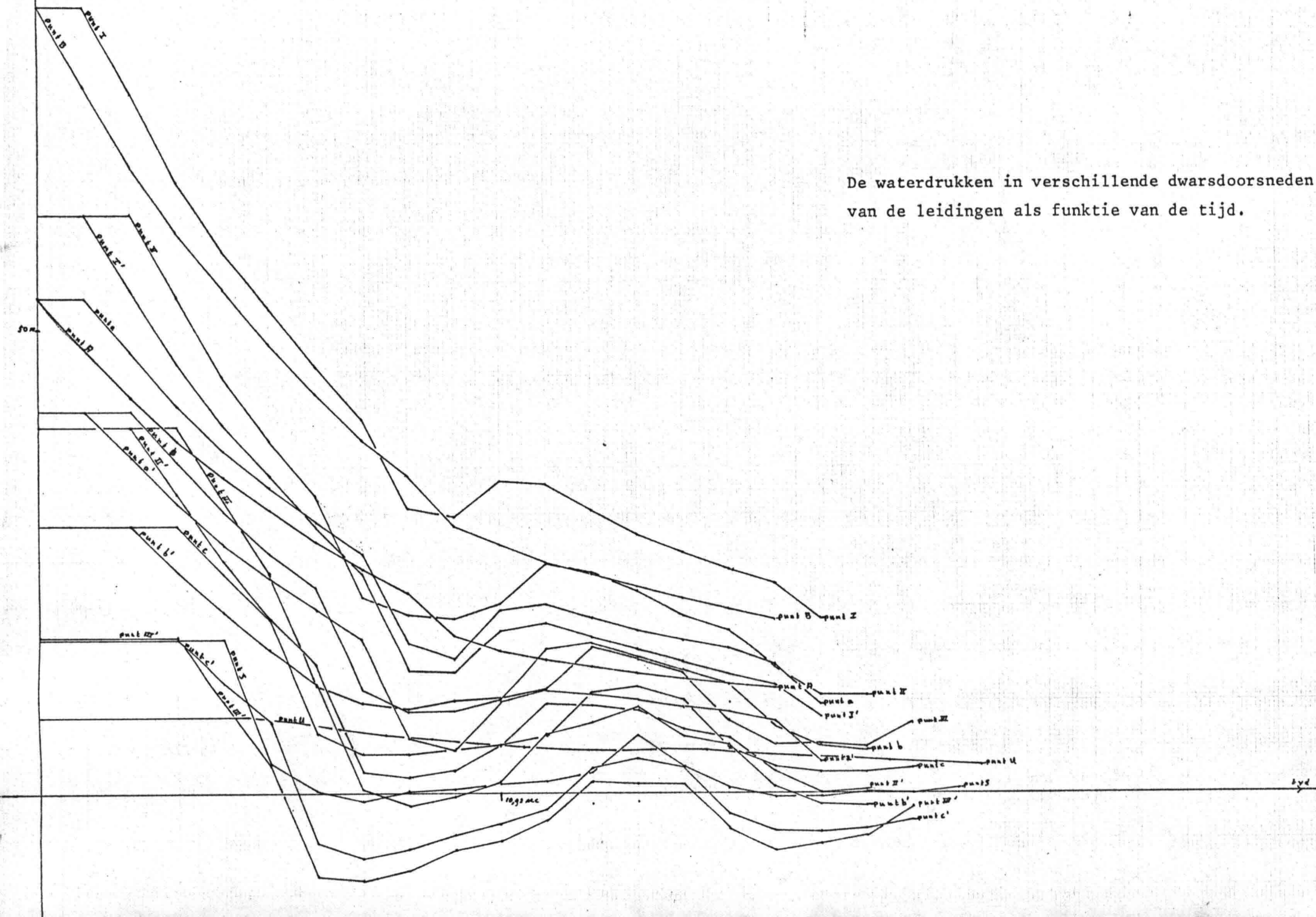
De richtingskarakteristieken
van de waterslagvergelijkingen.



Pompkarakteristieken.



De waterdrukken in verschillende dwarsdoorsneden
van de leidingen als funktie van de tijd.



LITERATUURLIJST

1. Prof.ir. W.C. Bischoff van Heemskerck, College dictaat b 73, Lange golven, 1969
2. Prof.ir. W.C. Bischoff van Heemskerck, College dictaat b 74 Diverse onderwerpen (Stabiliteit en transport van loskorrelige materialen), 1969
3. Prof.ir. J.O. Hinze, Stromingsleer (voortgezette cursus), 1970
4. Prof.ir. L. Huisman, Stromingsweerstand in leidingen, 1969
5. P. Jonkman, Rapport R 1972/2/D, Watertransportleiding, 1971
6. Prof.ir. A.C.J. Koot, College dictaat N 5, Behandeling van afvalwater, 1971
7. Ir. H.A. Nuhoff en A.A. van Rij, Standaard pompkarakteristieken, Informatieblad V 169, 1970
8. J. Parmakian, Waterhammer Analysis, 1963
9. H. Uneken, Deelontwerp vloeistofmechanica, Leiding met bufferschacht en windketel
10. H.Ph. Weggeman, Constructie van bemalingswerktuigen voor grondwatervoorziening, 1951
11. Ir. J. Wijdieks, Greep op het ongrijpbare II, Hydraulische aspecten bij het ontwerpen van pompinstallaties, 1965
12. Profielenboekje van de firma Vlietjonge

