TIJDSCHRIFT

VAN HET

KONINKLIJK INSTITUUT

VAN

INGENIEURS,

KOLONIAAL
MUSEUM
HAARLEM

Afdeeling Nederlandsch-Indië.

NOTULEN DER VERGADERINGEN EN VERHANDELINGEN.

INSTITUUTSJAAR

1904–1905.

BATAVIA
JAV. BOEKH. EN DRUKKERIJ
1905.

TIJDSCHRIFT

VAN HET

KONINKLIJK INSTITUUT

VAN

INGENIEURS,

Afdeeling Nederlandsch-Indië.

NOTULEN DER VERGADERINGEN EN VERHANDELINGEN.

INSTITUUTSJAAR

1904—1905.

BATAVIA
LAN. HOEKE. EN ORUCKERIJ
1905.

INHOUD

TIJDSCHRIFT 1904—1905.

NOTULEN DER VERGADERINGEN.

BLADZ.

Notulen der Vergadering gehouden op Woensdag 21 December 1904 . . . . . 1.

Notulen der Vergadering gehouden op Dinsdag 31 Januari 1905 . . . . . 5.

Bijlage A dezer Notulen: Stellingen met betrekking tot Spoorwegaanleg in Zuid-Sumatra . . . . . 7.

Naamlijst der leden op 1 April 1905 . . . . . 10.

VERHANDELINGEN.

BLADZ.

Gemetselde goten in de Tjiheawerken (Pl. 1) door E. H. Karsten . . . . . 13.

Verzwakte liggers (Pl. 2, 3, 4) door J. Haarman . . . 23.

Formules voor den afvoer van overlaten en sluizen (Pl. 5) door F. H. van Kooten. . . . . 31.

Bepaling van de lengte van overlaten, ter voorkoming van het overloopen van reservoirs (Pl. 6) door F. H. van Kooten . . . . . 46.

VERHANDELINGEN.

BESCHOUWINGEN OVER ENKELE AFVOERFORMULES VOOR OPEN KANALEN, NAAR AANLEIDING VAN EENE NIEUW ONTWORPEN REKENPLAAT VOOR DE BEPALING VAN DE AFMETINGEN, AAN TRAPEZIUMVORMIGE KANALEN ONDER VERSCHILLENDE OMSTANDIGHEDEN TOE TE KENNEN. BESCHRIJVING VAN DEZE PLAAT.

(met 3 platen).

I. DE MEEST GEBRUIKELIJKE FORMULES EN DE MATE VAN OVEREENSTEMMING MET DE PROEVEN.

Indien de verschillende vraagstukken, welke zich voor kunnen doen bij het ontwerpen van een kanalen net, opgelost moeten worden voor het geval van eenparige permanente waterbeweging, heeft men, zooals bekend is, voortdurend te maken met de formules:

1) $Q = F \times v$; 2) $v = C\sqrt{R.i}$; 3) $R = \frac{F}{O}$; en

4) $C = f\{R, \varphi\ (r)\}$

Hierin beteekenen:

Q, het debiet in M^3 per secunde.
F, de natte inhoud van het dwarsprofil in M^2.
v, de snelheid in M^1 per secunde.
C, een coefficient, afhankelijk van den hydraulischen straal, en functie van de ruwheid der wanden.
R, de hydraulische straal in M^1.
O, de natte omtrek van het dwarsprofil in M^1.
i, het verhang.
φ (r) eene functie, afhankelijk van de ruwheid der wanden.

Bij trapeziumvormig dwarsprofil der kanalen, waarover in het vervolg meer in het bijzonder zal worden gehandeld, — en waaronder mede kanalen met rechthoekige dwarsdoorsnede zijn te begrijpen — bestaan voorts nog de betrekkingen;

5) $F = (b + n\ h.)\ h$; en 6) $O = b + 2h\sqrt{n^2+1}$

waarin de letters

b, de bodembreedte in M^1.
h, de waterdiepte in M^1
n, de tangens van den hoek, welken de schuine zijde met de verticaal maakt, voorstellen.

Per slot van rekening heeft men dus elf grootheden, waartusschen zes vergelijkingen bestaan. Neemt men vijf daarvan willekeurig aan, of zijn deze door den aard van het vraagstuk gegeven, dan zijn de zes overblijvende grootheden uit de zes vergelijkingen te berekenen.

In theorie is de kwestie dus eenvoudig genoeg. In de praktijk doen zich echter een paar moeielijkheden voor. Somtijds—wanneer de profilsafmetingen uit de vergelijkingen moeten worden berekend n. l. — is de oplossing alleen tastender wijze, en door opvolgende benaderingen mogelijk; steeds is zij zeer tijdroovend. Dit bezwaar is niet gering, waar—zooals bij het ontwerpen van een irrigatie werk—die formules zeer dikwijls moeten worden toegepast, en de vraag doet zich dan ook voor, of daaraan niet ware te gemoet te komen door gebruik te maken van eene rekenplaat. Het antwoord hierop moet bevestigend luiden. Waar men in de noodzakelijkheid komt, herhaalde malen dezelfde formule toe te passen met telkens varieerende gegevens, waar bovendien de praktijk slechts eene betrekkelijk geringe nauwkeurigheid, in elk geval niet de mathematisch juiste waarde eischt, is een dergelijk hulpmiddel van zeer groot nut.

In de eerste plaats zal onderzocht moeten worden, aan welke voorwaarden eene dergelijke plaat, wil zij bruikbare uitkomsten geven, heeft te voldoen, en daartoe is vóór alles noodig om na te gaan, welke nauwkeurigheid door directe toepassing der formules kan worden bereikt. Immers—en dit is de tweede der moeielijkheden waarvan boven sprake was—onder de vooropgestelde formules is er ééne, welke geheel empirisch is: die n.l. welke het verband tusschen C, R, en de geaardheid der wanden voorstelt. Het spreekt van zelf, dat de meerdere of mindere mate van juistheid der einduitkomst van de berekeningen geheel afhangt van de meerdere of mindere mate van aansluiting van de waarde, uit de empirische formule afgeleid, met de werkelijke waarde van den coefficient C. Blijkt uit eene vergelijking van de meest gebruikelijke, en algemeen als de beste beschouwde empirische formules met betrouwbare proeven, dat de uit eene der eerstgenoemden afgeleide waarden van C slechts binnen vrij ruime grenzen met die proeven overeenkomen, dan is ook de einduitkomst der berekeningen slechts op eenige procenten na, te vertrouwen, en kan getracht worden, door aan de empirische formule een anderen vorm te geven, de rekenplaat zoodanig in te richten, dat aan sommige eischen kan worden voldaan, welke bij behoud van den oorspronkelijken vorm òf niet, òf slechts ten koste der duidelijkheid of eenvoud van voorstelling zouden zijn te vervullen.

Voor deze vergelijking kan eene grafische voorstelling goede diensten bewijzen. De formules, welke daartoe vooral in aanmerking komen, zijn:

A. de oudere formule van Bazin, luidende:

$$C = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}},$$

waarin C en R de hiervoor reeds genoemde beteekenis hebben, α en β coefficienten voorstellen, afhankelijk van den aard der wanden.

Naar gelang van de ruwheid neemt Bazin hiervoor aan vier categorieën (waarbij door Ganguillet en Kutter nog eene vijfde werd gevoegd) en stelt hij:

Categorie I. Zeer gladde wanden (pleisterwerk, geschaafd hout enz.)
$\alpha = 0.000\ 15$; $\beta = 0.000\ 0045$.

Categorie II. Gladde wanden (gehouwen steen, beton, enz). $\alpha = 0.000\ 19$; $\beta = 0.000\ 0133$.

Categorie III. Weinig gladde wanden (metselwerk in bak- of riviersteen) $\alpha = 0.000\ 24$; $\beta = 0.000\ 06$

Categorie IV. Aarden wanden. $\alpha = 0.000\ 28$; $\beta = 0.000\ 35$.

Categorie V. Volgens Ganguillet en Kutter. Aarden wanden, begroeid. Waterplanten, grind of rolsteenen in de leiding. $\alpha = 0.000\ 4$; $\beta = 0.000\ 7$.

Deze formule wordt bij het ontwerpen van irrigatie werken in Ned. Indië bijna uitsluitend gebruikt.

B. de nieuwe formule van Bazin.

Om te gemoet te komen aan het bezwaar, dat bij toenemende waarden van R, waarbij het verschil in ruwheidsgraad der wanden weinig invloed meer moet hebben, de waarden van C niet tot eene zelfde grens naderen, geeft Bazin in de „Annales des Ponts et Chaussées" van 1897 de bespreking van eene nieuwe formule, waarbij tevens rekening wordt gehouden met proeven, door verschillende waarnemers gedaan na de opstelling van zijne eerste formule.

Deze wordt geschreven:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

Hierin komt slechts één met den aard der wanden variabele coefficient voor. Aangezien het tevens bleek, dat in de oude formule de speelruimte tusschen de derde en vierde categorie te groot was, neemt Bazin in de nieuwe formule zes categorieën aan, welke aldus gedefinieerd kunnen worden:

Categorie I. $\gamma = 0.06$. Zeer gladde wanden. Pleisterwerk in Portland cement, geschaafde planken. Zeer regelmatige groote kanalen met gladde wanden. (b.v. aquaduct in het Cavour kanaal: rechthoekig, 20 M. breed. De bodem bestaat uit sterk gestampte beton, zeer regelmatig, de wanden uit baksteen.)

Categorie II. $\gamma = 0.16$. Minder gladde wanden. Ongeschaafde planken. Kleinere kanalen van zuiver uitgevoerd baksteenmetselwerk, gehouwen steen, of gladde beton.

Categorie III. $\gamma = 046$. Metselwerk in riviersteen zorgvuldig uitgevoerd. Ruwe beton. Minder goed afgewerkt baksteen metselwerk.

Categorie III^{bis}. $\gamma = 0.85$. Deze categorie werd ingevoegd tusschen de derde en de vierde van de oude formule. Zij heeft betrekking op zeer regelmatige kanalen in aarde, steenbezettingen, uitkappingen in rotsachtigen bodem, e.d.m.

Categorie. IV. $\gamma = 1.30$. Kanalen en rivieren onder gewone omstandigheden Goed onderhouden en tamelijk regelmatig.

Categorie V. $\gamma = 1.75$. Begroeide kanalen (b.v. grasbekleeding in niet steeds gevulde af — en aanvoerleidingen). Rivieren met grint en rolsteen. Zeer slecht onderhouden en begroeid metselwerk.

C. de eenvoudige formule van GANGUILLET en KUTTER.

Deze formule, die is opgesteld vóór dat Bazin zijne tweede formule publiceerde, heeft geheel denzelfden vorm, als deze, doch eenigszins andere coefficienten.

Zij luidt:

$$C = \frac{100}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

Bovendien nemen de auteurs meer categoriën aan n.l. veertien, welke zij als volgt bepalen.

Categorie.	Vorm van het dwarsprofil.	AARD VAN WANDEN EN BODEM.	n. =
I	Halfcirkelvormig.	Zuiver cement, glad geslepen	0.12
II	Rechthoekig.	Zuiver cement en zorgvuldig geschaafd hout	0.15
III	»	Goed gevoegde planken	0.20
IV	»	Ruwe planken, zorgvuldig bewerkt baksteenmetselwerk, metselwerk in gehouwen steen	0.25
V	»	Gewoon baksteenmetselwerk. Ruw bekapt hout	0.35
VI	»	Metselwerk in ruw bekapte steen	0 45
VII	»	Beraapt breuksteenmetselwerk. Bodem met weinig slib	0.55
VIII	»	Ruw breuksteenmetselwerk. Bodem met slib	0.75
IX	»	Minder goed onderhouden metselwerk, zonder mos of planten. Bodem met slib	1.00
X	Trapeziumvormig.	Rotsachtige grond. Bodembreedte kleiner dan 1,5 M; weinig plantengroei	1.25
XI	»	Zeer regelmatige kanalen in aarde, zonder plantengroei	1.50
XII	»	Kanalen in aarde met slib- of steenachtigen bodem, breeder dan 2,00 M., en weinig waterplanten. Regelmatige rivieren.	1.75
XIII	»	Slecht onderhouden, met mos en planten bedekte steenbezettingen en slibachtige bodem, niet breeder dan 1,5 M. Kanalen met vrij veel waterplanten en geen grooter bodembreedte dan 2,00 M. Minder regelmatige rivieren	2.00
XIV	»	Kanalen met zeer veel waterplanten, slecht onderhouden; bodembreedte niet meer dan 1,5 M.	2.50

D. Eindelijk komt nog in aanmerking de algemeene formule van Ganguillet en Kutter, welke vooral in Duitschland, doch ook in Nederland, veel wordt gebruikt, en o.a. in de „Waterbouwkunde" door den Ingenieur C. Lely wordt aanbevolen.

Deze is:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}.$$

Voor den coefficient n, afhankelijk van de ruwheid der wanden, worden de volgende waarden gegeven.

Categorie.	AARD DER WANDEN.	n =
I.	Zeer gladde wanden: Cement, geschaafd hout, enz.	0.010
II.	Gladde wanden; gehouwen steen, baksteen.	0.013
III.	Weinig gladde wanden; breuksteen metselwerk.	0.017
IV.	Ruwe wanden: Ongevoegde steenbezetting.	0.020
V.	Aarden wanden.	0.025
VI.	Kanalen met grint, en waterplanten	0.030
VII.	Kanalen met grint, slecht onderhouden en onregelmatig.	0.035
VIII.	Zeer onregelmatige kanalen met veel waterplanten	0.040

Neemt men nu voor de grafische vergelijking van bovenstaande formules een rechthoekig assenstelsel aan, zet op de X as volgens eene zekere lengte-eenheid de waarden $\frac{1}{\sqrt{R}}$, op de Y as volgens eene eveneens willekeurige schaal, de waarden $\frac{1}{C}$ uit. dan worden de sub. A tot D genoemde formules door de volgende lijnen voorgesteld.

A De oudere formule van Bazin kan geschreven worden.

$$\frac{1}{C^2} = \alpha + \frac{\beta}{R}$$

en wordt dus:

$$y^2 = \alpha + \beta\, x^2$$

of:

$$\frac{y^2}{\alpha} - \frac{\beta x^2}{\alpha} = 1.$$

Dit zijn hyperbolen. De top ligt op de Y as, op een afstand $\sqrt{\alpha}$ boven den oorsprong. De krommen zijn voor de verschillende bij elkander behoorende waarden van α en β voor de vijf Categorieën eenvoudig te construeeren, en op Plaat 1 door stippellijnen voorgesteld.

B. De nieuwe formule van Bazin kan gebracht worden in den vorm:

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{87} + \frac{\gamma}{87}\cdot\frac{1}{\sqrt{R}}$$

of:

$$y = \frac{1}{87} + \frac{\gamma}{87}\,x.$$

Dit zijn rechte lijnen, welke allen door het punt van de Y. as gaan, dat zich bij de aangenomen schaalverdeelingen op $\frac{1}{87} \times 1000$ c M = 11.49 c M boven den oorsprong bevindt. De helling dezer lijnen ten opzichte van de assen is afhankelijk van de aan γ toegekende waarde. Het zijn de fijne zwarte lijnen van Plaat 1.

C. De eenvoudige formule van GANGUILLET en KUTTER wordt eveneens door rechte lijnen voorgesteld, waarvan de vergelijking is:

$$y = 0.01 + 0.01\ n\ x.$$

Voor de veertien hiervóór genoemde Categorieën, zijn het de streep-stippellijnen van Plaat 1.

D. De algemeene formule van GANGUILLET en KUTTER kan gebracht worden in den vorm.

$$\frac{1}{C} = n.\frac{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{i}\right)n.}$$

Voor eene bepaalde waarde van i wordt de vorm tusschen haakjes b. v. gelijk aan a, en heeft men,

$$y = n.\frac{1 + a\,n\,x}{1 + a\,n}$$

Dit zijn ook rechte lijnen. Voor $x = 1$. wordt $y = n$, dus onafhankelijk van a, en derhalve van i. Bij verschillende i, doch gelijke n, verkrijgt men een lijnen bundel gaande door het punt $\{x = 1;\ y = n\}$ De helling der lijnen ten opzichte van de assen wordt bepaald door de aan i toegekende waarde.

Ter vergelijking dezer formules met de uitkomsten der proeven, zijn op Plaat 1. de uit laatstgenoemden afgeleide bij elkander behoorende waarden van $\frac{1}{C}$ en $\frac{1}{\sqrt{R}}$ door punten voorgesteld. De grootheden $\frac{1}{C}$ konden natuurlijk worden berekend uit de gemeten grootheden v, R, en i, door de formule:

$$\frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}$$

Wat zelfs bij eene zeer vluchtige beschouwing van de plaat al dadelijk de aandacht trekt, is, dat de punten over de geheele teekening verspreid zijn, en men dus om eenigszins de waarheid nabij te komen, niet kan volstaan met het aannemen van slechts enkele weinige categoriëen voor den ruwheidsgraad. In dit opzicht is zonder twijfel de eenvoudige formule van GAN-

GUILLET en KUTTER, sub C genoemd, beslist in het voordeel: een voordeel, dat echter evenzeer kan worden bereikt door het aannemen van andere bij elkander behoorende waarden van α en β in de oudere, of van meer waarden voor γ in de nieuwe formule van BAZIN; van meer waarden voor n in de algemeene formule van GANGUILLET en KUTTER.

Om zich een oordeel te verschaffen over de juistheid van den *vorm* der formules, zal men niet in de eerste plaats hebben te beschouwen de op de plaat getrokken lijnen, doch veeleer moeten nagaan of daartusschen bij het aannemen van een anderen ruwheidscoefficient aan dezelfde vergelijking voldoende lijnen (hyperbolen voor de oudere formule van Bazin, rechte lijnen voor de andere vormen) geinterpoleerd kunnen worden zoodanig, dat punten welke proeven bij gelijken ruwheidsgraad voorstellen, ten naaste bij langs eene zelfde lijn zijn gerangschikt. Hiervoor komen dus vooral in aanmerking puntenreeksen, welke op een zelfde kanaalgedeelte, doch op verschillende waterdiepten betrekking hebben: welke, m. a. w. bij verschillende waarden van R behooren. Ook dan dient in de keuze nog de noodige omzichtigheid betracht. Zoo past b. v. de lijn welke de verschillende punten van Serie 44 verbindt in geene enkele formule. Omtrent deze Serie vermeldt Bazin in de „Recherches hydrauliques" dat de leidingwanden bestonden uit metselwerk; hier en daar waren enkele voegen uitgevallen, en de bodem was op sommige plaatsen met slib en steentjes bedekt. De ruwheid van den bodem was dus waarschijnlijk grooter dan die van de wanden; de invloed van den bodem op de gemiddelde ruwheid, bij geringe waterdiepte en kleine waarde van R, groot; die van de zijwanden gering. Bij toenemende waterdiepte en toenemende R, neemt de invloed van de zijwanden toe, die van den bodem daarentegen af: het is duidelijk, dat in een dergelijk geval de ruwheidsgraad niet constant kan blijven, doch met de waterdiepte varieert.

In de praktijk zullen de waarden van R wel meestal gelegen zijn tusschen 0.25 M. en 3,00 M; die van $\frac{1}{\sqrt{R}}$ dus tusschen 2 en 0.57.

Het is moeielijk te zeggen, welke van de besproken formules voor deze gevallen de voorkeur verdient. Afgaande op de waarden voor de puntenreeks gemerkt Ay zoude men b. v. geneigd zijn, de eerste formule als de beste te beschouwen: de punten Ay liggen langs eene lijn geschaard, welke meer overeenkomt met eene hyperbool dan met eene rechte. (De punten liggen binnen het gebied van de tweede categorie). De puntenreeks Ab. daarentegen past beter bij de nieuwe formule van Bazin (met een coefficient, tusschen die voor categorie I en II in gelegen): als er al van eene buiging der verbindingslijn sprake kan zijn, dan zoude die tegengesteld moeten zijn aan die van de hyperbool.

De eenvoudige formule van Ganguillet en Kutter geeft aanleiding tot lijnen, welke ten opzichte van de X as iets meer helling hebben dan de overeenkomstige lijnen volgens de nieuwe formule van Bazin: voor enkele puntenreeksen schijnt dit beter, voor andere daarentegen weer minder goed. Over het algemeen wijken de drie formules binnen de bovengenoemde grenzen weinig van elkander af, en geven bij eene juiste keuze van den ruwheids coefficient, resultaten welke gelijk vertrouwen verdienen. Een voordeel van de beide laatste formules is, dat men slechts één coefficient heeft te kiezen (γ of n.), terwijl bij de oudere formule van Bazin twee coefficienten moeten worden aangenomen (α en β), die wel verband met elkander schijnen te houden; (uit den aard der zaak kunnen de hyperbolen voor verschillenden ruwheidsgraad elkander niet snijden); doch de betrekking waarin zij tot elkander staan, is niet bekend. Voor de grootere waarden van R schijnt uit de teekening te mogen worden afgeleid, dat de uit de nieuwe formule van Bazin berekende waarden van C beter zijn dan die, uit de oude formule volgende.

De algemeene formule van GANGUILLET en KUTTER is tot nu toe buiten bespreking gebleven. Uit de verhandeling van BAZIN in de „annales des Ponts et et Chaussées" van 1897 — waarnaar voor meerdere détails moge worden verwezen — kan in het kort de conclusie worden getrokken, dat de met deze formule verkregen uitkomsten minder goed zijn, en de proeven met minder juistheid weergeven dan die, afgeleid uit de nieuwe formule van BAZIN [1]). De lijnen-bundels voor gelijke waarden van n bij verschillende i, schijnen voor de eerste categoriëen te sterke, voor de laatste te geringe helling te hebben. Bovendien is het — zooals Flamant [2]) opmerkt — vreemd dat voor $R = 1$, de coefficient C onafhankelijk wordt van i, terwijl hij bij andere waarden van R met het verhang verandert. Volgens deze formule neemt C toe met het verhang voor waarden van R kleiner dan één; en bij waarden $R > 1$ daarentegen af bij toenemende i. Dit komt moeielijk te verklaren, en vrij willekeurig voor.

De groote invloed van de juiste keuze van den ruwheidscoefficient moge ten overvloede nog uit de volgende beide voorbeelden blijken.

Voor de Series 34 en 35 lijkt het vrij onverschillig, welke van de besproken formules wordt gekozen.

Bij toepassing van de oude formule van BAZIN zal men, daar de punten van Serie 34 gelegen zijn tusschen de categorie-en IV en V, voor α en β waarden moeten aannemen, respectievelijk gelegen tusschen 0.00028 en 0.00035, en tusschen 0.0004 en 0.0007. Neemt men voor α bijvoorbeeld 0.0003, dan is de beste waarde voor β volgens de proeven 0.00045. De afwijkingen tusschen de uit de 5 proeven en de uit de formule volgende waarden voor $\frac{1}{C}$ zijn dan respectievelijk:

4.5 %; 2.5 %; 3.3 %; 5.4 %; en 7.9 %.

Met $\gamma = 1.45$ (welke waarde op het oog uit de teekening is geïnterpoleerd) vindt men de volgende afwijkingen tusschen de nieuwe formule van BAZIN en de proeven:

8.1 %; 2.5 %; 4.8 %; 7.2 %; en 10.1 %

Met $n = 1.75$ (eveneens op het oog gekozen in de eenvoudige formule van KUTTER) vindt men voor de afwijkingen:

8.3 %; 1.8 %; 3.3 %; 5.7 % en 8,5 %.

Voor Serie 35 zal men iets dergelijks vinden.

Had men zich echter bij de toepassing der formules bepaald tot het aannemen van de Categorie IV in de oudere formule van BAZIN; van Categorie III^{bis} voor Serie 35; van Categorie IV voor Serie 34, beiden volgens de nieuwe formule, dan zouden er zeer veel grootere afwijkingen zijn geconstateerd.

[1]) En dus ook minder goed dan die, volgende uit de eenvoudige formule van G. en Kutter, welke ongeveer gelijke uitkomsten geeft met de nieuwe formule van Bazin.

[2]) Hydraulique 2e druk blz. 190,

De fouten, waaraan men is blootgesteld door eene minder gelukkige keuze van de toe te passen formule, verzinken a. h. w. in het niet bij die, welke gemaakt kunnen worden door eene onjuiste keuze van den ruwheidscoefficient.

Het is niet toevallig, dat hier juist de Series 34 en 35 werden genoemd. Beide proeven-reeksen werden verricht in hetzelfde kanaal gedeelte. Het dwarsprofil was hier trapeziumvormig; de bodembreedte varieerde van 1.80 M tot 2.00 M; de taluds hadden eene helling van $1^1/_2$: 1. Er was zorg voor gedragen, dat bij de overeenkomstige proeven van beide series, ongeveer hetzelfde debiet door de leiding stroomde. Tot zoover dus geheel dezelfde omstandigheden. Het groote verschil in den voor beide series resp. aan te nemen coefficient C kan dus alleen daaruit verklaard worden, dat bij serie 34 de taluds, welke met eene steenbezetting waren bekleed, begroeid waren met mos en een weinig gras, terwijl zij bij serie 35 zorgvuldig waren schoongemaakt; ook was eene geringe hoeveelheid slib van den bodem verwijderd. Op den inhoud van het dwarsprofil kan dit echter slechts een onbeduidenden invloed hebben gehad.

Uit de voorgaande beschouwingen valt nu dit besluit te trekken:

Het is, voor de berekening der profilsafmetingen van open kanalen vrij onverschillig welke van de tot nu toe meest gebruikelijke formules wordt toegepast. Van overwegend belang is echter de juiste keuze van den ruwheidscoefficient.

Deze keuze kan worden vergemakkelijkt door eene vergelijking met betrouwbare proeven, genomen bij toestanden analoog aan die, waarvoor de oplossing wordt gewenscht. [1])

De vraag, in den aanvang van dit opstel opgeworpen omtrent de eischen, waaraan eene rekenplaat voor open kanalen heeft te voldoen, kan nu als volgt worden beantwoord:

De plaat moet zoodanig zijn ingericht, dat voor elken willekeurig gekozen ruwheidscoefficient eene oplossing kan worden gevonden. Voorts is het wenschelijk, dat ook bij elke in de praktijk voorkomende taludhelling, de gevraagde grootheden met behulp van de rekenplaat uit de gegevens van het vraagstuk kunnen worden afgeleid.

Voor zoover mij bekend is, werd de oplossing hiervan nog niet gegeven. Dat het mogelijk is, eene dergelijke plaat te construeeren, zal uit het volgende blijken.

Het is daartoe echter noodzakelijk, aan de formule welke het verband tusschen C, R en de ruwheid der wanden uitdrukt, een eenigszins anderen vorm te geven. Aangezien zich, blijkens de medegedeelde afwijkingen bij de Series 34 en 35, gevallen kunnen voordoen, waarin *geen* der besproken formules, ook bij eene zoo goed mogelijke keuze van den ruwheidscoefficient, vermag de uitkomsten der proeven met eene grootere nauwkeurigheid dan 7 à 8% te waarborgen, en evenmin geacht kan worden, dat een dezer vormen de juiste afhankelijkheids-wet der drie genoemde grootheden van elkander uitdrukt, kan er geen bezwaar tegen bestaan, als de uitkomsten van de formule in hare nieuwe gedaante, enkele procenten verschillen van die, met de oude formules verkregen.

II. Bepaling van de waarde der Coeficienten in de formule $C = a' R^p$.

De vorm, waarin de formule moet voorkomen om de rekenplaat aan de bovengestelde eischen te kunnen doen beantwoorden, is:

$$C = a' R^p.$$

Opgemerkt moet worden, dat deze vorm niet nieuw is. Bazin deelt in zijne reeds meermalen genoemde verhandeling van 1897 mede, dat in sommige gevallen eene functie welke monoom is, voordeelen kan aanbieden. Flamant geeft in zijn voortreffelijk werk eene formule van Professor Robert Manning te Dublin, welke volgens dezen schrijver even goede resultaten geeft als de algemeene formule van Kutter, en waarvan het gebruik door eerstgenoemde wordt aanbevolen. Zij komt neer op:

$$C = a' R^{1/6},$$

waarin a' de reciproque waarde van den coefficient n uit de formule van Kutter voorstelt. [1])

Gauckler gaf een dergelijken vorm, evenwel voor waarden van i, grooter dan 0.0007. Voor kleinere waarden van i stelde hij: $C = a' R^{5/6}$; in zijne formules had echter de coefficient a' eene constante waarde. Dit laatste is ook het geval in de door de St. Venant voorgestelde formule: $C = 60 (R i)^{1/42}$. Deze formules worden nooit meer gebruikt; zij hebben het gebrek dat met den ruwheidsgraad der wanden geene rekening wordt gehouden.

Aangenomen wordt, dat de coefficienten a' en p beiden veranderlijk kunnen zijn met den aard der wanden. Deze getallenwaarden zullen voorts zoodanig worden bepaald, dat daarmede waarden voor C worden verkregen, welke minstens evengoed de proeven weergeven als eene der oudere formules. Daar het nu schijnt, alsof van de besproken formules over het algemeen de nieuwe van Bazin nog de beste uitkomsten geeft, moet getracht worden de coefficienten zoodanig te bepalen, dat de afwijkingen met laatstgenoemde een minimum worden. De toepassing van de methode der kleinste kwadraten lijkt daartoe als van zelf aangewezen. Als grenzen, waartusschen de overeenstemming zoo goed mogelijk moet zijn, werden aangenomen de waarden R = 0.15 M. en R = 2.50 M., waarbinnen in de praktijk gewoonlijk de hydraulische straal blijft.

In eene vergelijking van den hier bedoelden vorm, neemt de afhankelijk veranderlijke (door C voorgesteld) toe volgens eene meetkundige reeks, als de bijbehoorende waarden

---

[1]) Daartoe is als bijlage gegeven eene tabel, bewerkt naar gegevens uit de „Recherches hydrauliques" van Bazin, en uit zijne verhandeling in de Annales des Ponts et Chaussées van 1897. De proeven op Plaat 1 afgebeeld, zijn hier allen in opgenomen. Door onderlinge vergelijking zal het niet moeielijk zijn, voor het gegeven geval den in aanmerking komenden ruwheidscoefficient, op eenige procenten na, nauwkeurig te bepalen.

[1]) Hydraulique, 2e druk Daar echter volgens de verhandeling van Bazin de formule van Kutter slechtere uitkomsten schijnt te geven dan de nieuwe formule van Bazin, werd ook deze vorm niet gebruikt.

van de onafhankelijk veranderlijke (R) eene dergelijke reeks met eene andere reden representeeren. [1])

Zij n.l. C_1 de eerste, C_n de n^e term van de C reeks, en e_c de reden, dan is:

$$1. \qquad C_n = C_1 \; e_c^{n-1}$$

De daarbij behoorende R is met dezelfde notatie's:

$$2. \qquad R_n = R_1 \; e_R^{n-1}$$

Neemt men van de beide reeksen de logarithmen, en elimineert men de waarde n-1, dan komt er:

$$3. \quad \log C_n = \frac{\log e_R \log C_1 - \log e_c \log R_1}{\log e_R} + \frac{\log e_c}{\log e_R} \log R_n$$

Worden voor de constante uitdrukkingen enkele letters gezet, en de nu overbodig geworden indices weg gelaten, dan komt er:

$$4. \qquad \log C = a + p \log R,$$

waarin:

$$5. \quad a = \frac{\log e_R \log C_1 - \log e_c \log R_1}{\log e_R}; \text{ en } 6. \; p = \frac{\log e_c}{\log e_R}, \text{is.}$$

De vergelijking 4. is dezelfde als werd vooropgesteld.

Voor a en p zijn benaderde waarden als volgt te berekenen.

Laat R van af R = 0.15 toenemen volgens eene meetkundige reeks, b. v. R resp. 0.15; 0.30; 0.60; 1.20; 2.40; dan zijn de bijhoorende waarden van C volgens de nieuwe formule van BAZIN voor Categorie I; C resp. 75.3; 78.4; 80.7; 82.4; en 83.7.

Men heeft dus: $e_R = 2$; en — als eerste benadering uit 1:

$$83.7 = 75.3 \times e_c^4.$$

waaruit volgt:

$$\log e_c = \frac{\log 83.7 - \log 75.3}{4} = 0.0114826$$

Met deze waarde van e_c worden nu voor de verschillende, bij bovenstaande waarden van R behoorende C's, de volgende getallen gevonden:

$C_1' = 75.3$; $C_2' = 77.3$; $C_3' = 79.4$; $C_4' = 81.5$; $C_5' = 83.7$. (afgerond), in plaats van:

$C_1 = 75.3$; $C_2 = 78.4$; $C_3 = 80.7$; $C_4 = 82.4$; $C_5 = 83.7$, gevende dus verschillen:

$v_1 = 0$, $v_2 = 1.1$; $v_3 = 1.3$; $v_4 = 0.9$; $v_5 = 0$,

met de vooropgestelde waarden.

De overeenkomst is zeer bevredigend, en doet al dadelijk zien dat het — ten minste voor de eerste categorie — inderdaad mogelijk is, zonder te groote afwijkingen eene formule van den vorm $C = a' R^p$ te substitueeren in plaats van de nieuwe formule van BAZIN binnen de grenzen $0{,}15 < R < 2{,}5$ M.

De benaderde waarden voor a en p volgen nu uit de formules:

$$a = \log C_1 - \log R_1 \frac{\log e_c}{\log e_R}; \qquad \text{en} \qquad p = \frac{\log e_c}{\log e_R}$$

of:

$$a = \log 75{,}3 - \log 0{,}15 \times \frac{0{,}0114826}{\log 2};$$

$$p = \frac{0{,}0114826}{\log 2}$$

$$a = 1{,}9082225.$$

Zooals door Steinhauser wordt opgemerkt, gaat het niet aan, om de constanten a en p direct volgens de methode der kleinste kwadraten te berekenen uit voorwaarde vergelijkingen van den vorm:

$$\log C = a + p \log R,$$

daar men dan niet de fouten in de waarden C, doch die van log C, minimum zoude maken. Als met gewone logarithmen wordt gerekend, moet de formule dus geschreven worden:

$$C' = 10^{(a + p \log R)}$$

De bovenberekende benaderde waarden van a en p kunnen nu verbeterd worden door voor a; $a + \alpha$, en voor p; $p + \beta$, te substitueeren.

De formule neemt dan den vorm aan:

$$C = 10^{\{(a + \alpha) + (p + \beta) \log R\}}$$

en in de onderstelling, dat α en β klein zijn ten opzichte van a en p, wordt volgens de reeks van TAYLOR:

$$C = C' + \alpha \frac{dC'}{da} + \beta \frac{dC'}{dp},$$

waarin:

$$\frac{dC'}{da} = C' \text{ nep. log } 10; \qquad \frac{dC'}{dp} = C' \log R \text{ nep. log } 10,$$

en dus:

$$C = C' (1 + \alpha \text{ nep. log } 10) + C' \log R \; (\beta \text{ nep. log } 10)$$

of:

$$C = C' \; \delta + C' \log R. \; \varepsilon$$

De normaal vergelijkingen luiden nu:

$$[CC'] = \delta \, [(C')^2] + \varepsilon \, [(C')^2 \log R]$$

$$[CC' \log R] = \delta \, [(C')^2 \log R] + \varepsilon \, [(C')^2 \log^2 R].$$

Waaruit δ en ε zijn op te lossen, en daarna α en β uit:

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{\text{nep. log } 10}; \qquad \beta = \frac{\varepsilon}{\text{nep. log } 10}.$$

De noodige waarden C', zijn te vinden uit de formule:

$$C' = 10^{\{(a + p. \log R\}}$$

of;

$$\log C' = a + p \log R,$$

welke waarden hiervóór reeds werden berekend. De waarden C volgen uit de nieuwe formule van BAZIN.

Men heeft hier:

$R_1 = 0.15$;	$C_1 = 75.3$;	$C'_1 = 75.30$;
$R_2 = 0.30$;	$C_2 = 78.4$;	$C'_2 = 77.32$;
$R_3 = 0.60$;	$C_3 = 80.7$;	$C'_3 = 79.39$;
$R_4 = 1.20$;	$C_4 = 82.4$;	$C'_4 = 81.52$;
$R_5 = 2.40$;	$C_5 = 83.7$;	$C'_5 = 83.70$;

en hieruit wordt met behulp van logarithmen, de volgende tabel berekend,

[1]) De gevolgde rekenwijze is ontleend aan: „Die LEHRE von der Aufstellung empirischer Formeln mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate; bearbeitet von A. STEINHAUSER, K. K. PROFESSOR in Wien. Leipzig. 1889. Het hier behandelde geval is te vinden blz. 172. vlgg.

CC'.	$(C')^2$	$(C')^2 \log R.$	CC' log R.	$(C')^2 \log^2 R.$
5670.09	5670.09	— 4671.64	— 4671.64	3849.00
6061.69	5977.99	— 3125.76	— 3169.53	1634.40
6406.69	6302.61	— 1398.23	— 1421.32	310.19
6716.92	6644.86	+ 526.15	+ 531.85	41.66
7005.69	7005.69	+ 2663.64	+ 2663.64	1012.75
[CC']	$[(C')^2]$	$[(C')^2 \log R]$	[CC' log R]	$[(C')^2 \log^2 R]$
31861.08	31601.24	— 6005.84	— 6067.00	6848.00

Waarmede de Normaal vergelijkingen worden:

$$31861.08 = 31601.24\,\delta - 6005.84\,\varepsilon.$$
$$-6067.00 = -6005.84\,\delta + 6848.00\,\varepsilon.$$

Hieruit komt nu successievelijk:

$\varepsilon = -0.0020628$; $\delta = 1.00783$; $\alpha = 0.0034005$;
$\beta = -0.0008959$; en: $a + \alpha = 1.9116230$;
$p + \beta = 0.0372485$.

Ten slotte heeft men dus:

$$\log C = 1.9116230 + 0.0372485 \log R.$$

Een verdere verbetering zoude nu nog kunnen worden bereikt, door voor a en p de thans gevonden waarden $a + \alpha$; $p + \beta$; in te voegen, en daarmede de geheele berekening te herhalen: dit komt echter onnoodig voor.

Eenvoudiger is het, den coefficient van log R als constant te beschouwen, en alléén de waarde van a nog eenigzins te wijzigen.

Uit de formule:

$$C = a\,f(R).$$

volgt dan de normaalvergelijking:

$$\left[Cf(R)\right] = a\left[\left\{f(R)^2\right\}\right]$$

en daaruit:

$$a = \frac{\left[Cf(R)\right]}{\left[\left\{f(R)\right\}^2\right]}$$

Daarmede komt er eindelijk:

$$\log C = 1.91160 + 0.03725 \log R.$$

Voor de andere categoriëen van wanden werd de berekening op dezelfde wijze verricht. Noemt men de verkregen waarden voor categorie I: C_1; voor categorieII: C_2, en zoo vervolgens, dan vindt men het volgend stel vergelijkingen.

$$\log C_1 = 1.91160 + 0.03725 \log R.$$
$$\log C_2 = 1.86967 + 0.08665 \log R.$$
$$\log C_3 = 1.76591 + 0.18118 \log R.$$
$$\log C_{3bis} = 1.66154 + 0.25051 \log R.$$
$$\log C_4 = 1.56728 + 0.29907 \log R.$$
$$\log C_5 = 1.49056 + 0.33072 \log R.$$

De volgende tabel geeft een vergelijkend overzicht van de beide formules (t. w. de nieuwe formule van Bazin, en den nu gevonden vorm) voor waarden van R, begrepen tusschen 0.15 M en 2.40 M.

Waarden van R	Waarden van C volgens beide formules, en afwijking in procenten voor:																	
	Categorie I.			Categorie II.			Categorie III.			Categorie III^{bis}.			Categorie IV.			Categorie V.		
	Bazin.	Nieuw.	%	Bazin.	Nieuw.	%	Bazin.	Nieuw.	%	Bazin.	Nieuw.	%	Bazin.	Nieuw.	%	Bazin.	Nieuw.	%
0.15	75.3	76.0	+ 0.93	61.5	62.9	+ 2.28	39.7	41.4	+ 4.28	27.2	28.5	+ 4.78	19.9	21.0	+ 5.53	15.8	16.5	+ 4.43
0.30	78.4	78.0	— 0.51	67.3	66.7	— 0.89	47.3	46.9	— 0.85	34.1	33.9	— 0.58	25.8	25.8	0.00	20.7	20.8	+ 0.48
0.60	80.7	80.1	— 0.87	72.1	70.9	— 1.66	54.6	53.2	— 2.56	41.4	40.4	— 2.42	32.5	31.7	— 2.46	26.7	26.1	— 2.25
1.20	82.4	82.1	— 0.36	75.9	75.3	— 0.79	61.3	60.3	— 1.63	48.9	48.0	— 0.20	39.7	39.0	— 1.76	33.5	32.8	— 2.09
2.40	83.7	84.3	+ 0.72	78.8	79.9	+ 1.40	67.1	68.4	+ 1.94	56.2	57.1	+ 1.60	47.3	48.0	+ 1.48	40.8	41.3	+ 1.23

Men ziet hieruit, dat de overeenkomst zeer bevredigend is. De grootste afwijking bedraagt 5.5 %, en komt voor bij R = 0.15 in Categorie IV. Bij R = 2.40 bedraagt zij éénmaal 1.94 % (bij categorie III) en blijft overigens kleiner.

Bedenkt men, dat bij de toepassing van een der formules, voor R = 0.15, de grootst voorkomende waterdiepte ongeveer 0.30 M. zal zijn, en neemt men aan, dat deze gevonden is door toepassing van de formule van Bazin, dan zoude men bij gebruik van de nieuwe formule ook eene afwijking van ongeveer 5% van 30 c.M. hebben gevonden, of ± 1.5 c.M.

Bij R = 0.60 M, is de grootst voorkomende waterdiepte ± 1.20 M; had men die gevonden bij toepassing van de Bazin'sche formule voor Categorie IV, dan zoude met de andere formule ongeveer 1.20 × 1.025, of 1.23 M. zijn verkregen.

Bij R = 1.20 M; h = 2.40 M. volgens Bazin, zoude volgens de nieuwe formule komen: h = ± 2.44 M; de afwijkingen blijven dus geheel onbeduidend.

Op plaat I werd ook de nieuwe vorm door lijnen voorgesteld, waarvan de vergelijking bij de aangenomen eenheden luidt:

$$y = \frac{1}{a'} x^{2p}$$

of:

$$\log y = 2p \log x - a$$

als log a', evenals hiervoor, gelijk a wordt gesteld.

Het zijn de zware zwarte lijnen op de teekening. Deze vergelijkende met de door punten aangegeven proeven, blijkt het, dat niet alleen binnen de aangenomen grenzen, doch zelfs nog ver daarbuiten de resultaten minstens even bevredigend zijn als die, verkregen met de overige

formules. Voor groote waarden van R zoude men zelfs geneigd zijn den vorm van de nieuwe formule beter te achten: de punten-reeks mi b.v. valt beter samen met eene lijn van den hier gegeven vorm dan met een van de anderen.

Tegen de nieuwe formule zoude men één bezwaar kunnen opwerpen, dat echter uitsluitend de keuze der coefficienten, doch niet de vergelijking zelve, betreft. Inderdaad snijden de lijnen elkander bij groote waarden van R, en in werkelijkheid mag dit natuurlijk niet voorkomen. Dit bezwaar is zuiver theoretisch, daar de snijding plaats vindt bij waarden van R, welke feitelijk nimmer zullen worden gebruikt.

Overigens ware dit verschijnsel te verklaren door aan te nemen dat bij die groote waarden het verschil in ruwheidsgraad a.h.w wordt uitgewischt. De lijnen voor de Categoriëen I en II snijden elkander bij $x = \pm 0.40$, dus $R = \frac{1}{0.16}$ of $\pm$ 6.25 M. In het haast ondenkbare geval, dat men in de noodzakelijkheid verkeert voor de eerste Categorie eene grootere waarde te moeten aannemen, zoude dan van hier af, de voor Categorie II geldende waarde moeten worden gebruikt, tot waar de lijn voor de derde Categorie wordt gesneden, ongeveer bij $x = 0.16$, of $R = \frac{1}{0.0256} = \infty$ 39 M. Van daar af wordt dan Categorie III genomen, enz.

Dat het verschil tusschen de Categorieën I en II eerder verdwijnt dan dat tusschen I en III, of tusschen II en III, is wel aannemelijk. Ook vergete men niet, dat de formule niet wil doorgaan voor de ware wet, doch slechts eene benadering is, zoodanig gekozen, dat de best mogelijke aansluiting wordt verkregen met formule van BAZIN voor de meest voorkomende gevallen, en, blijkens het voorgaande, zijn de waarden a en p zóódanig bepaald, dat aan deze voorwaarde wordt voldaan. Het hier vermelde bezwaar had overigens kunnen worden opgeheven door voor alle categorieën alleen a te laten varieeren, en p constant te nemen. [1]) De afwijkingen van de meest gebruikelijke formules waren dan echter grooter geworden, en men had een vorm gekregen, ongeveer gelijk aan de hier voor vermelde, door FLAMANT aanbevolen, formule van ROBERT MANNING.

De wet, volgens welke C met R en met de ruwheid verandert kan — blijkens het medegedeelde — *in een voor de rekenplaat vereischten vorm worden gebracht, en geeft in dien vorm even nauwkeurige resultaten als door eene der meest gebruikelijke formules worden verkregen*

Eene verdere bespreking van de plaat kan dus volgen.

III. THEORIE EN BEREKENING VAN DE REKENPLAAT.

Welke is, in het algemeen, de beste vorm, die aan eene rekenplaat kan worden gegeven?

Dit is wel de eerste vraag, die zich voordoet, en die in hoofdzaak aldus door M. d'Ocagne, den grondlegger van de theorie van dergelijke voorstellingen, wordt beantwoord. [1])

»De gebruikswijze van eene rekenplaat komt altijd »neer op het volgende.

»Neem het snijpunt van twee lijnen (elk functie van »x, y, en van verschillende variabelen) en lees daar de »waarde af van een derde lijn, functie van x, y, en van »eene derde variabele, welke door dit snijpunt gaat.

»Daar langs de geheele laatstbedoelde lijn dezelfde »waarde van de variabele voorkomt, en deze slechts bij »enkele punten in cijfers is gegeven, moet, om de ge»vraagde waarde te vinden, de lijn over zekere lengte »worden gevolgd. Daar dit telkens voor drie lijnen »moet geschieden, loopt men bij de minste onoplettend»heid gevaar, af te wijken van de goede lijn, om terecht »te komen op de daarnaast gelegene, en dien ten ge»volge eene onjuiste aflezing te verkrijgen.

»Wanneer bovendien de waarden van de veranderlijken, waarmede men te maken heeft, niet juist die »zijn, welke met de werkelijk op de plaat getrokken »lijnen overeenkomen, moeten op het oog lijnen gein»terpoleerd worden, en dit is moeielijker dan het, even»eens op het oog, interpoleeren van een punt tusschen »eene schaalverdeeling op eene lijn.

»Eindelijk kan de kruising van de verschillende lijnen»stelsels een verwarrenden indruk maken, waardoor op »den duur het oog wordt vermoeid.

»Deze nadeelen zijn niet te onderschatten. Hoewel »zeker niet groot genoeg, om daardoor in het algemeen »van het gebruik van rekenplaten af te zien, verdient »het toch overweging ze zooveel doenlijk op te »heffen. Dit kan door verschillende hulpmiddelen ge»schieden: een oordeelkundig gebruik maken van zwaar»der getrokken lijnen; juiste keuze van schaalverdeelingen, »e. d. m, kunnen ze tot een minimum beperken, Geheel »kunnen zij echter worden voorkomen, indien het gelukt »op de plaat niet aan elke lijn, doch aan elk punt eene »bepaalde waarde toe te kennen; de voor te stellen »vergelijking wordt dan uitgedrukt door eene betrek»king tusschen de plaatsen, waar de punten op de plaat »gelegen zijn."

Voor vergelijkingen van den vorm:

$$f_1 + f_2 = f_3,$$

waarin f_1, f_2, f_3, willekeurige functies van verschillende veranderlijke grootheden α_1, α_2, en α_3 voorstellen, is dit zeer eenvoudig te bereiken [2]).

Nemen wij aan (fig. 1 Plaat 2) drie evenwijdige rechte lijnen, die door eene vierde lijn in de punten A, B, C, gesneden worden. De lijnen u_1 en u_2 zijn respectievelijk afstanden a en b van de middelste lijn u_3 verwijderd.

Stel dat men van af het punt A als oorsprong, eene waarde l_1 f_1 naar boven toe uit zet, en op de lijn u_2 van af het punt B als oorsprong, eene waarde l_2 f_2, waarbij l_1 en l_2 voorloopig geheel willekeurige getallenwaarden zijn, door d' Ocagne modules genoemd, dan bepaalt eene lijn, welke door de aldus

---

[1]) Hiervan overtuigt men zich licht, door de vergelijking in een logarithmisch assenstelsel uit te zetten. Noemt men log C = y; log R = x, dan wordt de formule:

$$y = a + p\,x.$$

De lijnen zullen alleen dan elkander niet snijden, als p eene constante is.

(1) Traité de Nomographie-Théorie des Abaques-Applications pratignes, par Maurice d'Ocagne, Ingenieur des Ponts et Chaussées, professeur à l'Ecole des Ponts et Chausseés, répétiteur à l'Ecole polijtechnique, Paris. Gauthier Villars 1899.

Voor de berekening en de samenstelling van de hier behandelde rekenplaat, werd van dit werk voortdurend gebruik gemaakt.

(2) Nomographie, blz. 146. Een meer algemeen bewijs, ook voor andere formule—vormen geldig, is blz. 125 vlgg. te vinden.

verkregen punten M en N getrokken wordt, eene zekere lengte C P. op de lijn u_3.

Men heeft dan, als M O evenwijdig aan A B wordt getrokken:

$$C P = C Q + Q P = A M + Q P$$

$$Q P : O N = a : (a + b)$$

$$Q P = O N \frac{a}{a+b}$$

$$O N = B N - B O = B N - A M,$$

waaruit volgt:

$$C P = A M + (B N - A M) \frac{a}{a+b}$$

of:

$$C P = \frac{b.\ A M + a.\ B N}{a+b}.$$

Stelt men nu verder, — daar a en b tot nu toe geheel willekeurig zijn — dat de lijn u_3 op zoodanigen afstand van u_1 en u_2 wordt getrokken, dat $\frac{l_1}{l_2} = \frac{a}{b}$ is, dan vindt men:

$$C P = \frac{A M + \frac{a}{b} B N}{\frac{a}{b} + 1} = \frac{A M + \frac{l_1}{l_2} B N}{\frac{l_1}{l_2} + 1}$$

$$= \frac{l_2\ A M + l_1\ B N}{l_1 + l_2}$$

$$C P \frac{l_1 + l_2}{l_1\ l_2} = \frac{A M}{l_1} + \frac{B N}{l_2}$$

Noemt men:

$$\frac{l_1\ l_2}{l_1 + l_2} = l_3,$$

dan komt er eindelijk:

$$\frac{C P}{l_3} = \frac{A M}{l_1} + \frac{B N}{l_2}.$$

De plaat werd echter zoodanig samengesteld, dat bij de punten M, N, P, de waarden α_1, α_2, en α_3 zijn geschreven, behoorende bij f_1, f_2, en f_3, zoodat:

$$A M = l_1\ f_1;\ B N = l_2\ f_2;\ C P = l_3\ f_3$$

is.

De voorgaande vergelijking wordt dus:

$$f_1 + f_2 = f_3.$$

De punten, waarbij α_1, α_2, α_3 staat geschreven, liggen op eene rechte lijn, welke in het vervolg de index zal worden genoemd.

Resumeerende, heeft men dus de volgende constructie voor eene rekenplaat, welke de formule.

$$f_1 + f_2 = f_3$$

moet voorstellen.

Neem op eene lijn A B een punt C aan, zoodanig dat $\frac{A C}{C B} = \frac{l_1}{l_2}$ is, en trek door de punten A, B, en C evenwijdige assen u_1, u_2, u_3. Zet op deze assen van af de corsprongen A, B, en C schaalverdeelingen uit volgens de formules:

$$u_1 = l_1\ f_1;\ u_2 = l_2\ f_2,\ u_3 = l_3\ f_3$$

waarbij de waarden l_1 en l_2 geheel willekeurig gekozen zijn, terwijl l_3 moet voldoen aan de voorwaarde:

$$l_3 = \frac{l_1\ l_2}{l_1 + l_2}$$

of

$$\frac{1}{l_3} = \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2}.$$

Drie bij elkander behoorende waarden α_1, α_2, α_3 liggen dan op eene rechte lijn. Zijn twee waarden α_1 en α_2 gegeven, dan kan α_3 dus onmiddellijk uit de teekening worden afgelezen.

Het is gemakkelijk in te zien, dat men voor de constructie van de plaat niet juist behoeft uit te gaan van den oorsprong, doch er mede kan volstaan, drie bij elkander behoorende punten zoodanig op de assen te plaatsen, dat zij in eene rechte lijn liggen. De verdeeling van de schalen kan dan van af deze punten geschieden.

De schaal van de einduitkomst (α_3) bevindt zich tusschen de beide anderen in. Had men de formule

$$f_1 - f_2 = f_3$$

voor te stellen, welke ook geschreven kan worden

$$f_2 + f_3 = f_1$$

dan zoude de schaal van f_1 tusschen de beide anderen zijn gekomen. Wil men in dit geval de schaal van het resultaat (α_3) toch in het midden hebben, dan moet gesteld worden:

$$u_1 = l_1\ f_1\ ,\quad u_2 = -\ l_2\ f_2$$

m. a. w. de schaalverdeeling voor de variabele α_2 moet in tegengestelde richting worden uitgezet.

Dit is de methode, welke in het onderhavige geval zal worden gevolgd. Hare groote waarde ontleent zij, behalve aan de duidelijkheid van voorstelling, aan de vrijheid van keuze der modules l_1 en l_2, welke dus zoodanig kunnen worden bepaald, dat binnen de aangenomen grenzen voor α_1 en α_2, de schalen even lang worden.

Nadere bijzonderheden zullen van zelf bij de berekening ter sprake komen.

Uit de op blz. 1 vermelde formules, in verband met die van blz. 7 voor C, volgt:

I. $$\frac{Q^2}{i} = C^2\ F^2\ R = (a')^2\ F^2\ R^{2p+1}$$

Stelt men voorts:

$$h = m\ b$$

dan wordt:

$$F = (b + n\,h)\ h = (1 + m\,n)\ m\ b^2$$

en:

$$b = \frac{\sqrt{F}}{\sqrt{m\ (1 + m\ n)}},$$

waaruit volgt:

$$R = \frac{F}{O} = \frac{F}{b + 2\,h\sqrt{2}} = \frac{F}{(1 + 2\,m\sqrt{n^2+1})\,b} =$$

$$\frac{\sqrt{m\ (1 + m\,n)}}{1 + 2\,m\sqrt{n^2+1}} \cdot \sqrt{F}$$

Uit I komt nu:

II. $$\frac{Q^2}{i} = (a')^2\,F^{p+2\frac{1}{2}} \left\{ \frac{\sqrt{m(1+m\,n)}}{1 + 2\,m\sqrt{n^2+1}} \right\}^{2p+1}$$

Deze formule kan gesplitst worden in de beide volgenden:

II^a $$\log \alpha = 2\,a + (p + 2^1/_2)\ \log F + (2\ p + 1) \times$$

$$\times \log \frac{\sqrt{m(1+m\,n)}}{1 + 2\,m\sqrt{n^2+1}}$$

II^b $$\log \alpha = 2\ \log Q - \log i$$

Bij gegeven ruwheidsgraad zijn a en p bekend, en komen in elke formule slechts drie onbekenden voor, als n eveneens als gegeven wordt beschouwd.

Beide formules zijn van den vorm:

$$f_1 + f_2 = f_3,$$

en kunnen dus op eene rekenplaat van de besproken constructie worden voorgesteld.

Daar beiden tevens ééne onbekende ($\log \alpha = \log \frac{Q^2}{i}$) gemeen hebben, kan men ze op één plaat zetten, als slechts in beide gevallen $f_3 = \log \alpha$ dezelfde modulus l_3 heeft. De schalen voor f_3 kunnen dan op elkaar vallen, en de plaat als volgt worden gebruikt:

Zij gegeven Q, i, en v, dan is daardoor bekend $F = \frac{Q}{v}$. (1).

Zij gevraagd de waarde $\frac{\sqrt{m\,(1 + mn)}}{1 + 2m\sqrt{n^2+1}}$, welke ter bekorting in het vervolg f (m, n) zal worden genoemd.

a. Verbind de gegeven Q met de gegeven i, en bepaal het snijpunt van de aldus verkregen lijn (de index) met de schaal u_α.

b. Verbind daarna dit snijpunt met de gegeven waarde van F op de schaal u_F, en zie, waar de index de schaal van f (m, n.) snijdt. De aldaar afgelezen waarde geeft de oplossing van het vraagstuk.

Het blijkt hieruit, dat de α schaal slechts eene hulpschaal is, en dat de getallen waarde $\alpha = \frac{Q^2}{i}$ niet bekend behoeft te zijn. Deze schaal behoeft dus niet te worden verdeeld.

In plaats van lijnen op de teekening te trekken, waardoor deze bij veelvuldig gebruik allicht onduidelijk zoude worden, beveelt d'OCAGNE aan, voor index gebruik te maken van een draad, en dien tusschen de gegeven punten over de teekening te spannen. Als de draad slechts dun is, is deze handelwijze even nauwkeurig. Men zoude ook gebruik kunnen maken van eene liniaal, wat echter het nadeel heeft, dat de teekening zuiver vlak moet liggen (dit is bij het spannen van een draad niet noodig) en dat de onder de liniaal zich bevindende schaalverdeelingen niet gezien kunnen worden, waardoor de interpolatie minder zuiver wordt.

Ook kan eene op calqueer papier getrokken dunne lijn worden gebezigd.

In elk geval moet echter het snijpunt op de α schaal worden aangeteekend of doorgeprikt, om het weder te kunnen terugvinden voor de bij *b* genoemde bewerking, en dit geeft bij veelvuldig gebruik van de teekening eveneens al spoedig aanleiding tot een onoogelijk aanzien, en tot het minder duidelijk worden van de schaal. Dit alles kan voorkomen worden door laatstgenoemde van eene verdeeling te voorzien, welke echter geheel willekeurig kan zijn.

Beschouwen wij, om de gedachten te bepalen, eerst de voorstelling, welke ontstaat voor Categorie V.

De formules II^a en II^b worden dan:

II^a $\log \alpha = 2.98112 + 2.83072 \log F + 1.66144 \log \frac{\sqrt{m\,(1 + mn)}}{1 + 2m\sqrt{n^2+1}}$

(1) Voor de berekening van F, welke trouwens zeer eenvoudig is, zoude desnoods ook eene rekenplaat kunnen worden samengesteld volgens de formule:

$$\log F = \log Q - \log v.$$

II^b $\log \alpha = \log Q^2 - \log i.$

Nemen wij aan, dat de rekenplaat gebruikt moet kunnen worden binnen de volgende grenzen:

F. van 0.250 M^2 tot 300 M^2.

m van 0.004 tot 2, — of h van 0.004 b tot h = 2b.

n van 0 tot 2. waaruit volgt, voor de bij elkander behoorende waarden van m en n, welke de uiterste waarden van f (m, n) geven, m = 0.004, n = 2, en m = 0.81, n = 0.5, en waarmede gevonden wordt, dat log f (m, n) varieert van

log f (m, n) = 9.579 — 10 tot 8.794 — 10.

i van 0.02 tot 0.000 005.

Q van 0.100 M^3 tot 100 M^3.

Wil men de schaal u_α in het midden hebben, dan moet dus volgens het op blz. 9 betoogde, gesteld worden:

$u_Q = l_Q \log Q^2$, en het verschil tusschen de uiterste waarden van $\log Q^2 = \delta_Q$

$u_i = l_i$ (— log i) en h. v. t. d. u. w. van $\log i = \delta_i$

$u_F = l_F$ (p + 2,5) log F + 2a } en h. v. t. d. u. w. van (p + 2,5) log F = δ_F

$u_f = l_f$ (2 p + 1) log f (m, n), en h. v. t. d. u. w. van (2 p + 1) log f (m n) = δ_f

$u_\alpha = l_\alpha \log \alpha$.

Verder is:

$\delta_Q = \log 100^2 - \log 0{,}1^2 = 4 + 2 = 6.$

$\delta_i = \log 200.000 - \log 50 = 5.301 - 1.699 = 3.602$

$\delta_F = 2.83072\ (\log 300 - \log 0.250) = 8.716.$

$\delta_f = 1.66144\ (9.579 - 8.794) = 1.305.$

Nemen wij verder aan, dat de schaal voor Fongeveer 30 c. M. lang moet worden, dan kunnen de modules zoodanig worden bepaald, dat ook de schaal voor (2p + 1) log f (m, n) ongeveer 30 c. M. wordt, en de schalen u_Q en u_i onderling gelijke lengten verkrijgen.

Uit

$$\frac{1}{l_\alpha} = \frac{1}{l_Q} + \frac{1}{l_i} = \frac{1}{l_F} + \frac{1}{l_f}$$

volgt, in verband met:

$l_i\,\delta_i = l_Q\,\delta_Q$; $\quad l_F\,\delta_F = l_f\,\delta_f$:

$$\begin{cases} l_Q = l_\alpha \frac{\delta_Q + \delta_i}{\delta_Q}; \\ l_i = l_\alpha \frac{\delta_Q + \delta_i}{\delta_i}; \end{cases} \qquad \begin{cases} l_F = l_\alpha \frac{\delta_F + \delta_f}{\delta_F} \\ l_f = l_\alpha \frac{\delta_F + \delta_f}{\delta_f} \end{cases} (1)$$

Voorts heeft men: $u_F = l_F\,\delta_F = \pm$ 30 c. M.

Met de getallenwaarden voor categorie V wordt dit:

$$l_Q = \frac{9.602}{6} l_\alpha; \qquad l_F = \frac{10.021}{8.716} l_\alpha$$

$$l_i = \frac{9.602}{3.602} l_\alpha; \qquad l_f = \frac{10.021}{1.305} l_\alpha$$

$$\delta_f\, l_f = 1.305\ l_f = \pm 30 \text{ c. M.}$$

(1) Nomographie, blz. 219.

Daar het aanbeveling verdient, voor het gemak der berekening, de modules zoo eenvoudig mogelijk te kiezen, stellen wij in de laatste vergelijking $l_f = 25$ c. M, waardoor de schaal $u_f = 25 \times 1.305$ c. M. $= 32.625$ c. M. lang wordt. Men heeft dan: $32.625 = 10.021\ l_\alpha$: en dus wordt voor l_α gesteld: 3 c. M.

De modulus l_F mag nu niet meer worden afgerond, doch moet zuiver worden berekend uit de vergelijking:

$$\frac{1}{l_\alpha} = \frac{1}{l_F} + \frac{1}{l_f},$$

waardoor men vindt:

$$\frac{1}{3} - \frac{1}{25} = \frac{1}{l_F}.$$

$$l_F = \frac{75}{22} \text{ c. M.}$$

Voorts heeft men:

$$l_i = \frac{9.602}{3.602} \times 3 \text{ c. M.}$$

waarvoor gesteld wordt: $l_i = 8$ c. M. en verder uit.

$$\frac{1}{l_\alpha} = \frac{1}{l_Q} + \frac{1}{l_i}$$

$$\frac{1}{3} - \frac{1}{8} = \frac{1}{l_Q}$$

$$l_Q = \frac{24}{5} \text{ c. m.}$$

De lengten van de schalen worden nu:
$u_Q = 28{,}8$ c. M; $u_i = 28{,}8$ c. M; $u_F = 29{,}7$ c. M; $u_f = 32{,}6$ c. M. waarmede aan de gestelde voorwaarde is voldaan.

Men zal nu op de plaat, als gegeven is Q, i, en F, gemakkelijk kunnen vinden f (m, n) doch het is niet deze waarde, welke men zal willen weten, maar wel de bij elkander behoorende waarden van m en n.

Dit kan eenvoudig op de volgende wijze worden bereikt.

Denkt men zich een assenstelsel met de Y as langs de as u_f vallend, en de X as loodrecht daarop, dan leest men langs de Y as af: $(2p + 1)$ f (m, n). Noemt men deze waarde y, en zet men langs de X as volgens eene zekere schaal, de waarde n uit; stelt men, m. a. w. $x = l_x$ n, dan is

$$y = 25 \times 1.66144 \log \frac{\sqrt{\left\{m\left(1 + \frac{mx}{l_x}\right)\right\}}}{1 + 2m\sqrt{\left\{\left(\frac{x}{l_x}\right)^2 + 1\right\}}}$$

of

$$y = 41{,}536 \log \frac{\sqrt{\left\{m\left(1 + \frac{mx}{l_x}\right)\right\}}}{1 + 2m\sqrt{\left\{\left(\frac{x}{l_x}\right)^2 + 1\right\}}}$$

eene vergelijking, volgens welke men m lijnen kan construeeren voor verschillende waarden van m.

De vergelijking voor de n lijnen is dan:

$$x = l_x \cdot n.$$

Voor bepaalde waarden van n zijn dit rechte lijnen, evenwijdig aan de Y as.

Het gebruik van de rekenplaat is nu aldus:

Bij de gegeven waarde van f (m. n.) trekt men eene horizontale lijn, waarop alle waarden van m en n zijn gelegen, welke bij die y behooren. Is n gegeven, dan leest men in het snijpunt van de gegeven lijnen $y = f$ (m, n); $x = \psi$ (n), de bijbehoorende waarde van de m lijn, welke door dat punt gaat, af; is m gegeven, dan kan op overeenkomstige wijze n worden gevonden.

Hieruit blijkt, dat de getallenwaarde van f (m, n) $= y$, niet bekend behoeft te zijn, deze lijnen behoeven dus niet gecoteerd te worden. De op de plaat voorkomende met stippels gevulde banden dienen dan ook alléén, om op het oog gemakkelijk te kunnen interpoleeren. Bij de m- en de n- lijnen zijn de bijbehoorende waarden van m en n geschreven.

Voor l_x werd aangenomen 2 c. M, de lijn voor n $= 0{,}5$ ligt dus 1 c. M. van de lijn $n = o$ verwijderd. Was b. v. gegeven $n = 1\frac{3}{4}$, dan zoude in gedachte deze lijn midden tusschen de op de plaat voorkomende lijnen van $n = 1\frac{1}{2}$ en $n = 2$, moeten worden geïnterpoleerd.

Tot nu toe werd uitsluitend over de vijfde categorie gesproken, terwijl het toch noodzakelijk bleek, de berekeningen voor elke willekeurige categorie te kunnen uitvoeren.

Niets verhindert echter, ook andere ruwheidsgraden op de plaat voor te stellen.

Uit de vergelijkingen II^a en II^b volgt, dat alléén in de vergelijking II^a de coefficienten a en p, afhankelijk van den aard der wanden, voorkomen, en dat dus de vergelijking II^b geldt voor elken ruwheidsgraad. Wil men de andere categoriën op dezelfde teekening voorstellen, dan moet de modulus l_α, van $\log \alpha$, die in beide vergelijkingen voorkomt, onveranderd blijven.

Men heeft dan nog de vrije keuze van een der beide overblijvende modules l_f en l_F.

De schaal u_F is zeer eenvoudig te construeeren; met behulp van een logarithmentafel zijn de waarden.

$$u = l_F (p + 2.5) \log F.$$

in een oogwenk uitgerekend. (1).

Anders is het evenwel gesteld met de waarden $l_f (2p + 1) \log f$ (m. n.), waarvoor telkens nieuwe stellen kromme lijnen zouden moeten worden geteekend. Nu komt echter het groote voordeel van de gevolgde voorstellingswijze, waardoor men het in zijne macht heeft dit bezwaar op te heffen door de vrije keuze van nog eene module, treffend aan het licht.

Het is toch duidelijk, dat, als men b. v. voor de vierde categorie de module l_f^{IV} zoodanig kiest, dat

$$l_f^{IV} (2p_4 + 1) = l_f^{V} (2p_5 + 1)$$

is, men eveneens zal verkrijgen:

$$y = 41.536 \log f \text{ (m. n.)}\ ^2)$$

---

(1) Deze waarden behoeven daarenboven slechts te worden berekend voor waarden van F, gelegen tusschen 1 en 10. Voor waarden tusschen 0.100 en 1; 10 en 100; 100 en 1000; wordt de schaalverdeeling eenvoudig herhaald.

Men zal opmerken, dat hiervóór gesteld werd:

$$u_F = l_F [(p + 2.5) \log F. + 2a]$$

welke vorm ook kan geschreven worden:

$$u_F = l_F (p + 2.5) \log F + l_F \times 2a.$$

en dat nu alleen sprake is van den eersten term van het tweede lid dezer vergelijking. De tweede term is n. l. voor elkenbepaalden ruwheidsgraad constant, en heeft dus alleen eene verpaatsing van den oorsprong ten gevolge. Bij de later te bespreken wijze van in teekening brengen, zal het blijken, dat deze waarde niet behoeft te worden berekend, doch de juiste plaats van een der verdeelingen op de lijn u_F door constructie wordt bepaald.

2) De indices in romeinsche of arabische cijfers bij de waarden l_f en l_F of p, hebben in het vervolg betrekking op de verschillende categorieën van ruwheid. Van romeinsche cijfers zal worden gebruik gemaakt, als verwarring met een exponent is te vreezen.

Neemt men ook l_x in beide gevallen gelijk, ($l_x = 2$ c. M.) dan verkrijgt men voor f (m. n), m, en n, lijnen, geheel gelijk aan de reeds voor de 5e categorie gebezigde. Bovendien zal het, zooals later zal worden aangetoond, mogelijk zijn, zoowel de schaal u_α, als de schaal u_f voor beide gevallen langs elkaar te laten vallen, en men heeft dus de m en n. lijnen voor beide gevallen slechts éénmaal in teekening te brengen.

Voor de overige categorieën kan eene dergelijke handelwijze worden gevolgd, en men verkrijgt zoodoende dus, in het algemeen:

$$l_f = l_f^V \frac{2p_5 + 1}{2p + 1},$$

en derhalve:

$l_f^I = 38.656$; $l_f^{II} = 35.401$; $l_f^{III} = 30.488$; $l_f^{III\ bis} = 27.672$

$l_f^{IV} = 25.990$; en $l_f^V = 25.000$ c. M.

Hieruit kunnen nu wederom de verschillende modules l_F worden berekend volgens de formule:

$$\frac{1}{l_\alpha} = \frac{1}{l_f} + \frac{1}{l_F}$$

waarin $l_\alpha = 3$ c. M. moet worden gesubstitueerd, waarna men vindt:

$l_F^I = 3.2524$; $l_F^{II} = 3.2778$; $l_F^{III} = 3.3274$; $l_F^{III\ bis} = 3.3648$; $l_F^{IV} = 3.3915$; $l_F^V = 3.4091$ c. M.

Bij de tot nu toe ingestelde berekeningen werd nog niet gesproken over de onderlinge afstanden der schalen. Het is noodig daaraan thans eenige woorden te wijden. Noemt men z_Q den afstand van de schaal u_Q tot de gemeenschappelijke schaal u_α, en geeft men de andere afstanden tot deze schaal op dergelijke wijze aan, door z steeds te voorzien van dezelfde indice als de beschouwde schaal heeft, dan is bekend, dat de afstanden z moeten voldoen aan de volgende voorwaarden:

$$\frac{z_Q}{z_i} = \frac{l_Q}{l_i}\ ;\quad \frac{z_F}{z_f} = \frac{l_F}{l_f}\ .$$

Om de schalen niet te schuin te snijden met de index (lijn of draad), waardoor de aflezing op de resulteerende schaal allicht onduidelijk zoude worden, moet de afstand tusschen de schalen u_i en u_Q, resp. u_F en u_f, niet veel kleiner zijn dan hare lengte; neemt men de verst van elkander gelegen waarden dan samen, zoo maakt de index geen kleiner hoek dan van ongeveer 45^0 met de schalen.

Nemen wij dus voor den totalen afstand der schalen u_i en u_Q ongeveer hare lengte, en stellen wij

$$z_Q + z_i = 24 \text{ c. M;}$$

dan komt daaruit, in verband met

$$\frac{z_Q}{z_i} = \frac{l_Q}{l_i} = \frac{24}{5} \times \frac{1}{8} = \frac{3}{5}$$

$z_Q = 9$ c. M, en $z_i = 15$ c. M.

Voor de schalen u_F en u_f, bestaat de betrekking

$$\frac{z_F}{z_f} = \frac{l_F}{l_f}\ ,$$

waarin z_F en z_f nog onbekend zijn. Derhalve kan één van deze waarden nog willekeurig worden aangenomen. Doet men dit met z_f, dan kan deze waarde voor alle categorieën constant worden gehouden, en in verband met het voorgaande, kunnen dan voor alle categorieën de geheel gelijkwaardige schalen voor u_α en u_f langs elkander worden gelegd, waardoor wederom de gelijkwaardige m en n lijnen voor alle categorieën, op elkander komen te liggen.

Om de voorstelling dan voor elken ruwheidsgraad te kunnen gebruiken, behoeven slechts nieuwe F schalen te worden geteekend, met de reeds berekende modules, en op afstanden

$$z_F = z_f \times \frac{l_F}{l_f}$$

van de schaal u_α

Ten einde eene duidelijke teekening te verkrijgen, mogen deze schalen niet te dicht bij elkander komen, en door deze voorwaarde kan z_f worden bepaald.

De onderlinge afstand van de uiterste F schalen is:

$$z_F^V - z_F^I = z_f \left\{ \frac{l_F^V}{l_f^V} - \frac{l_F^I}{l_f^I} \right\}$$

Nemen wij aan, dat deze afstand niet kleiner mag zijn dan b. v. 2.5 c.M, dan komt er:

$$z_f \left\{ \frac{l_F^V}{l_f^V} - \frac{l_F^I}{l_f^I} \right\} > 2.5 \text{ c.M.}$$

$$z_f \left\{ \frac{1}{7.333} - \frac{1}{11.885} \right\} > 2.5 \text{ c.M.}$$

$$z_f > 42.4 \text{ c.M.}$$

Voor z_f werd genomen 50 c.M, en daarmede worden de afstanden z_F van u_F tot u_α, en de onderlinge afstanden:

$z_F^I = 50 \times \frac{1}{11.885} = 4.2069$ c.M,
0.4226 cM. onderlinge afstand

$z_F^{II} = 50 \times \frac{1}{10.800} = 4.6295$ c.M,
0.8274 cM. „ „

$z_F^{III} = 50 \times \frac{1}{9.163} = 5.4569$ c.M,
0.6229 cM. „ „

$z_F^{III\ bis} = 50 \times \frac{1}{8.224} = 6.0798$ c.M,
0.4447 cM. „ „

$z_F^{IV} = 50 \times \frac{1}{7.663} = 6.5245$ c.M,
0.2937 cM. „ „

$z_F^V = 50 \times \frac{1}{7.333} = 6.8182$ c.M,

De kleinste onderlinge afstand van twee naast elkander gelegen schalen is die van u_F^{IV} en u_F^V, en bedraagt nog bijna 3 m. M.

Verbindt men de gelijkwaardige punten op de verschillende schalen door vloeiende kromme lijnen, dan heeft men daarin een middel, om tusschen de berekende categoriën nog willekeurig andere te interpoleeren, door het trekken van lijnen evenwijdig aan de geconstrueerde

schalen, zooals zonder meer, wel duidelijk zal zijn. Op enkele procenten komt het hier niet aan, zoodat deze interpolatie op het oog kan geschieden.

Heeft men b. v. een ruwheidsgraad, welke volgens plaat I bepaald is tusschen categorie III^{bis} en IV in gelegen, doch iets dichter bij categorie IV, dan zal men op de rekenplaat ook F behooren te nemen tusschen de schalen $u_F^{III\,bis}$ en u_F^{IV}, en iets dichter bij laatstgenoemde schaal, welke handelwijze, al mag zij op het eerste gezicht ook nog zoo weinig nauwkeurig schijnen, toch altijd nog betere resultaten zal opleveren dan het klakkeloos aannemen van categorie IV, waartoe men toch allicht geneigd zoude zijn over te gaan, indien men geene rekenplaat tot zijne beschikking heeft, waarop zonder eenige moeite of tijdverlies verschillende ruwheidsgraden kunnen worden geïnterpoleerd.

Hoewel nu reeds verschillende problemen kunnen worden opgelost, zijn nog andere combinaties van gegevens mogelijk, die zich dikwijls voordoen, doch waarop de plaat het antwoord niet vermag te geven. Heeft men b. v. de afmetingen van een kanaal bij bekend maximum debiet en verhang berekend, dan zal het in den regel gebeuren, dat men ook voor een anderen, minimum, afvoer, de waterdiepte wenscht te weten, en dit kan niet met de rekenplaat worden gevonden.

Om ook voor dit geval de oplossing mogelijk te maken, zijn nog meer schalen noodig, en moet in de formule II^a, b worden gesubstitueerd in plaats van F, hetgeen door middel van de betrekking

$$F = (1 + m.\ n.)\ m.\ b^2$$

eenvoudig kan geschieden, en waardoor men verkrijgt:

III. $\log \alpha = 2a + (2p + 5) \log b + (p + 2^1/_2) \log [m.\ (1 + m.\ n.\ )] + (2p + 1) \log f\ (m.\ n)$.

In het vervolg zal ter bekorting φ (m. n.) worden geschreven in plaats van m (1 + m n).

De aangewezen weg is nu, om eerst de som der beide laatste termen op de rekenplaat te brengen, en dus eene voorstelling te vervaardigen van den vorm:

ψ (m. n.) = $(p + 2^1/_2) \log \varphi$ (m. n.) + $(2\ p + 1)$ log f (m. n).

daar voor de laatste term reeds eene schaal aanwezig is.

Om nader te vermelden redenen, verdient het in dit geval aanbeveling, de schaal u_ψ buiten de beide andere te plaatsen, waartoe de formule geschreven moet worden:

$$-(p + 2^1/_2) \log \varphi\ (m.\ n.) = (2\ p + 1) \log f\ (m.n.) - \psi\ (m.\ n.)$$

en waardoor de schaal u_φ in het midden komt, als gesteld wordt:

$u_\varphi = l_\varphi\ (-[p + 2^1/_2] \log \varphi\ [m.\ n.])$; $u_f = l_f\ ([2\ p + 1] \log f\ [m.\ n.])$; $u_\psi = l_\psi\ (-\psi\ [m.\ n.])$.

De schalen u_φ en u_ψ zijn dus in tegengestelde richting van de schaal u_f verdeeld.

Evenals voor de schaal u_f, en om dergelijke redenen, als bij de bespreking daarvan uitvoerig werden vermeld, is het hier gewenscht, de schalen u_φ voor schillende categoriëen van wanden op elkander te laten vallen.

Het toen geleverd betoog herhalende, zal men zien dat dit aanleiding geeft tot de volgende voorwaarde:

$$[p + 2^1/_2]\ l_\varphi = [p_5 + 2^1/_2]\ l_\varphi^V$$

of:

$$l_\varphi = \frac{p_5 + 2{,}5}{p + 2{,}5}\, l_\varphi^V.$$

Noemen wij verder de afstanden van de schalen u_ψ en u_f tot de schaal u_φ respectievelijk w_ψ en w_f, dan moet ook

$$w_f = \text{constante}$$

zijn.

In de eerste plaats kan nu nog de waarde l_φ^V willekeurig worden aangenomen.

Bepalen wij deze zoodanig, dat de buitenste schalen u_ψ en u_f wederom ongeveer even lang worden, dan moet dus:

$$l_\psi^V\ \delta_\psi^V = \pm 30\ \text{c. M.}$$

worden, als analoog aan de reeds vroeger aangenomen notaties, het verschil tusschen de uiterste waarden van ψ (m. n.) geacht wordt δ_ψ te zijn.

Men zal vinden: $\delta_\psi^V = \pm 9.7$.

Nemen wij dus:

$$l_\psi^V = 3\ \text{c. M.}$$

Daarmede wordt, aangezien:

$$\frac{1}{l_\varphi^V} = \frac{1}{l_\psi^V} + \frac{1}{l_f^V}$$

is, ook

$$\frac{1}{l_\varphi^V} = \frac{1}{3} + \frac{1}{25} = \frac{28}{75}\ \text{c. M,}$$

en derhalve:

$$l_\varphi^V = \frac{75}{28}\ \text{c. M.}$$

Hieruit wordt nu, in verband met de boven gegeven algemeene uitdrukking voor l_φ, successievelijk gevonden:

$l_\varphi^I = \frac{2{,}83072}{2{,}53725} \times \frac{75}{28} = 2{,}9884$ c. M; $l_\varphi^{II} = \frac{2{,}83072}{2{,}58665} \times \frac{75}{28} = 2{,}9313$ c. M;

$l_\varphi^{III} = \frac{2{,}83072}{2{,}68118} \times \frac{75}{28} = 2{,}8280$ c. M; $l_\varphi^{III\,bis} = \frac{2{,}83072}{2{,}75051} \times \frac{75}{28} = 2{,}7567$ c. M; $l_\varphi^{IV} = \frac{2{,}83072}{2{,}79907} \times \frac{75}{28} = 2{,}7088$ c. M.

De lengte van deze schalen is, met:

$$\delta_\varphi^V = 2{,}83072 \left(\log \varphi\ (m = 2,\ n = 2) - \log \varphi\ (m = 0{,}004,\ n = 0) \right) = 9{,}96.$$

$$u_\varphi = l_\varphi^V\ \delta_\varphi^V = \frac{75}{28} \times 9{,}96 = 25{,}77\ \text{c. M.}$$

Uit de bovenstaande waarden voor l_φ, en de vroeger reeds berekende waarden l_f, komt nu, door de betrekking

$$\frac{1}{l_\psi} = \frac{1}{l_\varphi} - \frac{1}{l_f}$$

$l_\psi^{I} = 3{,}2387$ c. M; $l_\psi^{II} = 3{,}1960$ c. M; $l_\psi^{III} = 3{,}1171$ c. M.; $l_\psi^{III\,bis} = 3{,}0617$ c. M; $l_\psi^{IV} = 3{,}0241$ c.M; $l_\psi^{V} = 3{,}0000$ c. M.

Formule III kan nu als volgt worden geschreven:

$III^a \quad \log \alpha = \left(2a + (2p + 5) \log b\right) + \left(\psi \text{ (m. n.)}\right)$

en op geheel dezelfde wijze worden behandeld als de formule II^a.

Men heeft reeds gevonden:

$l_\alpha = 3$ c. M, en voor l_ψ de boven berekende waarden, waaruit door de betrekking:

$$\frac{1}{l_b} = \frac{1}{l_\alpha} + \frac{1}{l_\psi} \quad (^1)$$

volgt:

$l_b^{I} = 1.5574$ c. M; $l_b^{II} = 1.5474$ c. M; $l_b^{III} = 1.5287$ c. M; $l_b^{IIIbis} = 1.5153$ c. M; $l_b^{IV} = 1.5060$ c. M; $l_b^{V} = {}^3/_2 = 1.50$ c. M.

Tusschen de aangenomen grenzen, b = 0.20 M. tot b = 150 M., vindt men nu uit:

$$u_b = l_b \left(2a + (2p + 5) \log b\right)_{b=0.20}^{b=150.}$$

de volgende waarden voor de lengten der b schalen:

$u_b^{I} = 22.72$ c. M; $u_b^{II} = 23.01$ c. M; $u_b^{III} = 23.57$ c. M; $u_b^{III\,bis} = 23.96$ c. M; $u_b^{IV} = 24.24$ c. M; $u_b^{V} = 24{,}41$ c. M.

Wordt nu nog de afstand w_f (die constant moet zijn) aangenomen, dan zijn alle elementen van de rekenplaat bekend.

Uit w_f toch, kan w_ψ worden berekend. Noemt men den afstand van de schaal u_b tot de schaal u_α, y_α; den afstand van u_b tot u_ψ: y_ψ; dan is (fig 2, plaat 2).

$$y_\alpha + y_\psi + w_f + w_\psi = 50 \text{ c. M.}; \quad y_\alpha = \frac{l_\alpha}{l_\psi}\, y_\psi$$

en uit deze beide betrekkingen kunnen dan y_α en y_ψ worden gevonden.

(1) Door het aannemen van deze betrekking is verondersteld, dat de schaal u_b tusschen de beide anderen wordt geplaatst. Dit moet inderdaad het geval zijn. Immers, hiervóór werd gevonden, dat de schaal u_ψ tegengesteld verdeeld was aan de schaal u_f, en dus ook aan de schaal u_α, welke gelijk verdeeld is met u_f Men heeft dus:

$$u_\alpha = l_\alpha \, (\log \alpha)$$

$$u_\psi = l_\psi \left(-\psi \text{ (m. n.)}\right)$$

m. a. w.: de formule III^a moet worden geschreven:

$$2a + (2p + 5) \log b = \log \alpha + \left(-\psi \text{ (m. n.)}\right)$$

Neemt men nu, om de schalen door de index niet onder een te scherpen hoek te doen snijden, de waarde w_f ongeveer gelijk aan de lengte der schalen, dan zal het bij de berekening van y_α blijken, dat de b schalen zóó dicht bij elkander vallen, dat eene behoorlijke schaalverdeeling haast niet is aan te brengen, en van eene eenigzins nauwkeurige aflezing geen sprake kan zijn. Dit bezwaar kan worden ontgaan door den afstand w_f zoodanig te kiezen, dat alle b schalen samen vallen, hetgeen, zooals de volgende berekening doet zien, altijd mogelijk is. Daar echter de modules van alle b schalen verschillend zijn, terwijl ook de waarden 2a verschillen naar gelang van den in aanmerking komenden ruwheidsgraad, vallen de schalen u_b wel samen, doch de op elkander vallende punten zijn niet gelijkwaardig. De b schalen kunnen nu echter weder langs eene horizontale lijn uit elkander worden geschoven.

Het gebruik van de rekenplaat is dan zoodanig, dat het snijpunt van de index met de verticale lijn, welke y_α c.M. van de schaal u_α is verwijderd, wordt gezocht, en het aldus bepaalde punt horizontaal wordt overgebracht op de schaal u_b, welke bij de aangenomen categorie behoort, en alwaar de grootheid b wordt afgelezen.

De waarden y_α en w_f worden aldus gevonden.

$$y_\alpha + y_\psi + w_f + w_\psi = 50 \text{ c.M.}$$

$$y_\psi = \frac{l_\psi}{l_\alpha} \cdot y_\alpha$$

$$w_\psi = \frac{l_\psi}{l_\alpha} \cdot w_f$$

dus: $$y_\alpha \left(1 + \frac{l_\psi}{l_\alpha}\right) + w_f \left(1 + \frac{l_\psi}{l_f}\right) = 50$$

Daar nu

$$\frac{1}{l_\psi} = \frac{1}{l_\varphi} - \frac{1}{l_f}$$

is, volgt hieruit

$$y_\alpha = \left(50 - \frac{l_f}{l_f - l_\varphi} \cdot w_f\right) \frac{l_\alpha}{l_\alpha + \frac{l_f\, l_\varphi}{l_f - l_\varphi}}$$

en

$$w = 50\left(1 - \frac{l_\varphi}{l_f}\right) - y_\alpha \left(1 - \frac{l_\varphi}{l_f} + \frac{l_\varphi}{l_\alpha}\right)$$

Hierin de bekende waarden van l_f, l_φ, en l_α voegende voor de vijfde categorie, komt er.

$$w_f = 50 \times \frac{25}{28} - \frac{50}{28}\, y_\alpha^{v}$$

Drukken wij de voorwaarde, dat w_f voor eene andere willekeurige categorie dezelfde waarde moet verkrijgen, uit in eene vergelijking, dan ontstaat de betrekking:

$$\frac{50}{28}\left(25 - y_\alpha^{v}\right) = 50\left(1 - \frac{l_\varphi}{l_f}\right) - y_\alpha \left(1 - \frac{l_\varphi}{l_f} + \frac{l_\varphi}{l_\alpha}\right)$$

Bepalen wij nu de waarde y_α voor deze categorie zoodanig, dat ook $y_\alpha = y_\alpha^{v}$ wordt, dan komt er, daar:

$$l_\varphi = \frac{75}{28}\, \frac{p_5 + 2.5}{p + 2.5}; \quad \text{en} \quad l_f = 25\, \frac{2p_5 + 1}{2p + 1}$$

is, na substitutie van deze waarden, en verschillende herleidingen:

$$y_\alpha = 150 \frac{4\ (p - p_5)}{(50\ p_5 + 37)\ (p - p_5)} = \frac{600}{50\ p_5 + 37}$$

De onbekende waarde p is uit deze vergelijking verdwenen; zij geldt dus voor alle waarden, welke aan p kunnen worden toegekend.

Bepaalt men, — m. a. w. — y_α zoodanig, dat de b schalen voor twee categorieën op elkander vallen, dan vallen de b schalen voor alle andere categorieën langs deze zelfde lijn.

Aangezien $p_5 = 0{,}33072$ is, komt er:

$$y_\alpha = 11{,}207 \text{ c. M.}$$

en daarmede weder:

$$w_f = 24.630 \text{ c. M.}$$

Deze waarde komt wel aannemelijk voor. Daarmede snijdt de index ook in den uitersten stand, de schalen nog niet onder een te scherpen hoek.

De afstanden y_ψ en w_ψ worden nu gevonden uit:

$$y_\psi = \frac{y_\alpha}{l_\alpha} l_\psi = \frac{11{,}207}{3}\ l_\psi = 3{,}7357\ l_\psi$$

$$w_\psi = 50 - y_\alpha - w_f - y_\psi = 14{,}163 - 3{,}7357\ l_\psi,$$

als l_ψ eerst bepaald wordt uit:

$$l_\psi = \frac{l_f\ l_\varphi}{l_f - l_\varphi}$$

waarin voor l_f en l_φ successievelijk de reeds gevonden waarden voor de verschillende categorieën worden gesubstitueerd.

Daar de schalen u_ψ hulpschalen zijn, kan de verdeeling daarvan om gelijke redenen als reeds bij de schaal u_α in aanmerking kwamen, geheel willekeurig zijn.

IV. CONSTRUCTIE VAN DE REKENPLAAT.

De constructie kan als volgt geschieden. (1).

Men begint met de as u_α te teekenen, en op de berekende afstanden daarvan verwijderd, aan u_α evenwijdige lijnen te trekken, waarlangs de schalen u_Q en u_i moeten vallen. Deze schalen worden zoodanig op de lijnen overgebracht, dat de uiteinden even ver van den boven —, resp. onderrand van het papier zijn verwijderd.

Op een afstand = 50 c. M van de as u_α wordt, aan deze as evenwijdig, de schaal u_f geplaatst, en zoodanig verdeeld, dat het midden van de schaalverdeeling ook midden tusschen boven- en onderrand van de teekening komt.

De schalen u_F moeten voorts langs lijnen vallen, welker afstanden van de schaal u_α ook reeds berekend zijn. Zij kunnen geheel uitgezet worden, als er één punt van bekend is, en dit punt kan worden gevonden, door van speciale waarden voor Q, i, en f (m. n.) uit te gaan.

(1) d'Ocagne. Nomographie blz. 221.

De genomen waarden van Q en i worden door eene rechte lijn verbonden, waardoor in het snijpunt dezer lijn met de schaal u_α, de bijbehoorende waarde log α wordt gevonden. Dit laatste punt weder door eene rechte lijn verbindende met de speciale gegeven waarde van log f (m. n) op de schaal u_f verkrijgt men in het snijpunt van deze lijn met de schaal u_F, de bijbehoorende waarde van F. Deze laatste tevens met behulp van de formules II berekend hebbende, heeft men op de schaal u_F een bekend punt, van waar af de verdeeling verder voltooid kan worden. Aldus moet voor alle categorieën worden gehandeld, waarna de gelijkwaardige punten der F schalen door kromme lijnen kunnen worden verbonden.

Voor het overblijvende deel van de rekenplaat is dezelfde constructie toe te passen. Neemt men weder eerst de schaal u_φ zoodanig aan, dat het midden daarvan ook midden tusschen boven- en onderrand van het papier valt, (natuurlijk op den berekenden afstand van 24.63 c. M. van de schaal u_f) dan wordt daardoor het bijbehoorend punt op de schalen u_ψ gevonden, en daarmede weder het eveneens berekende punt op de b schaal.

Van dit punt uitgaande, kan men b. v. op de b schaal uitzetten het punt b = 1.00 M voor de verschillende categorieën, waarna de b schalen zoodanig uit elkaar worden geschoven, dat de lijn welke alle punten b = 1.00 M. verbindt, recht wordt. (1)

Neemt men nu nog de afstanden der buitenste b schalen van elkander, willekeurig aan, b. v. op 5 c. M, en legt men de schaal u_b^I voor de eerste categorie langs de lijn u_b, dan kunnen de afstanden, waarover de andere schalen moeten worden verschoven, grafisch zeer eenvoudig worden gevonden. Van af de punten b = 1.00 M, worden dan de verschillende b schalen weder uitgezet en de gelijkwaardige punten door kromme lijnen verbonden.

Op deze wijze is de voorstelling op plaat 3 ontstaan.

Men zal opgemerkt hebben, dat bij de gevolgde wijze van constructie de voor elke categorie constante waarde a, alléén bij de berekening dienst doet, doch noch voor het bepalen der modules, noch voor de berekening van de afstanden der schalen, behoeft te worden gebruikt.

V. VOORBEELDEN VOOR HET GEBRUIK VAN DE REKENPLAAT. AAN TE NEMEN RUWHEIDSGRAAD IN VERSCHILLENDE GEVALLEN.

Ten slotte zal door enkele voorbeelden, het gebruik van de plaat worden toegelicht, en zullen tevens enkele opmerkingen omtrent den in verschillende gevallen aan te nemen ruwheidsgraad, eene plaats vinden.

1e voorbeeld.

(1) Natuurlijk kan dit uit elkander schuiven evengoed volgens eene andere, geheel willekeurige aanname, geschieden. De vermelde handelwijze werd gevolgd, omdat dan alle andere b lijnen ook weinig van rechte lijnen afwijken, en dus gemakkelijk zijn te teekenen, terwijl de afstanden van de uiterste b schalen zoodanig werden aangenomen, dat de schuine b lijnen met de verticalen niet te flauwe hoeken maken, waardoor het horizontaal overbrengen der punten wordt vergemakkelijkt.

Men wil eene nieuwe irrigatieleiding maken. Het maximum debiet is bepaald op 4.5 M^3 per secunde. In verband met de geaardheid van den bodem, wil men geene grootere snelheid toelaten dan 0.75 M per secunde. De taludhelling is bepaald op $1\frac{1}{2}$: 1. Voor den coefficient m, (h = mb), is aangenomen 0.25.

Uit $Q = 4.5$; $v = 0.75$; volgt: $F = \frac{4.5}{0.75} = 6\ M^2$

In verband met de waarden van C voor de n^os 157—160 uit de Tabel, (op plaat 1 gemerkt 49) en in aanmerking nemende, dat men in geen geval eene merkbaar grootere snelheid wenscht te zien optreden na de voltooiing van het kanaal, komt het voorzichtig voor, hier de C voor categorie III^bis toe te passen.

Men zal nu verder aldus te werk gaan.

Zoek op de schalen f(m, n) het snijpunt van de vertikale lijn $n = 1^1/_2$ met de kromme lijn $m = 0.25$. (Deze laatste is niet geteekend, doch op het oog te interpoleeren tusschen de lijnen $m = 0.24$ en $m = 0.26$) Breng dit punt horizontaal over naar de schaal u_f, welke samenvalt met de vertikale lijn $n = 0$. (ook dit geschiedt, dank zij de gestippelde hulpbanden, gemakkelijk op het oog). Span nu een draad tusschen dit punt en het snijpunt van de schaal F_{3bis} met de kromme lijn, gemerkt: 6, en zie, waar de schaal $\frac{Q^2}{i}$ gesneden wordt. Men zal vinden, dat dit geschiedt bij het punt, gecôteerd 75.5.

Vervolgens wordt de draad gespannen tusschen de punten 75.5 en 4.5, resp. op de $\frac{Q^2}{i}$ en de Q schaal, waarna men op de i schaal in het snijpunt van de indexdraad met laatstgenoemde schaal, afleest: $i = 0.0041$.

De grootheid b wordt als volgt gevonden. De draad wordt gespannen tusschen het reeds gevonden punt op de schaal u_f, en het (op overeenkomstige wijze) op de schaal u_φ horizontaal overgebrachte snijpunt van de lijnen $n = 1^1/_2$, $m = 0.25$. De schaal u_φ wordt dan gesneden bij de côte 65.2.

Dit punt verbonden met het reeds gevonden punt 75.5 op de schaal $\frac{Q^2}{i}$ geeft als snijpunt van de index met de b schaal (welke samenvalt met de vertikale lijn b_1) een punt dat, horizontaal overgebracht naar de lijn b_{3bis} voor b de waarde 4.10 M geeft.

Hieruit volgt voor $h = 0.25\ b$; $h = 1.03$ M. (1.)

Wat zoude nu in dit geval de berekening hebben opgeleverd?

Uit de formule:

$$\log \alpha = 3.32308 + 2.75051 \log F + 1.50102 \log \frac{\sqrt{m(1 + m\ n)}}{1 + 2m\sqrt{n^2 + 1}},\ \text{(blz 9)}$$

waarin voor a en p de waarden voor categorie III^bis werden gesubstitueerd, volgt, met $F = 6$; $m = 0.25$; $n = 1{,}5$:

$$\log \alpha = 3.32308 + 2.75051 \times 0.77815 + 1.50102 \log \frac{\sqrt{0.25 \times 1.375}}{1 + 0.5 \times \sqrt{3.25}}$$

$\log \alpha = 4.70054$

$\log \alpha = 2 \log Q - \log i$,

en dus: $\log i = 1.30643 - 4.70054 = 6.60589 - 10$.

$i = 0.000404$.

Deze overeenkomst is alvast zéér bevredigend. Het verschil is ongeveer 1.5%.

Uit $F = [b + n\ h]\ h = [1 + m.\ n.]\ mb^2$ zoude, met $F = 6$, $m = 0.25$, $n = 1.5$, volgen:

$6 = 0.34375\ b^2$,

$b^2 = 17.45$

en $b = 4.18$ M; $h = 1.045$;

Had men, volgens de rekenplaat, $b = 4.10$ M gemaakt, dan zoude, in de veronderstelling dat de formule voor de snelheid volkomen zuivere waarden gaf, dus dat $F = 6.00$ zoude moeten zijn, met taluds van $1^1/_2$: 1, de werkelijk optredende waterdiepte 1.06 M zijn, en door het gebruik maken van de plaat, voor de waterdiepte de zeker onbeduidende font van 3.5 c. M. zijn gemaakt. Ook hier is dus de overeenstemming zeer goed. De kleine verschillen zijn waarschijnlijk te wijten aan eenige onzekerheid bij de schatting, wellicht ook aan ongelijkmatig krimpen of rekken van het papier, waarop de plaat is geteekend. In elk geval verzinken zij in het niet bij de fouten, welke gemaakt kunnen worden tengevolge van de onzekerheid, die den coefficient C aankleeft.

Volgens de formule van BAZIN, met de categorie III^bis rekenende, zoude men vinden; met:

$b = 4.18$ M; $h = 1.045$

$$O = b + 2h\sqrt{n^2 + 1} = 4.18 + 2.09\sqrt{3.25} = 7.948$$

$$R = \frac{6}{7.948} = 0.755,$$

$C = 44$, (uit eene Tabel, bij Flamant voorkomende)

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{0.5625}{1462.7} = 0.000384.$$

Indien men — zooals gewoonlijk geschiedt, — voor den ruwheidsgraad bij dit kanaal categorie IV had aangenomen, vindt men op de schaal $\frac{Q^2}{i}$ het snijpunt van de index, (welke nu het reeds hiervóór gevonden punt op de schaal u_f verbindt met het punt 6 M^2 op de schaal F_{IV}) alwaar wordt afgelezen 72.6.

De indexdraad, nu liggende door dit laatste punt, en het punt $Q = 4.5$, geeft bij het snijpunt met de i schaal: $i = 0.00064$.

Stellen wij ons voor, dat het kanaal werkelijk aldus uitgevoerd ware, d. w. z., dat gerekend was op een verhang van 0.00064, eene bodembreedte van 4.18 M, en taluds van $1^1/_2$ op 1, dan kan de vraag gesteld worden, wat er gebeuren zoude, indien het debiet van 4.5 M^3 werd toegelaten.

In het nieuwe, zeer regelmatige kanaal, zonder plantengroei of onregelmatige slibafzettingen, moet feitelijk de coefficient van categorie III^bis worden toegepast.

Men heeft dus:

2^e voorbeeld.

Gegeven: $Q = 4{,}5$ M^3, $i = 0{,}00064$, $b = 4{,}18$, $n = 1{,}5$, categorie III^bis.

(1) Het moge hier opgemerkt worden, dat de beschreven handelwijze- welke minder tijd kost dan het lezen van de beschrijving- op dit voorbeeld werd toegepast, vóór dat de nu volgende berekening werd ingesteld, en vóór dat men zich eenig denkbeeld van de te verkrijgen uitkomst had gevormd. De bovengenoemde getallen zijn dus uit de plaat afgelezen, zonder daarbij geinfluenceerd te zijn door a priori bekende waarden.

Gevraagd: Waterdiepte en snelheid.

Beiden zijn zeer eenvoudig te berekenen, als m bekend is, en deze grootheid is met behulp van de rekenplaat aldus te vinden:

1°. Index door de punten $Q = 4.5$; $i = 0.00064$, resp. op de Q en de i schalen. In het snijpunt met de $\frac{Q^2}{i}$ schaal wordt afgelezen 72.6.

2°. Index door het aldus bepaalde punt, en het horizontaal op de b schaal (samenvallende met de lijn b_1) overgebrachte snijpunt van de lijn $b_{3\,bis}$ met de op het oog tusschen de lijnen $b = 4$ en $b = 4.25$ geïnterpoleerde lijn $b = 4.18$. De index snijdt de schaal $\psi_{3\,bis}$ bij het punt, gecôteerd 69.

Bij dit punt wordt nu de index met den nagel vastgehouden, en de draad zóólang over de schalen u_f en u_φ gedraaid, tot de projecties van twee gelijkwaardige punten van de lijnen $n = 1\,^1/_2$, resp. op de schalen u_f en u_φ, onder den draad komen. Deze handelwijze, welke op het eerste gezicht eenigszins gecompliceerd voorkomt, is nochtans in de practijk bij eenige oefening zeer eenvoudig. [1])

Stel b. v. dat men den draad door het punt 69 op de schaal $\psi_{3\,bis}$, voorloopig geheel willekeurig, spant zoodanig, dat de projectie van het punt ($n = 1\,^1/_2$, $m = 0.20$) op de schaal u_f, onder de index valt, dan zal men zien dat de schaal u_φ gesneden wordt in een punt, dat de projectie is van het punt: ($n = 1\,^1/_2$, $m = 0.219$);

Bij eene draaiing van de index om het punt $\psi_{3bis} = 69$, naar boven, wordt de waarde op de schaal u_f grooter, die op u_φ, daarentegen kleiner.

Aangezien het verschil tusschen de beide gevonden waarden voor m klein is, kan met eene kleine draaiing worden volstaan.

Het draaipunt bevindt zich zeer dicht bij de schaal u_φ, de verandering van m zal dus op deze schaal kleiner zijn, dan op de schaal u_f, of, m.a.w., de waarde 0.219 zal dichter bij de juiste waarde van m zijn dan de waarde 0.20.

Nemen wij dus nu de projectie van het punt: ($n = 1\,^1/_2$, $m = 0.215$) op de schaal u_f, dan snijdt de draad, door dit punt en het punt $\psi_{3bis} = 69$, de schaal u_φ in de projectie van het punt $n = 1\,^1/_2$, $m = 0.218$

Voor m kan dus worden genomen: $m = 0.217$ à 0.218, waarmede men vindt:

$h = 4.18 \times 0.217$ à $4.18 \times 0.218 = 0.907$ à 0.911,

dus $h = \infty\ 0.91$ M.

Hiermede vindt men,

$$F = (b + 1.5h)\,h = 5.05 \text{ M}^2; \text{ en } v = \frac{Q}{F} = \frac{4.5}{5.05} = 0.90 \text{ M}.$$

Hetzelfde resultaat had men ook op de rekenplaat kunnen vinden door het gevonden punt op de schaal u_f vast te houden, en den indexdraad te spannen tusschen dit punt en het reeds gevonden punt 72.6 op de schaal $\frac{Q^2}{i}$. Op de schaal F_{3bis} wordt dan afgelezen:

$$F = 5.05 \text{ M}^2$$

Door het aannemen van een te grooten ruwheidsgraad, is de optredende snelheid ± 17 % grooter dan die, waartegen men de wanden nog bestand achtte; uitschuring zal hiervan een onvermijdelijk gevolg zijn.

Bij het projecteeren moet dus worden gerekend op een verhang van 0.00041, en eene waterdiepte van ± 1.05 M bij eene bodembreedte (uit de rekenplaat afgelezen) van 4.10 M.

Wanneer het kanaal echter eenigen tijd in exploitatie is, op de taluds slibafzetting en eenige groei van waterplanten voorkomt, zooals vóór de periodieke schoonmaak allicht is te vreezen, kan de waterspiegel aanmerkelijk rijzen, en hierop dient met het bepalen van de dijkshoogte te worden gerekend.

Om hierbij geheel zeker te gaan, zal de waarde voor C van categorie V moeten worden genomen.

Uit de rekenplaat volgt nu:

1° index door het punt $\frac{Q^2}{i} = 75.5$ en de projectie van het punt $b_5 = 4.10$ op de b schaal. Men vindt: $\psi_5 = 59$.

2° Voor m wordt, met de index in het punt $\psi_5 = 59$ draaibaar, gevonden op beide schalen u_f en u_φ, de projectie van het punt: ($n = 1.\,^1/_2$, $m = 0.31$), waarmede $h = 0.31 \times 4.10 = 1.27$.

3° Index door het punt $\frac{Q^2}{i} = 0.755$ en de projectie van ($m = 0.31$, $n = 1\,^1/_2$) op de schaal u_f, waarna in het snijpunt van den draad met F_5, wordt afgelezen: $F = 7.75$.

Door berekening wordt gevonden $F = 7.82$ M².

Al naar den onderhoudstoestand, kan in het besproken kanaal de waterdiepte bij een debiet van 4.5 M³ per secunde, dus varieeren van ± 1.05 tot ± 1.27 M, en de snelheid van ± 0.75 M tot ± 0.58 M.

3e voorbeeld. Gegeven $Q = 9.5$ M³, wanden van baksteenmetselwerk, $i = 0.00024$; gevraagd het profil waarbij de grootst mogelijke snelheid optreedt.

Voor het oplossen van deze vraag dienen de stippellijnen, welke door de schalen f (m. n) en φ (m. n) zijn getrokken, en welke de bij verschillende n behoorende waarden van m verbinden, die het z.g. „gunstigst profil" geven.

Men heeft dus:

1° Index door $Q = 9.5$, $i = 0.00024$, geeft voor het snijpunt met de $\frac{Q^2}{i}$ schaal de Côte 74.

2° Index door dit punt en de projectie van het hoogste punt der stippellijn op de schaal u_f geeft voor het snijpunt met de schaal F_3 de waarde $F_3 = 4.10$ M².

Dit hoogste punt van de stippellijn behoort bij de waarden $n = {}^1/_2$, $m = 0.80$ [1]). Men heeft dus: $F = 4.10$, $n = {}^1/_2$, $m = 0.8$, waaruit nu b en h eenvoudig berekend kunnen worden. Wil men dit niet doen, dan volgt uit de rekenplaat, door het verbinden van het reeds gevonden punt op de schaal u_f met de projectie van het punt: ($n = {}^1/_2$, $m = 0.8$) op de schaal u_φ, voor ψ_3 de Côte 43.1

Dit punt verbonden met het punt 74 op de schaal $\frac{Q^2}{i}$ geeft voor het snijpunt met de b schaal, de projectie van het punt 1.90 der schaal b_3.

---

[1]) Het is met het oog op deze manipulatie, dat bij de constructie van de plaat, de schalen u_ψ buiten de schalen u_φ en u_f zijn geplaatst. Men zal tevens inzien, dat het gebruik van een draad als index, in dit geval groote voordeelen heeft bij het projecteeren van de punten (m.n.) op de schalen.

(1) Afgelezen uit de plaat, welke voor grootere waarden van m, minder nauwkeurige waarden geeft dan voor kleinere. Zooals bekend is, zoude men bij $n = {}^1/_2$, feitelijk moeten vinden: $m = 0.81$

Derhalve. $b = 1.90$ M; $h = 0.8 \times 1.90 = 1.52$ M, $n = {}^1/_2$.

Als contrôle rekening wordt met deze waarden gevonden: $F = 4.04$. De overeenstemming is voldoende nauwkeurig.

De maximum snelheid wordt $\frac{9.5}{4.1} = 2.32$ M.

Men kan met de rekenplaat dus niet alleen vinden de maximum snelheid bij gegeven taludhelling, doch ziet tevens, indien deze laatste door den aard van het materiaal der wanden willekeurig kan zijn, dat de grootste snelheid zal optreden bij taluds van ${}^1/_2$ op 1.

Ware b. v. gegeven geweest loodrechte wanden, dan vindt men.

$m = 0.5$; $F_3 = 4.20$; $\psi_3 = 58.1$; $b_3 = 2.90$, dus $h = 1.45$, (waarmede, als controle: $F = 2.90 \times 1.45 = 4.205$) en

$v = \frac{9.5}{4.2} = 2.26$ M.

Deze voorbeelden schijnen voldoende, om het gebruik van de plaat toe te lichten.

Djember, Juli 1904.

J. C. VOORDUIN.

Lid K. I. v. I.

Tabel, aangevende 291 uit proeven afgeleide, bij elkander behoorende waarden $\frac{1}{\sqrt{R}}$ en $\frac{1}{C}$, benevens andere gegevens, noodig ter beoordeeling van den in verschillende omstandigheden aan te wenden coefficient C in de formule $v = C\sqrt{Ri}$.

(Hierbij behoort plaat 1.)

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal.

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		X
Volgnummer.	Aard der wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwars profil, en naam van kanaal of rivier.	Verhang i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	debiet in M³ per sec Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van $\frac{1}{\sqrt{R}}$	Waarden van $\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
1	Zuivere Portland—Cement, zeer glad geslepen.	Halfcirkel vormig; diameter 1.25 M. Proefkanaal.	0.0015	0.1797	0.100	R.h. 24	24	2.993	0.01404	De getallen in kolom V kunnen beteekenen de waterdiepte bij het diepste punt van den bodem, of de gemiddelde diepte, waaronder is te verstaan het quotient: $\frac{\text{inhoud dwarsprofil}}{\text{breedte op den waterspiegel.}}$ In het laatste geval zijn de getallen onderstreept.
2				0.2542	0.203		24	2.554	0.01338	
3				0.3148	0.307		24	2.329	0.01315	
4				0.3608	0.411		24	2.193	0.01261	
5				0.4074	0.515		24	2.091	0.01249	In kolom VII beteekenen de letters:
6				0.4482	0.618		24	2.014	0.01229	R. h, dat de opgegeven waarden ontleend zijn aan: Recherches hydrauliques par M. H. Bazin. De bijgevoegde getallen zijn die van het Serie nummer.
7				0.4909	0.721		24	1.946	0.01237	
8				0.5258	0.824		24	1.893	0.01217	
9				0.5568	0.927		24	1.859	0.01187	P.C., dat zij ontleend zijn aan de verhandeling van Bazin in de Annales des Ponts et Chaussées van 1897.
10				0.5910	1.030		24	1.818	0.01183	
11				0.6248	1.133		24	1.785	0.01175	SI., dat zij ontleend zijn aan: Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Strömen, von R. Siedek. (Wien 1901).
12				0.6339	1.163		24	1.781	0.01170	
13	Zuivere Portland—Cement, zeer glad geslepen.	Rechthoekig, 1.80 M. breed Proef kanaal.	0.0049	0.1310	0.411	R.h. 2	2	2.956	0.01367	
14				0.1534	0.515		2	2.761	0.01367	SII., genomen uit: Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen, von R. Siedek (Wien 1903).
15				0.1719	0.618		2	2.631	0.01342	
16				0.1912	0.721		2	2.517	0.01338	
17				0.2095	0.824		2	2.425	0.01330	Chr. ontleend aan: Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmässigen Kanälen, Flüssen und Röhren, von F. Christen. (Leipzig 1903).
18				0.2226	0.927		2	2.349	0.01319	
19				0.2444	1.030		2	2.279	0.01319	
20				0.2609	1.133		2	2.222	0.01315	T. Tiefenbacher. Die Ermittelung der Durchfluss-Profile. von Ingenieur Ludwig E. Tiefenbacher. (Wien 1888).
21				0.2773	1.236		2	2.170	0.01311	
22		Rechth. 1.37 M. breed } met afgeronde	0.000562	0.866	1.339	S. II	Wh	1.587	0.01323	
23		id. 1.50 M. breed } hoeken.	0.000430	0.869	1.339	S. II	Ww	1.547	0.01304	Wanneer omtrent enkele waterloopen nadere bijzonderheden zijn te vermelden in deze kolom, wordt daarop de aandacht gevestigd, doordat het volgnummer onderstreept is.
24	Planken.	Halfcirkel vormig; diameter 1.40 M Proefkanaal.	0.0015	0.1907	0.100	R.h. 26	26	2.934	0.01682	
25				0.2684	0.203		26	2.472	0.01591	
26				0.3252	0.307		26	2.279	0.01503	
27				0.3771	0.411		26	2.138	0.01473	No. 22. Wiener hochquellen Wasserleitung te Guntramsdorf.
28				0.4267	0.515		26	2.031	0.01470	No. 23 id id id Brunn a. Gebirge
29				0.4666	0.618		26	1.957	0.01439	
30				0.5126	0.721		26	1.888	0.01453	
31	Planken.	Halfcirkel vormig; diameter 1.40 M. Proefkanaal.	0.0015	0.5460	0.824	R.h. 26	26	1.845	0.01414	
32				0.5842	0.927		26	1.798	0.01414	
33				0.6161	1.030		26	1.764	0.01389	
				0.6522	1.133		26	1.730	0.01389	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal. (*vervolg*).

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.		X.
Volgnummer.	Aard der Wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwarsprofil, en naam v. kanaal of rivier.	Verhang. i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	Debiet in M^3 per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van. $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
35				0.6821	1.236		26	1.705	0.01367	
36				0.6994	1.296		26	1.688	0.01360	
37	Planken	Rechthoekig, 1.99 M. breed. Proefkanaal.	0.00208	0.1245	0.203	R. h. 6	6	3.007	0.01852	
38				0.1604	0.307		6	2.688	0.01764	
39				0.1919	0.411		6	2.493	0.01700	
40				0.2246	0.515		6	2.336	0.01694	
41				0.2466	0.618		6	2.250	0.01609	
42				0.2737	0.721		6	2.159	0.01597	
43				0.3014	0.824		6	2.079	0.01597	
44				0.3234	0.927		6	2.024	0.01565	
45				0.3480	1.030		6	1.970	0.01556	
46				0.3669	1.133		6	1.931	0.01520	
47				0.3914	1.236		6	1.887	0.01523	
48	Planken	Rechthoekig, 1.99 M. breed. Proefkanaal.	0.0049	0.1396	0.411	R. h. 7	7	2.858	0.01655	
49				0.1605	0.515		7	2.690	0.01612	
50				0.1815	0.618		7	2.551	0.01603	
51				0.2004	0.721		7	2.476	0.01581	
52				0.2181	0.824		7	2.364	0.01559	
53				0.2368	0.927		7	2.286	0.01556	
54				0.2531	1.030		7	2.226	0.01536	
55				0.2709	1.133		7	2.167	0.01536	
56				0.2851	1.236		7	2.125	0.01513	
57	Planken	Rechthoekig, 1.99 M. breed Proefkanaal.	0.00824	0.1361	0.515	R. h. 8	8	2.890	0.01652	
58				0.1513	0.618		8	2.760	0.01603	
59				0.1657	0.721		8	2.654	0.01565	
60				0.1826	0.824		8	2.546	0.01572	
61				0.1976	0.927		8	2.463	0.01562	
62				0.2115	1.030		8	2.395	0.01549	
63				0.2261	1.133		8	2.330	0.01546	
64				0.2378	1.236		8	2.283	0.01523	
65	Planken	Rechthoekig, 1.983 M. breed Proefkanaal.	0.0015	0.1414	0.203	R. h. 9	9	2.843	0.01881	
66				0.2192	0.411		9	2.358	0.01738	
67				0.2818	0.618		9	2.135	0.01640	
68				0.3366	0.824		9	1.995	0.01572	
69				0.3866	1.030		9	1.896	0.01520	
70				0.4388	1.236		9	1.813	0.01503	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal (*vervolg*).

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		X
Volgnummer.	Aard der wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwarsprofil. en naam van kanaal of rivier.	Verhang i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	Debiet in M³ per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van. $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
71	Planken.	Rechthoekig, 1.987 M. breed Proefkanaal.	0.0059	0.1297	0.411	R.h. 10	10	2.953	0.01631	
72				0.1684	0.618		10	2.635	0.01578	
73				0.2043	0.824		10	2.434	0.01549	
74				0.2350	1.030		10	2.294	0.01517	
75				0.2648	1.236		10	2.187	0.01493	
76	Planken.	Rechthoekig, 1.982 M. breed Proefkanaal.	0.00839	0.1485	0.618	R.h. 11	11	2.782	0.01568	
77				0.1803	0.824		11	2.561	0.01552	
78				0.2083	1.030		11	2.411	0.01523	
79				0.2341	1.236		11	2.298	0.01497	
80	Planken.	Rechthoekig, 1.197 M. breed Proefkanaal.	0.0049	0.1668	0.307	R.h. 18	18	2.769	0.01643	
81				0.2032	0.411		18	2.567	0.01612	
82				0.2375	0.515		18	2.425	0.01594	
83				0.2708	0.618		18	2.316	0.01584	
84				0.3041	0.721		18	2.227	0.01587	
85				0.3339	0.824		18	2.160	0.01572	
86				0.3630	0.927		18	2.104	0.01559	
87				0.3921	1.030		18	2.055	0.01552	
88				0.4182	1.133		18	2.015	0.01533	
89				0.4464	1.236		18	1.978	0.01530	
90	Planken.	Rechthoekig, 0.80 M. breed	0.0043	0.1536	0.155	R.h. 19	19	3.001	0.01732	
91				0.1833	0.203		19	2.821	0.01679	
92				0.2163	0.259		19	2.669	0.01640	
93				0.2458	0.307		19	2.563	0.01640	
94				0.2754	0.363		19	2.476	0.01606	
95				0.3007	0.411		19	2.413	0.01591	
96				0.3564	0.515		19	2.303	0.01575	
97				0.4070	0.618		19	2.227	0.01552	
98				0.4566	0.721		19	2.166	0.01533	
99	Planken.	Rechthoekig, 0.48 M. breed Proefkanaal.	0.006	0.2145	0.155	R.h. 20	20	2.971	0.01732	
100				0.2394	0.179		20	2.889	0.01720	
101				0.2640	0.203		20	2.853	0.01715	
102				0.2909	0.233		20	2.759	0.01679	
103	Planken.	Trapezium, bodembreedte 1.00 M. Taludhelling 1:1. Proefkanaal.	0.0015	0.1911	0.203	R.h. 21	21	2.602	0.01670	
104				0.2420	0.307		21	2.367	0.01603	
105				0.2893	0.411		21	2.208	0.01591	
106				0.3297	0.515		21	2.100	0.01572	
107				0.3679	0.618		21	2.014	0.01565	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal (*vervolg*)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		X
Volgnummer.	Aard der wanden.	Omschrijving van den vorm v.h. dwarsprofil, en naam van kanaal of rivier.	Verhang i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	debiet in M³ per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
108				0.4015	0.721		21	1.948	0.01552	No. 123. Werksgraben der Schwarza.
109				0.4303	0.824		21	1.898	0.01523	De waarde $\frac{1}{C}$ schijnt zeer groot.
110	Planken.	Trapezium, bodembreedte 0.945 M. Een der wanden verticaal, de andere onder eene helling van 1:1 Proefkanaal.	0.0049	0.1414	0.203	R.h.22	22	3.016	0.01616	Wellicht is het dwarsprofil niet zeer regelmatig, of het hout zeer ruw.
111				0.1836	0.307		22	2.702	0.01606	No. 124. Fraunfall Schiffahrtskanal. „Flossgasse". De snelheid is zeer
112				0.2206	0.411		22	2.520	0.01575	groot. De beweging zal waarschijnlijk niet eenparig zijn.
113				0.2523	0.515		22	2.398	0.01533	No. 125. Aquaduct bij Crau (Canal de
114				0.2862	0.618		22	2.292	0.01539	Craponne). De beweging was niet geheel eenparig, waarom
115				0.3133	0.721		22	2.221	0.01510	de coefficient C door Bazin volgens eene door hem gevonden
116				0.3418	0.824		22	2.154	0.01510	formule, eenigszins werd gewijzigd.
117				0.3658	0.927		22	2.105	0.01480	Nos. 130-132. Uit het omtrent deze
118				0.3915	1.030		22	2.058	0.01473	Serie medegedeelde in de
119				0.4155	1.133		22	2.017	0.01466	„Recherches hydrauliques" schijnt te mogen worden
120				0.4393	1.236		22	1.980	0.01463	afgeleid, dat de voegen niet met mortel waren ingevuld.
121	Hout.	Rechth. 1.80 M. breed. Canal de	0.001046	0.492	0.859	S. II	Cab.	1.762	0.01896	
122		l'Aubonne Pondrerie de la Vaux.	0.001196	0.209	0.235		Cab.	2.411	0.02207	
123	Hout.	Rechth. 4.60 M. breed.	0.000500	1.078	3.323	S. II	Wg.	1.167	0.02859	
124	Hout. Ruwe planken.	Rechth. 6.10 M. breed.	0.03236	0.656	24.200	Sied.II	Sk.	1.361	0.02185	
125	Gehouwen steen.	Rechth. 2.60 M. breed.	0.00084	0.928	4.070	R.h. 1	PCr.	1.360	0.01452	
126	Wanden van groote blokken zorgvuldig behakte natuursteen, gelijk te stellen met gehouwen steen.	Ongeveer rechthoekig, 1.20 M. bodembreedte. Canal du Tillot; gedeelte van eene voedingsleiding v.h. Canal de Bourgogne.	0.0081		0.326	R.h.39	39	2.842	0.01814	
127					0.671		39	2.396	0.01637	
128					0.939		39	2.196	0.01643	
129					1.205		39	2.069	0.01631	
130	Baksteen in platte lagen.	Rechthoekig, 1.90 M. breed Proefkanaal.	0.0049	0.1261	0.307	R.h. 3	3	2.996	0.01833	Nos. 133-139. Zelfde opmerking als voor 130-132.
131				0.1493	0.411		3	2.783	0.01746	Nos. 140 en 141. De gegevens op
132				0.1733	0.515		3	2.611	0.01723	plaat 1 werden niet berekend, doch van de teekening in de „Annales des Ponts et Chaussées" op plaat 1 overgebracht.
133	Baksteen in platte lagen.	Rechthoekig, 1.90 M. breed. Proefkanaal.	0.0049	0.1989	0.618	R.h. 3	3	2.465	0.01746	
134				0.2180	0.721		3	2.374	0.01703	Dwarsprofil van Ay. Bodem cirkelsegment met pijl van $^1/_{12}$. Rechtstanden hoog 1.62 M. licht gebogen. Overwelfd door een halfcirkelvormig gewelf van 4.15 M. diameter. Dwarsprofil van Ab. Zelfde type. Bodem cirkelsegment met $^1/_{12}$ pijl. Rechtstanden hoog 0.76 M. Diameter van het halfcirkelvormig gewelf: 2.74 M.
135				0.2355	0.824		3	2.301	0.01661	
136				0.2589	0.927		3	2.216	0.01685	
137				0.2732	1.030		3	2.170	0.01634	
138				0.2947	1.133		3	2.107	0.01652	
139				0.3159	1.236		3	2.052	0.01664	
140	Baksteenmetselwerk.	Waterleiding van New-York.				P. C.	Ay			
141		Waterleiding van Boston.				P. C.	Ab			No. 142. Omtrent de soort van metselwerk wordt door Siedek niets medegedeeld. Vorm van het dwarsprofil: Trapezium, een wand vertikaal. Breedte op den waterspiegel 1.34 M. De bodembreedte is niet opgegeven.
142	Metselwerk.	Sertig—Bach bij Davos.	0.004641	0.210	0.300	S. II	Sb	2.924	0.02278	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal (*vervolg*)

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.		X.
Volgnummer.	Aard der Wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwarsprofil, en naam v. kanaal of rivier.	Verhang. i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	Debiet in M^3 per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van. $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
143	Metselwerk in breuksteen, zeer regelmatig.	Ongeveer rechthoekig, 2.00 M. breed. Voedingsleiding van het „Canal de Bourgogne." Tunnel van Soussey.	0.000305	0.50-0.51	0.308	R.h.45	45	1.832	0.02369	
144			0.000308	0.72-0.62	0.685		45	1.592	0.01903	
145			0.000331	0.93-0.75	0.978		45	1.485	0.01892	
146			0.000347	1.08-0.83	1.303		45	1.434	0.01723	
147	Steenbezeting, zorgvuldig gereinigd.	Trapezium vormig, bodembreedte ± 1.80 M, taluds $1^1/_2$: 1. Atlaatkanaal van pand 52 (Canal de Bourgogne).	0.0142	0.27-0.26	1.053	R.h.35	35	2.160	0.03181	No. 147-151 Het opgegeven verhang is het bodemverhang. De waterdiepte was niet in het geheele proefvak volkomen gelijk in elk punt van het lengte profil. In kolom V zijn de uiterste waarden opgegeven.
148				0.43-0.37	2.076		35	1.878	0.02830	
149				0.50-0.58	3.933		35	1.635	0.02674	
150				0.61-0.67	5.521		35	1.534	0.02520	
151				0.66-0.74	6.904		35	1.483	0.02339	No. 152-156 Zelfde opmerkingen als voor nos 147-151.
152	Steenbezetting, middelmatig onderhouden, bedekt met mos en slib.	Zelfde kanaal als van No. 147-151	0.0142	0.34-0.45	1.056	R.h.34	34	1.957	0.04828	No. 161 De waarden van kolom IX zijn niet berekend, doch ontleend aan de teekening in de „Annales des Ponts Chaussées" van 1897. Omtrent den toestand, waarin de steenbezetting verkeerde, stonden tijdens het opmaken van de tabel geene gegevens ter beschikking.
153				0.42-0.54	2.101		34	1.738	0.03967	
154				0 58-0.75	3.928		34	1.540	0.03574	
155				0.73-0.84	5.720		34	1.439	0.03333	
156				0.79-0.87	6.995		34	1.392	0.03167	
157	Aarden wanden, met slib, doch zeer regelmatig en geheel zonder waterplanten.	Trapeziumvormig, bodembreedte ± 2 M. taluds $1^1/_2$: 1. Leiding v. Grosbois. (Voedingsleiding v. h. Canal de Bourgogne).	0.000250	± 0.40	0.274	R.h.49	49	1.848	0.03170	No. 162 en 163. Hockenbach en Hubengraben. Proeven van Grebenau. De hier gegeven waarden zijn ontleend aan Tiefenbacher.
158			0.000275	± 0.60	0.644		49	1.579	0.02583	
159			0.000246	± 0.77	0.933		49	1.448	0.02612	
160			0.000275	± 0.92	1.274		49	1.357	0.02737	No. 164 Overgenomen van de teekening in de Annales des Ponts et Chaussées.
161	Steenbezetting.	Fauber (afluent v.d. Main).				P.C.	Fa	±1.40	±0.027	
162	Kanalen in aarde, goed geregulariseerd en gereinigd.	Trapezium, ± 3.5 M. breed	0.00079	0.35		T.	Gb.	1.94		
163		id ± 1.5 M. breed	0.00130	0.24		T.	Gb.	2.36		
164	Aarde en fijn grint, zeer regelm.	Molenleiding bij Kagiswyl (Zw).				P.C.	Kg.			
165	Aarden wanden met weinig plantengroei.	Trapezium, bodembreedte ± 1.20 M, taluds $1^1/_2$: 1. Leiding van Chazillij. (Voedingsleiding v. h. Canal de Bourgogne).	0.000792	± 0.45	0.331	R.h.37	37	1.851	0.04032	
166			0.000808	± 0.60	0.702		37	1.650	0.03391	
167			0.000858	± 0.75	0.996		37	1.527	0.03470	
168			0.000842	± 0.85	1.297		37	1.451	0.03285	
169	Aarden wanden met weinig plantengroei.	Trapezium, bodembreedte ± 1.35 M, taluds $1^1/_2$: 1. Leiding van Chazillij (Voedingsleiding van het „Canal de Bourgogne).	0.000445	± 0.50	0.307	R.h.41	41	1.773	0.04058	
170			0.000450	± 0.70	0.650		41	1.542	0.03564	
171			0.000455	± 0.80	0.908		41	1.446	0.03451	
172			0.000441	± 0.90	1.162		41	1.384	0.03302	
173	Aarden wanden, op sommige plaatsen begroeid.	Trapezium, bodembreedte ± 2.00 M., taluds een weinig uitgeschuurd. Leiding v. Grosbois (Voedings leiding v. h. Canal de Bourgogne).	0.000464	± 0.50	0.274	R.h.47	47	1.736	0.04958	
174			0.000450	± 0.65	0.644		47	1.542	0.03404	
175			0.000479	± 0.80	0.933		47	1.420	0.03524	
176			0.000493	± 0.90	1279		47	1.385	0.03124	
177	Aarden wanden, op sommige plaatsen begroeid.	Trapezium, bodembreedte ± 1.65 M., taluds gemiddeld $1^1/_2$: 1. Leiding v. Grosbois (Voedings leiding v. h. „Canal de Bourgogne).	0.000555	± 0.50	0.274	R.h.48	48	1.824	0.04410	
178			0.000555	± 0.65	0.644		48	1.591	0.03285	
179			0.000525	± 0.80	0.933		48	1.450	0.03291	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal (*vervolg*).

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.		X.
Volgnummer.	Aard der Wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwarsprofil, en naam v. kanaal of rivier.	Verhang. i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	Debiet in M^3 per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van. $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
180			0.000515	± 0.90	1.279		48	1.385	0.03079	No. 185-188 Proeven van Dubuat, geciteerd door Bazin. Omtrent den begroeiings toestand, en meerdere of mindere regelmatig heid van het kanaal, is niets vermeld.
181	Aarden wanden, op sommige plaatsen begroeid.	Trapezium, bodembreedte ± 2.00 M. taluds gemiddeld $1\frac{1}{2}$: 1. Leiding v. Grosbois. (Voedingsleiding v. h. Canal de Bourgogne).	0.000310	± 0.45	0.274	R.h. 50	50	1.769	0.03996	
182			0.000290	± 0.65	0.644		50	1.522	0.02912	
183			0.000330	± 0.85	0.933		50	1.411	0.03262	
184			0.000330	± 0.95	1.279		50	1.333	0.03170	No. 189-192 Proeven van Dubuat, geciteerd door Bazin Volgens laatstgenoemde is no. 191 onzeker.
185	Aarden wanden.	Canal du Jard.	0.0000362			R. h.	Jd.	1.398	0.03143	No. 193-226 Volgens Bazin is het verhang onzeker, en heeft Funk (waaraan Bazin zijne gegevens ontleende) voor elke groep eenzelfde verhang aangenomen bij verschillende waterstanden hetgeen bij rivieren nooit voorkomt. De oorspronkelijke gegevens schijnen — aldus oordeelt Hagen — te zijn omgewerkt en gemiddeld, waardoor gelijke waarden werden gesteld voor oorspronkelijk verschillende waarden van het verhang.
186			0.0000362				Jd.	1.311	0.03170	
187			0.0000458				Jd.	1.265	0.02891	
188			0.0000651				Jd.	1.127	0.02196	
189	Aarden wanden, niet zeer regelmatig.	Rivier de Hayne.	0.0000303			R. h.	H.	0.824	0.02429	
190			0.0001653				H.	0.817	0.02156	
191			0.0001559				H.	0.756	0.02625	
192			0.0000279				H.	0.750	0.02114	
193	Rivieren met natuurlijke oevers en wanden.	Rivier de Weser.				R. h.	W.	1.208	0.02274	Algemeene opmerking voor de Nos. 189—239. Bij de beoordeeling van de mate van overeenstemming van deze proeven met de verschillende op plaat 1 voorgestelde formules, moet het volgende in aanmerking worden genomen. In de eerste plaats is eene behoorlijke meting van het verhang en het debiet zeer bezwaarlijk, en kunnen tijdens deze meting, genoemde grootheden wijzigingen ondergaan. Voorts s de beweging zelden of nooit geheel eenparig. Ook zal, naarmate de rivier wast of valt, bij eenzelfde debiet verschillend verhang of waterdiepte kunnen voorkomen. Al deze omstandigheden maken, dat geene enkele formule volkomen juiste resultaten kan geven, en dat de uitkomsten eener berekening veeleer beschouwd moeten worden als eene (dikwijls zeer ruwe) benadering, waarbij b.v. verschillen van 10% en meer, volstrekt niet tot de zeldzaamheden behooren.
194							W.	0.854	0.02538	
195							W.	0.792	0.01783	
196							W.	0.785	0.02332	
197							W.	0.731	0.02059	
198							W.	0.701	0.02000	
199							W.	0.697	0.02232	
200							W.	0.674	0.02030	
201							W.	0.665	0.02170	
202							W.	0.657	0.01942	
203							W.	0.637	0.01876	
204							W.	0.635	0.01942	
205							W.	0.617	0.01944	
206							W.	0.614	0.02433	
207							W.	0.606	0.02017	
208							W.	0.594	0.01982	
209							W.	0.590	0.02161	
210							W.	0.581	0.01985	
211							W.	0.573	0.02062	
212							W.	0.567	0.01965	
213							W.	0.566	0.01942	
214							W.	0.560	0.01995	
215							W.	0.558	0.01952	
216							W.	0.554	0.01926	

A. Wanden en Bodem van gelijksoortig materiaal (*vervolg.*)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		X
Volgnummer.	Aard der wanden.	Omschrijving van den vorm v.h. dwarsprofil, en naam van kanaal of rivier.	Verhang i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	debiet in M³ per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van $\frac{1}{\sqrt{R}}$	Waarden van $\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
217							W.	0.541	0.01937	
218							W.	0.539	0.01965	
219							W.	0.530	0.01931	
220							W.	0.521	0.01897	
221							W.	0.513	0.01916	
222							W.	0.509	0.01866	
223							W.	0.504	0.01926	
224							W.	0.497	0.01965	
225							W.	0.496	0.01965	
226							W.	0.482	0.01889	
227	Bodem met fijn grint	Rijn bij Germersheim.	0.000247		1182.	T.	Rg.	0.550	0.01856	No. 227 Breedte op den waterspiegel: 228.17 M.
228	id	Rijn bij Spiers.	0.000112	2.96	1168.5	T.	Rs.	0.581	0.02054	No. 228 id. id. 439.00 M.
229	Bodem met grof grint	Rijn bij Bazel.	0.001218	2.78		T. en C.	Rb.	0.690	0.02600	No. 229 id. id. 201.27 M.
230	Niet opgegeven, waar-	Wolga. Breed op waterlijn 1387. M	0.000051	11.536		Sl en C.	Wa.	0.296	0.01916	Nos. 230—236. Aangezien noch bij Siedeck, noch bij Christen, eene opgave van R voorkomt, werd deze waarde berekend door te stellen $R = \frac{F}{B+H}$, waarin B de breedte op den waterspiegel, en H de gemiddelde diepte voorstelt. Het debiet werd berekend uit de bij genoemde schrijvers voorkomende gegevens B, $H = \frac{F}{B}$, en v.
231	schijnlijk grootendeels	1348. M.	0.000041	8.965			Wa.	0.337	0.01806	
232	overstroomde uiter-	1296. M.	0.000042	7.058			Wa.	0.377	0.01800	
233	waarden, althans bij de	1273. M.	0.000033	6.847			Wa.	0.383	0.01721	
234	grootere.	1234. M.	0.000032	5.337			Wa.	0.434	0.01727	
235	Waterdiepten.	1214. M.	0.000028	5.808			Wa.	0.421	0.01858	
236		1115. M.	0.000024	4.453			Wa.	0.475	0.01852	
237	Rivier met natuurlijke	Mississippi. Breed op de wa-				PCenF	Mi.	0.30	0.0191	Nos. 237-239. De waarden van kolom 9 zijn van de teekening in de „Annales des P. et Ch" overgenomen. Tiefenbacher geeft bij R = 20; H = 35 en B = 760; hetgeen overeen schijnt te komen met No. 239.
238	oevers, zeer groote wa-	terlijn ± 760. M.					Mi.	0.25	0.0160	
239	terdiepte.			± 35.			Mi.	0.225	0.0131	
240	Aarden wanden met	trapezium, bodembreedte ± 1.2	0.000678	± 0.60	0.334	R.h. 36	36	1.699	0.05526	
241	veel plantengroei.	taluds ongeveer $1^1/_2 : 1$.	0.000633	± 0.85	0.725		36	1.520	0.04227	Nos. 252 en 253. Zelfde kanaal als Nos. 185-188. Door de begroeiing is hier groote weerstand tegen de beweging.
242		Leiding van Chazilly.	0.000644	± 0.95	1.037		36	1.425	0.04023	
243			0.000622	± 1.00	1.363		36	1.374	0.03600	
244	Aarden wanden, veel	trapezium, bodembreedte ±	0.000420	± 0.50	0.293	R.h. 43	43	1.756	0.04302	Overal, waar in kolom V vóór de getallen het teeken is geplaatst zijn gemiddelde, zeer globale waarden voor de waterdiepte opgegeven, alleen ten doel hebbende, zich een oordeel over de afmetingen van het natte profil te kunnen vormen in het proefvak.
245	plantengroei.	1.3 M.	0.000470	± 0.70	0.634		43	1.525	0.03959	
246		Leiding v. Chazilly.	0.000470	± 0.80	0.885		43	1.446	0.03815	
247			0.000450	± 0.90	1.130		43	1.364	0.03668	
248	Zeer steenachtig ter-	bodembreedte 1.10 M. à 1.35 M.	0.000957	± 0.50	0.327	R.h. 38	38	1.851	0.04407	
249	rein.	Leiding van Chazilly.	0.000929	± 0.60	0.680		38	1.667	0.03525	
250			0.000993	± 0.70	0.955		38	1.528	0.03762	
251			0.000986	± 0.80	1.231		38	1.462	0.03606	
252	Zeer veel planten-	Canal du Jard.				R. h.	Jd.	1.066	0.04222	
253	groei, riet en biezen.						Jd.	0.957	0.03499	

B. Wanden en Bodem van verschillend materiaal.

I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.		X.
Volgnummer.	Aard der Wanden.	Omschrijving van den vorm v. h. dwarsprofil, en naam v. kanaal of rivier.	Verhang. i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	Debiet in M^3 per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van. $\frac{1}{\sqrt{R}}$	$\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
254	Wanden van gehouwen steen, bodem cement.	Rechthoekig, 46.40 M. breed. Weener Donan kanaal, bij de schipdeur.	0.000318	5.88.	416.0	S. II.	Dk.	0.462	0.02534	Aangezien wanden en bodem bij de volgende proeven verschillende ruwheidsgraad bezitten, kon van eene rangschikking volgens deze laatste, niet wel sprake zijn. De volgorde werd zoodanig genomen, dat profillen met grootere breedte, staan vóór profillen met mindere breedte.
255	Wanden van baksteen. metselwerk, bodem sterk gestampte beton.	Rechthoekig, 20. M. breed. Aquaduct in het Cavour kanaal.				P.C.	Ca.	—	—	No. 254. Uit plaat 1 blijkt, dat de uit de proef afgeleide waarde van $\frac{1}{c}$ hoegenaamd niet past in een der voorgestelde formules. Volgens de formule van Bazin zoude men kunnen verwachten eene waarde, tusschen de Categorieën I en II in gelegen. Waarschijnlijk is de waterspiegel aanmerkelijk opgestuwd, en verkeert de waterstand onder den invloed van het stroomafwaarts gelegen kanaalgedeelte. Siedek deelt mede, dat ter plaatse van de meting eene aanmerkelijke verandering in het verhang optrad. („ein ganz bedeutender Gefallsbruch") De beweging was dus niet eenparig.
256	een wand steen, de andere rots, bodem steen en grint.	Trapezium, een wand vertikaal, bodembreedte 9.00 M. Land wasser, alvonen bad.	0.000581	0.465		S. II.	La.	1.525	0.03200	
257	Wanden steen bodem grint.	Trapezium breedte op waterspiegel 7.88 M een wand vertikaal Albula bij Tilisur.	0.001515	0.354		S II	Af	1.718	0.04106	
258	Een wand van hout, de andere vlechtwerk, bodem grof grint.	Trapezium, 7.85 M br. op water spiegel. Werksgraben c. Schwarza.	0.000067	1.006		S II	Wgh	1.060	0.02032	
259	Een wand steen, de andere rots. Bodem steenen en grof grint.	Trapezium, 6.90 M. br. op water spiegel een wand vertikaal. Julia bij Tiefenkastel	0.001993	0.456		S II	Jt	1.566	0.04850	
260	Wanden steen, bodem grint.	Rechthoekig, 6.16 M. breed. Landwasser-Frauenkirch.	0.003669	0.263		S II	L	1.988	0.05550	No. 255 De waarden van $\frac{1}{\sqrt{R}}$ en $\frac{1}{C}$ zijn op plaat 1 overgenomen uit de teekening van Bazin in de „Annales des P. et C." van 1897. De overige gegevens werden niet genoteerd.
261	Wanden breuksteenmetselw. Bodem bij de wanden 0.5 M breedte bepleisterd, overigens kiezel en grof grint.	Recht. 4.93 M. breed „Werksgraden" v. d. Caniec bij Kety.	0.002290	0.779		S II	Wc	1.238	0.03420	No 262 Op plaat 1 niet geteekend. Valt buiten de grenzen van de voorstelling.
262	Wanden steen, bodem grint.	Rechth. 3.77 M. breed. Averser Rijn bij Gröt.	0.002248	0.284		S II		1.984	0.05717	No. 264 Als no. 262. No. 267 Het komt onwaarschijnlijk voor, dat de wanden ook onder den waterspiegel bevroren zouden zijn.
263	Wanden gladde steen, bodem fijn grint.	Rechth. 3.25 M. breed. Schraubach bij Schiers.	0.005500	0.159		S II	Ss.	2.599	0.04024	
264	Wanden steen, bodem fijn grint in een ruw bed.	Rechthoekig, 3.15 M. breed. Tamina bij Vättis.	0.002269	0.207		S II		2.300	0.05522	
265	Wanden steen, bodem grint	Rechthoekig, 3.10 M. breed. Julia bij Stalla.	0.002969	0.202		S II	Ju	2.377	0.05282	
266	Wanden gladde steen, bodem fijn grint.	Rechthoekig, 2.90 M. breed Albula bij Weiszenstein.	0.002529	0.166		S II	Aw	2.565	0.03416	
267	Een wand gladde steen, de andere bevroren grond, bodem fijn grint.	Rechthoekig, 2.84 M. breed. Albula bij Naz.	0.009252	0.206		S II	An	2.325	0.04723	
268	Wanden steen, bodem fijn grint en zand.	Trapezium, breed op waterlijn 2.80 M. Steile wanden. Kanaal v. Trient bij Vernayez.	0.000150	0.633		S II	CF.	1.462	0.02360	
269	Wanden steen, bodem fijn grint.	Rechthoekig, 2.58 M. breed Farneza-Bach bij Pragmartin.	0.000637	0.176		S II	Fb	2.500	0.02562	

B. Wanden en Bodem van verschillend materiaal (*vervolg*).

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX		X
Volgnummer.	Aard der wanden.	Omschrijving van den vorm v.h. dwarsprofil, en naam van kanaal of rivier.	Verhang i.	Waterdiepte of gemiddelde diepte.	debiet in M³ per sec. Q.	Ontleend aan:	Op plaat 1 aangegeven met:	Waarden van $\frac{1}{\sqrt{R}}$	Waarden van $\frac{1}{C}$	Aanmerkingen.
270	Een wand planken, de andere grintbank. Bodem grint.	Trapezium, een wand vertikaal de andere flauw hellend. Albula bij Bergün.	0.004390	0.309		S II	Al	1.939	0.04716	No. 270 Breed 2.52 M. op den waterspiegel.
271	Rechter wand gemetselde muur, linkerwand steenbez. niet gevoegd, bodem aarde.	Trapezium, bodembreedte + 2.15. Rechterwand nagenoeg vertikaal. „Rigole de Chazillij. Partie murée du Roussot."	0.000525	± 0.40	0.299	R. h.42	42	1.812	0.04115	
272			0.000450	± 0.60	0.640		42	1.551	0.03239	
273			0.000462	± 0.70	0.895		42	1.461	0.03055	
274			0.000487	± 0.80	1.144		42	1.403	0.02970	
275	Breuksteen metselwerk, bodem met slib en steentjes.	Ongeveer trapezium vormig, bodem cirkelsegment koorde 2.00 M. pijl 0.15. Helling zijwanden 1/5 Leiding v. Grosbois.	0.000300	± 0.48	0.308	R.h. 44	44	1.748	0.02905	
276			0.000350	± 0.70	0.685		44	1.543	0.02358	
277			0.000333	± 0.85	0.978		44	1.445	0.02152	
278			0.000300	1.00	1.303		44	1.384	0.01887	
279			0.000648	± 0.45	0.308	R.h. 46	46	1.832	0.02369	
280			0.000671	± 0.60	0.685		46	1.592	0.01903	
281			0.000683	± 0.73	0.978		46	1.485	0.01892	
282			0.000683	± 0.80	1.303		46	1.434	0.01723	
283	Wanden steen, bodem grint.	Rechthoekig, 1.90 M. breed. Heid Bach bij Nivaigl.	0.008840	0.182		S. II.	Hb.	2.551	0.04936	
284	Een wand gladde steen, de andere rots; bodem fijn grint.	Trapezium, breedte op waterlijn 1.67 M. Een wand vertikaal Rabiosa bij Churwalden.	0.004724	0.121		S. II.	Ra.	3.015	0.03971	
285	Wanden gladde steen bodem fijn grint.	Rechthoekig 1.40 M. breed. Beek bij Churwalden.	0.000903	0.111		S. II.	Db.	3.169	0.02692	
286	Wanden steen, bodem fijn grint.	Rechthoekig 1.28 M. breed Börbsbach bij Kunkels.	0.002100	0.128		S. II.	Bb.	3.015	0.04620	
288	Rotsachtig terrein, een der taluds beschermd door steenstorting.	Ongeveer trapezium vormig, bodembreedte 1.10 à 1.35 M. Leiding van Chazilly.	0.000936	± 0.53	0.321	R.h.40	40	1.767	0.05260	
289			0.000936	± 0.70	0.666		40	1.549	0.04733	
290			0.000957	± 0.82	0.931		40	1.470	0.04430	
291			0.000964	± 0.90	1.194		40	1.417	0.04203	

AANTEEKENINGEN BETREFFENDE DE VROEGERE KABOHKANAAL PLANNEN.

Ondervolgende „aanteekingen" waren als bijlage gevoegd bij een voorloopig plan tot het aanleggen van een irrigatiekanaal ter bevloeiing van de gronden, gelegen tusschen de Brantas rivier en de Goenoeng Kedengsche heuvels in de Residenties Kediri en Soerabaia. Op dit gebied hadden ook de vroegere Kabohkanaal plannen betrekking, doch was de uitgestrektheid der gronden, die volgens de vroegere plannen in de bevloeiing zouden deelen, niet zoo groot als de uitgestrektheid, die onder het bovengenoemde voorloopige plan zou kunnen vallen. Volgens het laatste plan zou het kanaal zijn water uit de Brantas rivier ontleenen nabij Kertosono (Kediri) en tot Goenoengsari (Soerabaia) worden doorgetrokken, terwijl volgens de vroegere plannen het kanaal nabij de samenvloeiing van de Kali Beng en de Brantas rivier (op de grens van Kediri en Soerabaia) zou beginnen en tot Bambee zou doorloopen.

Volgens het nieuwe plan zou eene bijzonder gunstige bevloeiingstoestand geschapen worden voor een gebied van omstreeks 22.800 bouw. Ongeveer 6.400 bouw hiervan zijn thans absoluut van regen afhankelijk; 11.800 bouw ontvangen thans van tijd tot tijd alleen eenig water uit een aantal in de Goenoeng Kedengsche heuvels ontspringende kleine waterloopen, die afwisselend enkele uren bandjieren en dagen tot maanden lang droog liggen, zoodat deze gronden practisch ook zoo goed als van regen afhankelijk zijn; eindelijk worden 4.600 bouw thans op weinig doelmatige wijze uit de Brantas en Marmojo rivieren bevloeid.

In verband met deze nieuwe plannen werd het wenschelijk geacht ook de geschiedenis van de vroegere plannen eens na te gaan en werden daarom zooveel mogelijk alle op de vroegere plannen betrekking hebbende bescheiden opgevraagd en bestudeerd. Het resultaat van dit onderzoek is vervat in de ondervolgende „Aanteekening".

BIJLAGE **A.**

(waarbij een kaart)

BEHOORENDE TOT DE NOTA OMTRENT HET KABOHKANAAL PLAN VAN DEN SECTIE INGENIEUR TE MODJOKERTO dd. 25 APRIL 1902.

De vroegere Kabohkanaal plannen hebben eene vrij groote bekendheid gekregen en de geschiedenis er van is n. h. v. belangwekkend genoeg om die eens in korte trekken te releveeren, temeer omdat hetgeen men daaromtrent van tijd tot tijd hoort, meestal alles behalve juist is.

Door den Controleur bij de Cultures en landelijke inkomsten Z. VAN RANZOU werd in 1839 het eerst de aandacht gevestigd op de wenschelijkheid, om de gronden tusschen de Brantasrivier en de Goenoengkendengsche heuvels in de residentie Soerabaia uit de Brantasrivier te bevloeien, ten einde die streek beter voor de rijstcultuur geschikt te maken en daar tevens de cultuur van suikerriet te kunnen drijven. Deze streek behoorde toenmaals tot de districten Kaboh en Goenoengkendeng van het Regentschap Soerabaia, en aan eerstgenoemde districtsnaam ontleent het Kabohkanaalplan zijn naam. Nog in het genoemde jaar werd met het doen van opnemingen voor het aanleggen van een kanaal begonnen en in 1841 diende de Hoofdingenieur H. A. TROMP (later Resident van Japara) een voorloopig ontwerp in, dat behalve de bevloeiing van een groot deel der bedoelde gronden, ook beoogde eene betere scheepvaartverbinding tot stand te brengen tusschen de Boven-Brantas en de Soerabaiarivier, ten einde de bezwaren voor de scheepvaart te kunnen ontgaan, die toenmaals door de aanwezigheid der voor de bevloeiing van Sidhoardjo dienende dammen Melirip en Singkalan in de Soerabaiarivier veroorzaakt werden.

Toen de Hoofdingenieur TROMP in 1834 in Soerabaia kwam, bestond er in die Residentie nog geen enkel permanent waterwerk, zoodat de verdeeling van het water der Brantas tusschen de beide mondingsarmen, de Soerabaia en Porrong rivieren, en de toevoer van water voor de irrigatie in de delta van Sidhoardjo en van molenwater voor de daar toen reeds bestaande 12 suikerfabrieken, geheel afhankelijk was van de genoemde dammen Melirip en Singkalan in de Soerabaiarivier en van de dammen Bohong, Plosso, Petjo, Semanding, Koppor en Gompalrowo in de Porrongrivier.

Deze dammen waren alle van primitieve Inlandsche constructie en sloegen herhaaldelijk weg of moesten opgeruimd worden, ten einde dijkbreuk en overstrooming te voorkomen.

De toen reeds bestaande dijken der Brantas, Porrong en Soerabaia rivieren verkeerden daarbij in den allertreurigsten staat, zoodat doorbraken zoodanig aan de orde waren, dat de postweg langs de rivier als niet geschikt voor het verkeer werd beschouwd en overstrooming der hoofdplaats Soerabaia geregeld voorkwam.

De talrijke irrigatie aftappingen uit de rivieren, alle van primitieve constructie, waren mede oorzaak van vele doorbraken.

Onder leiding van genoemden Hoofdingenieur zijn de dijken successievelijk zeer veel verbeterd en is in 1838 het eerste permanente waterwerk in de Residentie Soerabaia, de sluis Prambon of Gedongpoelet, gebouwd, die diende tot het beteugelen van eene aftapleiding uit de Porrongrivier voor irrigatie en voor den aanvoer van molenwater naar de suikerfabriek Tangoelangin.

Deze aftapping is met de talrijke andere aftappingen uit de Porrongrivier vervallen, door het tot stand komen van het later aangelegde tegenwoordige Porrongkanaal.

In 1839 werd vervolgens onder leiding van den Hoofdingenieur TROMP de thans nog bestaande sluis Kedoeng Tjatjing gebouwd, ter beteugeling van de leiding van dien naam, die het water ontleende aan de Singkalan of Mangetan leiding, welke bij den dam Singkalan het water uit de Soerabaiarivier trok en later tot het tegenwoordige Mangetankanaal werd vergraven.

De bouw van de sluis Melirip 1842/47 werd vervolgens onder leiding van den Hoofdingenieur TROMP begonnen, en voor verdere plannen was door hem het denkbeeld aangegeven.

Door het tot stand komen van de schut- en overlaatsluis Melirip waren de scheepvaartbezwaren op de Soerabaiarivier grootendeels opgeheven en daar het Kabohkanaal daarin nu niet meer behoefde te voorzien, raakte dit plan op den achtergrond.

In 1850 werd het Kabohkanaal plan echter weer ter hand genomen en werd een uitgewerkt ontwerp opgemaakt door den Ingenieur J. W. HAGEMAN.

Door verschillende andere werken van groot belang en directe urgentie, die toen, vooral op instigatie van den Ingenieur W. G. C. GEIL, aan de orde kwamen, werd de aandacht echter wederom van het Kabohkanaal afgeleid.

In 1850/51 kwam het eerste der bedoelde belangrijke werken, de stuwsluis Plosso-Semanden, tot stand, die diende ter vervanging van een Inlandschen dam in de Porrongrivier, noodig voor de voeding van uit die rivier aftappende irrigatie en molenleidingen.

Met het tot stand komen van het later aangelegde tegenwoordige Porrongkanaal verloor de thans nog bestaande sluis Plosso-Semanden echter zijn nut.

In 1851/53 kwamen verder tot stand het Wonokromokanaal en de overlaat Djagir, dienende om de Soerabaiarivier, waarvan de maximum afvoer toen gesteld werd op 500 M³ per seconde, met 150 M³ te ontlasten, benevens de overlaat Padekaton of Djabon Porrong met het overlaatkanaal naar de Kali Sogo, dienende tot ontlasting, met 250 M³ per seconde, van de Porrongriver, waarvan de maximum afvoer toen op 700 M³ werd gesteld.

De overlaat Djagir is in 1900 vergroot en doet nog steeds dienst voor het doel, waarvoor het werk is aangelegd, doch de overlaat Djabon-Porrong is thans vervallen en opgeruimd, ten gevolge van het verruimen der Beneden Porrongrivier, dat een onderdeel uitmaakte der werken tot het behoud van het vaarwater in Straat Madoera.

Vervolgens werden in 1853/59 onder leiding van den Ingenieur, later Directeur der Burgerlijke Openbare Werken, H. DE BRUIJN de ontlastsluizen Kedongsoro en Gedek en de stuw en inlaatsluizen te Lengkong aangelegd en werd het Porrongkanaal (de stuwen in dat kanaal dateeren echter eerst van 1886 — 1887) en het Mangetan kanaal tot aan de reeds genoemde leiding Singkalan of Mangetan gegraven.

Daardoor kon de verdeeling van het water der Brantas tusschen de Soerabaiarivier, de irrigatie leidingen van Sidhoardjo en de Porrongrivier volkomen beheerscht worden en vervielen al de aftappingen en Inlandsche dammen voor Sidhoardjo in de Porrongrivier (1) en eveneens de dam Singkalan in de Soerabaiarivier, welke laatste dam nog veel bezwaar voor de scheepvaart opleverde en een zoodanig punt van gewicht werd geacht, dat voor het onderhouden daarvan, een Inlandsch hoofd met den titel Boepati Singkalan was aangesteld. (2)

Onderwijl werd ook het Kabohkanaal plan weer aan de orde gesteld door een rekest van twee Soerabaiasche handelaren G. SCHIMMELPENINCK en W. J. VAN DEN BROEK, die tegen verleening van 2 suikercontracten aanboden het kanaal op eigen kosten aan te leggen.

Dit verzoek werd afgewezen bij Gouvernements Besluit van 12 Juni 1857 No 18, doch werd bij datzelfde besluit door de Regeering eene nieuwe opname en het opmaken van een nieuw project voor het Kabohkanaal gelast.

Door gebrek aan technisch personeel kon niet direct met die opdracht worden begonnen, doch kwam eindelijk in 1865 een door den Ingenieur J. D. BERKHOUT opgemaakt project gereed.

Dit ontwerp beoogde den aanleg van een kanaal lang 59¼ K.M., dat zijne prise d'eau bij Gebang, even beneden het punt, waar de Kali Beng in de Brantasrivier valt, zou hebben, de Goenoeng Kendengsche heuvels vrij dicht zou naderen en zou eindigen bij Bambee (in de tegenwoordige afdeeling Soerabaia), en verder den aanleg van een zoogenaamden militairen weg langs het geheele kanaal, ter breedte van 15 M., met eene verharding breed 6 M. en zwaar 0.25 M.

Het bevloeiingsgebied van het kanaal was bepaald op 16.270 bouw, en de aanvangscapaciteit op 21 M³.

Het kanaal splitste zich nabij de prise d'eau in een langs den heuvelrug loopenden hoofdtak met een gebied van 12.630 bouw en een langs de Brantas loopende zijtak met een gebied van 3640 bouw, het laatste omvattende ongeveer het tegenwoordige gebied der later aangelegde kleine Brantassluizen Djatimlerek, Gotan, Kebowan, Bebekan en Watespingir, te zamen groot 3356 bouw.

Het ontwerp Berkhout van 1865 bleef jaren lang in overweging, doch eindelijk werd bij Gouvernements Besluit van 21 September 1869 No 12 tot de uitvoering van het werk besloten en daarvoor in betaalden vrijen arbeid *f* 1.945.409.— beschikbaar gesteld.

Nu deden zich echter direct bezwaren voor. Bij de begrooting voor het werk was n. l. gerekend, dat de groote hoeveelheid hout, die voor de geprojecteerde paalfundeeringen noodig was, alleen tegen betaling van kap- en sleeploon, doch zonder nadere regularisatie, uit de nabijgelegen Gouvernements djatibosschen verkregen zou worden, doch inmiddels waren bij Stbl. 1865 No 96 en 1867 No 30ª nieuwe bepalingen op het Boschwezen ingevoerd, die eene dergelijke verstrekking van hout beletten.

Dientengevolge moest na veel geschrijf een nieuw bestek voor de te houden aanbesteding van het werk worden opgemaakt, waarin werd bepaald, dat den aannemer het hout niet op de bij de begrooting bedoelde wijze zou worden verstrekt, doch hij dit zelf zou moeten inkoopen.

De eindelijk in Mei 1872 gehouden aanbesteding mislukte, en in verband met de veranderde bepalingen omtrent de houtverstrekking, dorst men de uitvoering in eigen beheer ook niet aan voor het beschikbaar gestelde bedrag. Er moest derhalve eene nieuwe begrooting worden opgemaakt, waarmede (in 1872) de Ingenieur J. DIJKSTRA werd belast.

Deze ingenieur kwam spoedig tot de ontdekking, dat intusschen een nieuw bezwaar was ontstaan.

De bevolking had n.l. het aan den rechter oever der Brantas, tegenover de holle bocht bij Gebang, gelegen voorland doorgegraven, om den stroom af te leiden van den stroomafwaarts daarvan liggenden dikwijls doorbrekenden schaardijk aan den linker oever, waar de inlaatsluis was ontworpen, en deze doorgraving had zich spoedig zoodanig verwijd, dat de holle bocht bij Gebang aan den linker oever geheel verzand was.

Er moest daarom eene nieuwe plaats voor de prise d'eau gezocht worden en daar stroomopwaarts tusschen

---

(1) Sedert werden alleen in den Oostmoeson nog een paar armen van de Porrongrivier opgedamd, ten behoeve der bevloeiing van de tusschen die armen in gelegen eilanden. Na de wijziging in de waterverdeeling, tengevolge van de kanalisatie der Soerabaiarivier, bleek het echter niet meer mogelijk te zijn, deze dammen vroeg genoeg aan te leggen en lang genoeg in stand te houden, om het slagen van den oogst te verzekeren.

(2) De kosten der laatstgenoemde belangrijke werken, die in betaalden arbeid zijn uitgevoerd hebben bedragen:

Stuw en irrigatiesluizen te Lengkong	*f*	1.269.794,30⁵
Porrongkanaal (zonder de stuwen)	„	520.514,12⁵
Mangetan Kanaal (tot Singkalan)	„	152.276,48
Overlaat Wonokromo	„	219.393,14⁵
„ Djabon Porrong	„	195.539,48⁵
Ontlastsluis Gedek	„	161.885,93⁵
„ Kedongsoro	„	77.643,79

Gebang en het punt, waar de Kali Beng in de Brantas valt en ook stroomafwaarts dicht bij Gebang geen geschikte plaats aanwezig was en men in verband met het vereischte kanaalpeil niet veel verder benedenwaarts kon gaan, werd eene holle bocht van de Kali Beng op 1300 M. afstand van de samenvloeiing met de Brantas als plaats voor de prise d'eau gekozen.

De Kali Beng voert in den Oostmoeson in den regel geen en in den Westmoeson zeer onregelmatig water af; doch lag de bodem der rivier ter plaatse van de ontworpen inlaatsluis diep genoeg om ten allen tijde door het bed der Kali Beng als voorkanaal water uit de Brantasrivier te kunnen aftappen; hierop was dan ook de voeding van het kanaal gebaseerd.

Als bijkomend voordeel van deze situatie werd er op gewezen, dat het Brantaswater zoodoende zijn zand en slib in de als voorkanaal dienende Kali Beng zou deponeeren en het bezinksel door de eigen bandjirs van de Bengrivier op natuurlijke wijze weer zou worden teruggespuid naar de Brantas.

Door de verplaatsing der prise d'eau werd het kanaal ± 2 K.M. langer.

Verder verbeterde de Ingenieur DIJKSTRA het ontwerp BERKHOUT door eenige tracé wijzigingen, die tot besparing op het grondverzet leidden, door met het oudvaderlandsche systeem van paalfundeeringen te breken en deze geheel weg te laten en door den zoogenaamden militairen weg langs het kanaal van 61 tot 38 K. M. te bekorten, het laatste door het projecteeren van een kleinen verbindingsweg naar den ouden, inmiddels verbeterden, weg langs de Soerabaiarivier.

Het gewijzigde ontwerp kwam in het begin van 1873 gereed en bij Gouvernements Besluit van 24 Mei 1873 No 14 werd het geautoriseerd en voor de uitvoering in betaalden arbeid *f* 1.800.301,— beschikbaar gesteld. Vervolgens werd nog *f* 14.504,70 (Gouvernements Besluit 19 April 1874 No 13) beschikbaar gesteld voor de onteigening, daar men op voorstel van Ingenieur DIJKSTRA op het aanvankelijk voornemen, om de gronden zonder vergoeding te onteigenen, terugkwam, voor zoover de dessagronden betrof. Spoedig na de autorisatie werd een bestek voor de te houden aanbesteding opgemaakt en kon deze aanbesteding in November 1873 gehouden worden.

Er waren bij de aanbesteding 3 inschrijvers, die alle 3 tot bedragen beneden de begrooting hadden ingeschreven. Het werk werd voorloopig toegewezen aan den laagsten inschrijver, de firma VAN LAKERVELD & Co te Soerabaia, voor *f* 1.798.990,— welke toewijzing bij Gouvernements Besluit van 1 December 1873 No 6 werd bekrachtigd.

Met 1 April 1874 werd ingevolge aanschrijving van den met het toezicht belasten Ingenieur DIJKSTRA met de uitvoering van het werk begonnen.

Den 7^{den} September d.a.v. diende de aannemer een uitvoerig rekest in met verzoek het aannemingscontract te ontbinden, aangezien het niet mogelijk bleek voor de in de begrooting uitgetrokken loonen en prijzen (*f* 0.35 dagloon voor koelies) voldoende werkvolk te krijgen, niettegenstaande alle pogingen, die daartoe in 't werk waren gesteld door koeliewervers uit te zenden, voorschotten te geven en gamelangs te laten spelen. Als reden hiervan werd opgegeven, dat er voor de bevolking op vele naburige in aanbouw zijnde en werkende suikerfabrieken met gemakkelijker werk meer te verdienen viel, en de firma vreesde daarom bij voortzetting van het werk zich te zullen ruïneeren.

Het is wel eigenaardig, dat de aannemer 5 maanden na den aanvang van een werk, waarvan de duur op 8 jaar was geraamd, reeds tot eene dergelijke conclusie kwam.

De Regeering stelde bij Gouvernements Besluit van 21 Januari 1875 No 17 den Hoofdingenieur H. VAN KETWICH en den Hoofdinspecteur der Cultures B. VAN BAAK in commissie, om naar aanleiding van het genoemde rekest een onderzoek in te stellen en overeenkomstig het advies dier Commissie werd het contract met den aannemer bij Gouvernements Besluit van 12 Juni 1875 No 3 ontbonden verklaard.

In de considerans van dat besluit wordt de bevinding van bovengenoemde Commissie als volgt geresumeerd:

„dat de aannemers moeite noch kosten hebben gespaard om aan hunne verplichtingen te kunnen voldoen;

dat zij echter het werk hebben moeten staken, voornamelijk omdat zij geen kans zagen tegen het loon bij de betrekkelijke begrooting uitgetrokken, in voldoende getale arbeiders te verkrijgen;

dat, ofschoon de adressant SMITH, die hoofdbelanghebbende schijnt te zijn, niet in alle opzichten berekend kan worden geacht voor de leiding van een werk als het onderwerpelijke, de Commissie van gevoelen is, dat een alleszins geschikt aannemer evenmin met de begrootingssommen zoude zijn uitgekomen;

dat, toch in de nabijheid van het uit te graven terrein tal van suikerfabrieken bijna al de aanwezige vrije werkkrachten in beslag hebben genomen;

dat, vermits de arbeid in de suikerfabrieken en riettuinen veel lichter en aangenamer is dan het graafwerk in den zwaren, vaak onder water staanden kleigrond, voor dit laatste uit den aard der zaak alleen werkvolk in voldoende getale te bekomen zou zijn tegen dagloonen, aanzienlijk hooger dan door de suikerfabrikanten betaald worden en bij de begrooting van het Kabohkanaal uitgetrokken zijn"

De bedoelde Commissie was verder tot de conclusie gekomen, dat er vermoedelijk eene fout in de opgave omtrent de grootte van het te bevloeien gebied was, en eindelijk hadden eenige Inlandsche hoofden het vermoeden geuit, dat het tot stand komen van het kanaal nadeelig op de afwatering zou werken.

Van geenerlei bezwaren van anderen aard wordt in de bescheiden melding gemaakt.

De Regeering gelastte bij het laatst genoemde besluit van 12 Juni 1875 No 3 eene nieuwe opname van het bevloeiingsgebied door de landmeters der Statistieke opname en een nader onderzoek omtrent die eventueele afwaterings bezwaren, waarvoor aan de hiervoor genoemde Commissie nog werden toegevoegd de Hoofdingenieur P. J. SIEDENBURG en de Ingenieur J. DIJKSTRA.

In April 1876 werd rapport uitgebracht omtrent een en ander en wel aangaande de groote van het te bevloeien gebied door den Hoofdingenieur SIEDENBURG, en aangaande de afwaterings kwestie door de geheele Commissie.

De Hoofdingenieur SIEDENBURG kwam tot de conclusie, dat de te bevloeien uitgestrektheid 12707 bouw bedroeg of 3563 bouw minder dan waarop bij het ontwerp was gerekend.

Van deze overblijvende 12707 bouws konden volgens den Hoofdingenieur SIEDENBURG niet minder dan 5671 bouws in den Westmoeson dikwijls onder water staan, tengevolge waarvan dan de padi en bibit dood ging en opnieuw soms tot 3 maal toe uitgezaaid moest worden.

Verder kon van het niet aan inundatie blootgestelde

gedeelte 1312 bouw reeds in de toenmalige omstandigheden in den Westmoeson geirrigeerd worden. Naar de opvatting van den rapporteur hadden de aan inundatie blootgestelde gronden in den Westmoeson geen water noodig, daar men die gronden uit vrees voor verlies van bibit, niet eerder zou moeten bewerken dan tegen einde April, als de andere sawah's reeds geen water meer noodig hebben, en evenmin zouden de reeds bevloeide gronden water noodig hebben, zoodat er in 't geheel slechts 5724 bouw te bevloeien overbleef, waarop bij de bepaling der capaciteit van het kanaal gerekend zou behoeven te worden.

Door den Ingenieur DIJKSTRA werd daartegen aangevoerd, dat de bedoelde inundaties een nadeel verbonden aan den toenmaligen toestand waren, daar zij geweten moesten worden aan de opdammingen in de Marmojorivier en hare affluenten, ten behoeve der reeds bestaande bevloeiingen. Met het opheffen der opdammingen als gevolg van tot stand komen van het Kabohkanaal, zouden die inundaties derhalve ook van zelf ophouden. De Hoofdingenieur SIEDENBURG kon dit slechts ten deele toegeven.

Met betrekking tot de door eenige hoofden uitgesproken vrees, dat het te maken kanaal de afwatering zou belemmeren, was de Commissie „eenparig van gevoelen, dat voor dit vermeende gevaar geen vrees behoeft te bestaan".

De opmerkingen van den Hoofdingenieur SIEDENBURG omtrent de grootte van het te bevloeien gebied, gaven de Regeering geen aanleiding het opmaken van een nieuw ontwerp met geringe capaciteit te gelasten, doch bleef het werk gestaakt.

Aan den aannemer werd het geleverde werk vergoed.

Wat de grootte der te bevloeien oppervlakte betreft, geven de tegenwoordige kaarten den Heer SIEDENBURG ongelijk, doch kan het zijn, dat toenmaals nog woeste gronden thans in cultuur zijn gebracht.

De inundatie bezwaren stelde hij uitermate overdreven voor, naar den tegenwoordigen toestand te oordeelen, en het volgen van zijn voorstel, om die aan inundatie blootgestelde gronden in den Oostmoeson te beplanten met padi zou, indien het Kabohkanaal op dien voet tot stand gekomen was, bij het tegenwoordige Brantasdebiet tot groote bezwaren geleid hebben.

Indien het Kabohkanaal daarentegen was uitgevoerd volgens het plan DIJKSTRA zou de betrokken streek, die nu nog steeds productief zeer ongunstig is, thans in productiviteit de delta van Sidhoardjo zeer zeker hebben geevenaard, want de gronden worden door deskundigen bijzonder goed genoemd.

Ten slotte zij opgemerkt, dat indien men de voor het Kabohkanaal bepaalde eenheidsprijzen vergelijkt met wat tegenwoordig bij den aanleg van waterwerken wordt betaald, men zich in hooge mate verwondert over de wanhoop van den aannemer, om het werk met voordeel tot uitvoering te brengen.

De prijzen waren, om eenige der belangrijkste te vermelden:

grondverzet, met hoogstens 1 M opvoer en 3 M horizontaal vervoer per M³	*f*	0.28
grondvervoer over 30 M afstand per M³	,,	0.10
grint per M³	,,	3.—
rivier- en bergsteen per M³	,,	2.—
baksteen per mille	,,	8.—
kalk per M³	,,	9.—
brik cement per M³	,,	8.60
koelieloon per dag	,,	0.35
ambachtslieden (knechten) per dag	,,	0.60
ambachtslieden (bazen) ,, ,,	,,	1.—
houtwerken (bewerkt) per M³	,,	75.—

In verband met deze eenheidsprijzen is het n.h.v. niet optimistisch te meenen, dat indien de aannemer voor goed personeel had gezorgd en zich niet door de zich aanvankelijk bij elk groot werk voordoende bezwaren had laten afschrikken, hij het werk zeer goed met voordeel tot stand zou hebben kunnen brengen.

De Sectie Ingenieur,

(w.g.) J. HOMAN VAN DER HEIDE.

Modjokerto, den 25 April 1902.

De origineele kaart, in 1850 opgemaakt door der Ingenieur W. G. C. GEIL, is, zoo nauwkeurig mogelijk weergegeven, als Plaat 4, aan deze verhandeling toegevoegd. RED.

Graphische Voorstelling van het verband tusschen C en R in de formule $V = C\sqrt{Ri}$

$\frac{1}{C}$

0.050 · 0.045 · 0.040 · 0.035 · 0.030 · 0.025 · 0.020 · 0.015 · 0.010 · 0.005 · 0

0.50 · 1.00 · 1.50 · 2.00 · 2.50 · 3.00 · $= \frac{1}{\sqrt{R}}$

Legenda.

Schaal: { abscissen of $\frac{1}{\sqrt{R}}$, 1:10
ordinaten of $\frac{1}{C}$, 1:10.

zware zwarte lijnen (——) formule $c = a R^{\beta}$, voor de Rekenplaat gebruikt.

fijne " " (——) " $C = \frac{87}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}}$, nieuwe formule van Bazin.

stippellijnen: $C = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$, oude formule van Bazin.

streep- stippellijnen: $C = \frac{100}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}}$, eenvoudige formule van Ganguillet en Kutter.

De Nos geven proeven aan, ontleend aan de met dezelfde Nos gemerkte series uit de „Recherches hydrauliques" van Bazin.

De letters geven proeven aan, ontleend aan de „Annales des Ponts et Chaussées" van 1897, (Bazin), aan Siedek, Christen, en Tiefenbacker.

Fig. 2. Schematische voorstelling van de Rekenplaat. De stip-streep lijnen geven de wijze van gebruik aan.

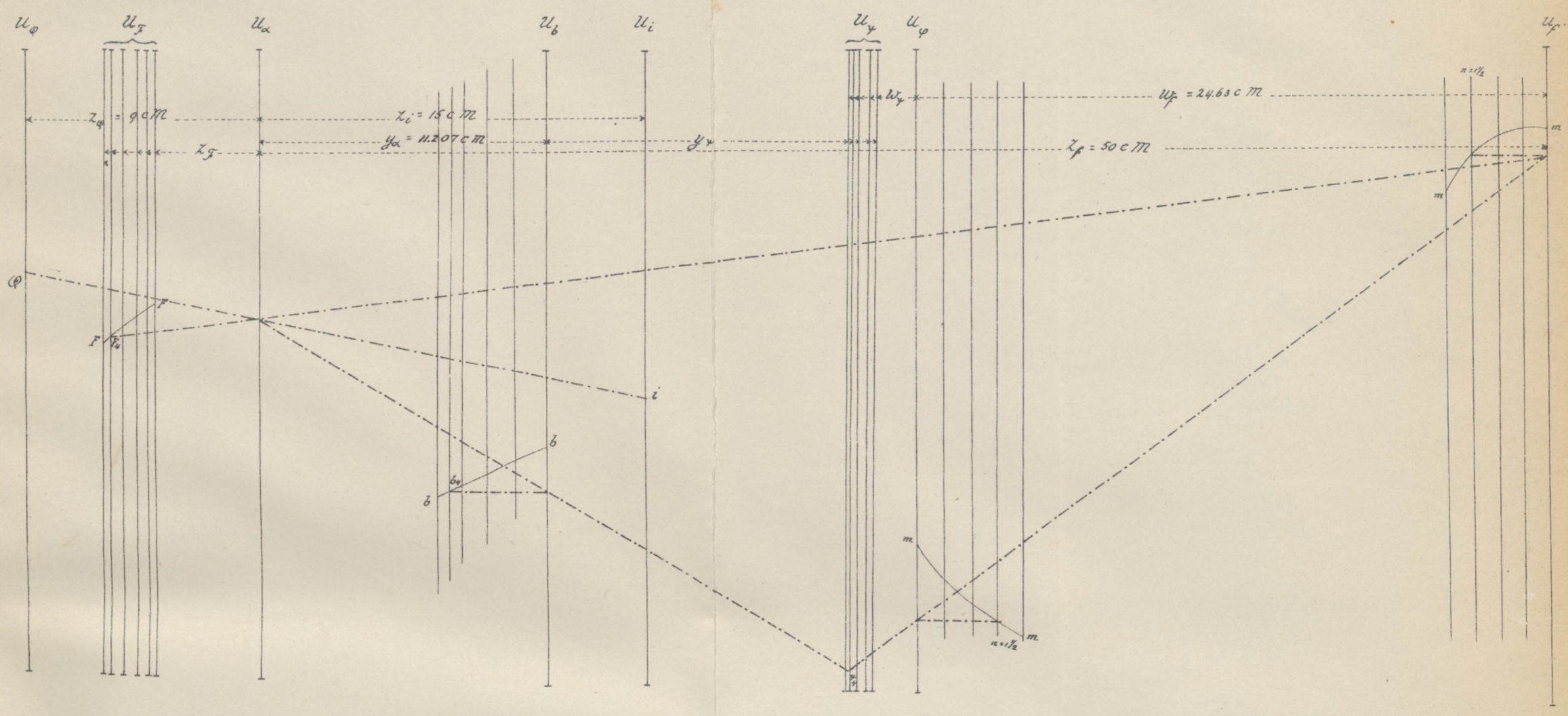
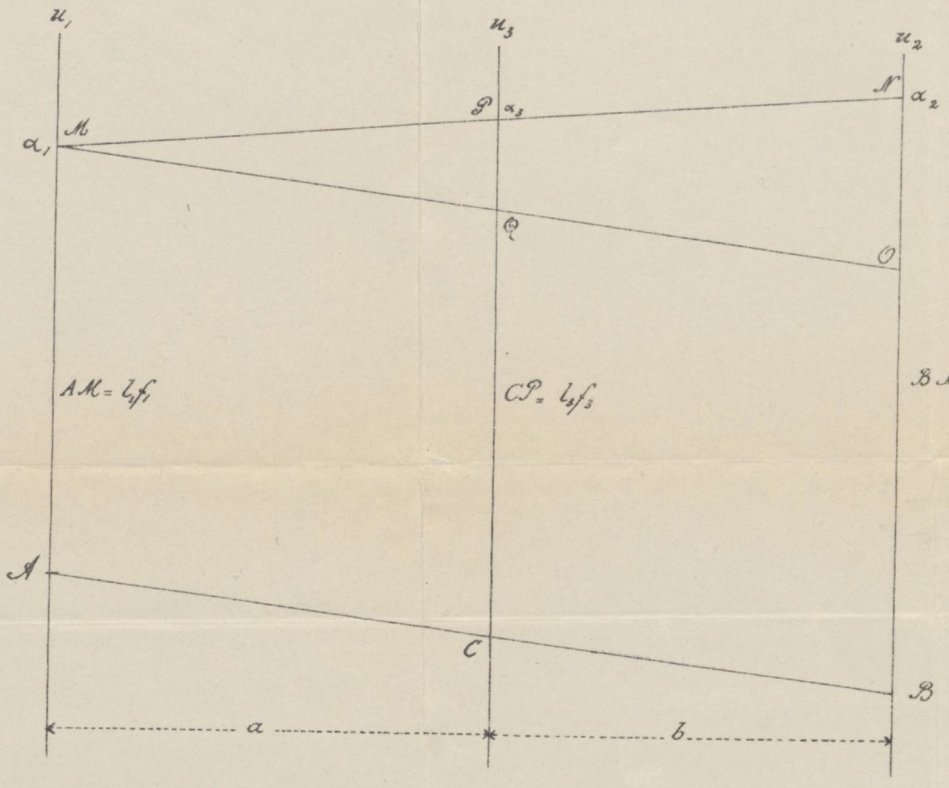


Fig. 1.

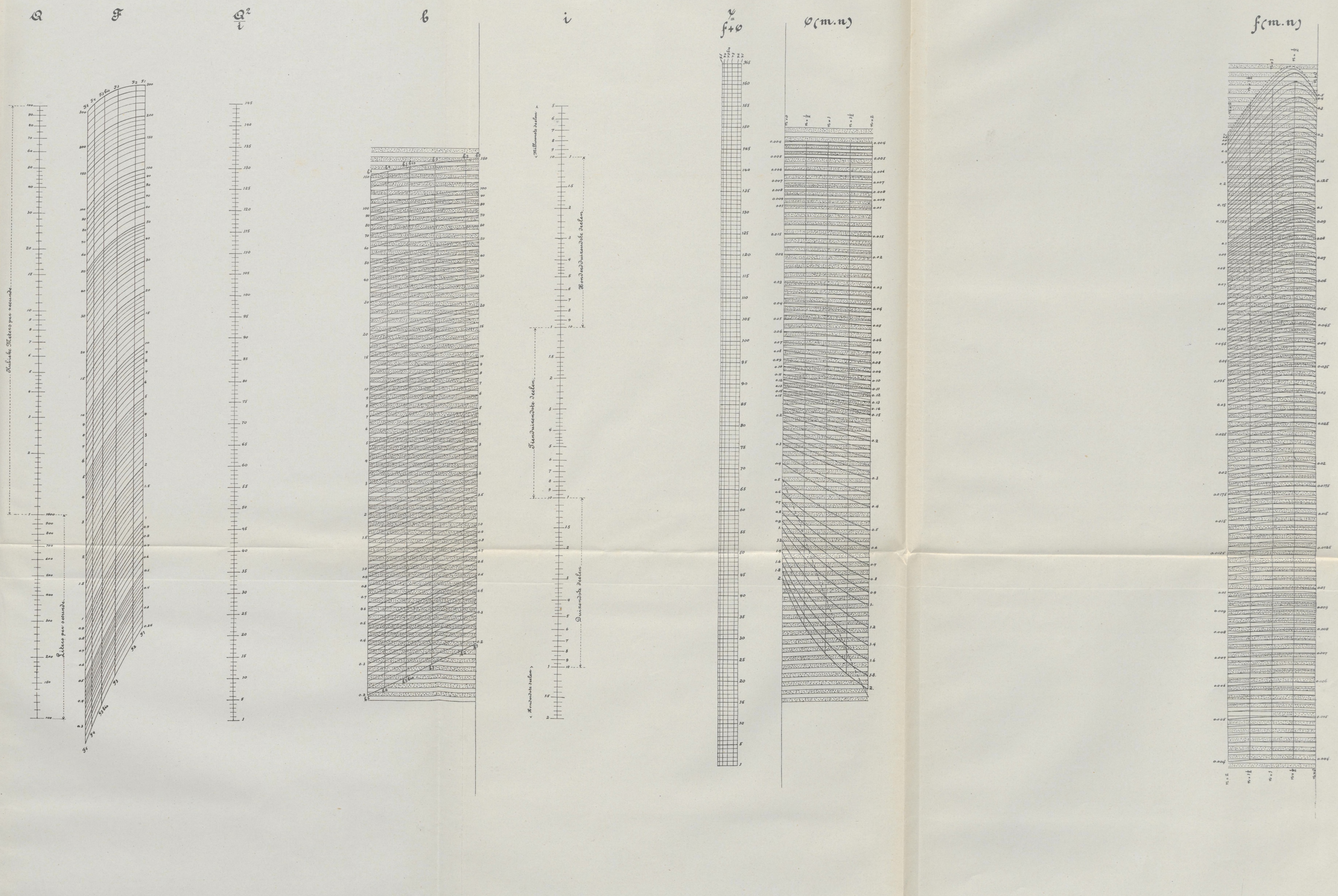


$$l_1 : l_2 = a : b$$

$$\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} = \frac{1}{l_3}$$

Reken plaat

voor trapeziumvormige kanalen met wanden van verschillende ruwheid en taluds van 0:1 tot 2:1



FIGURATIVE KAART

van den loop der Kediri rivier door en langs de Residentien Soerabaja en Pasoeroean
met alle hare afleidingen.

steekkende als toelichting tot het Ontwerp voor eene algemeene verbetering van den Waterstaat van het Regentschap Soerabaja door het aanleggen van Sluizen en Overlaten tot ontlasting van het Water in den Westmousson en het Ophouden van het Water in den Oostmousson.

opgemaakt

door den Ingenieur der 1e klasse van den Waterstaat en 's Lands gebouwen

W.G.C. Geil

in de maanden Maart, April, Mei en Juni 1850 en aangeboden aan den Resident van Soerabaja;

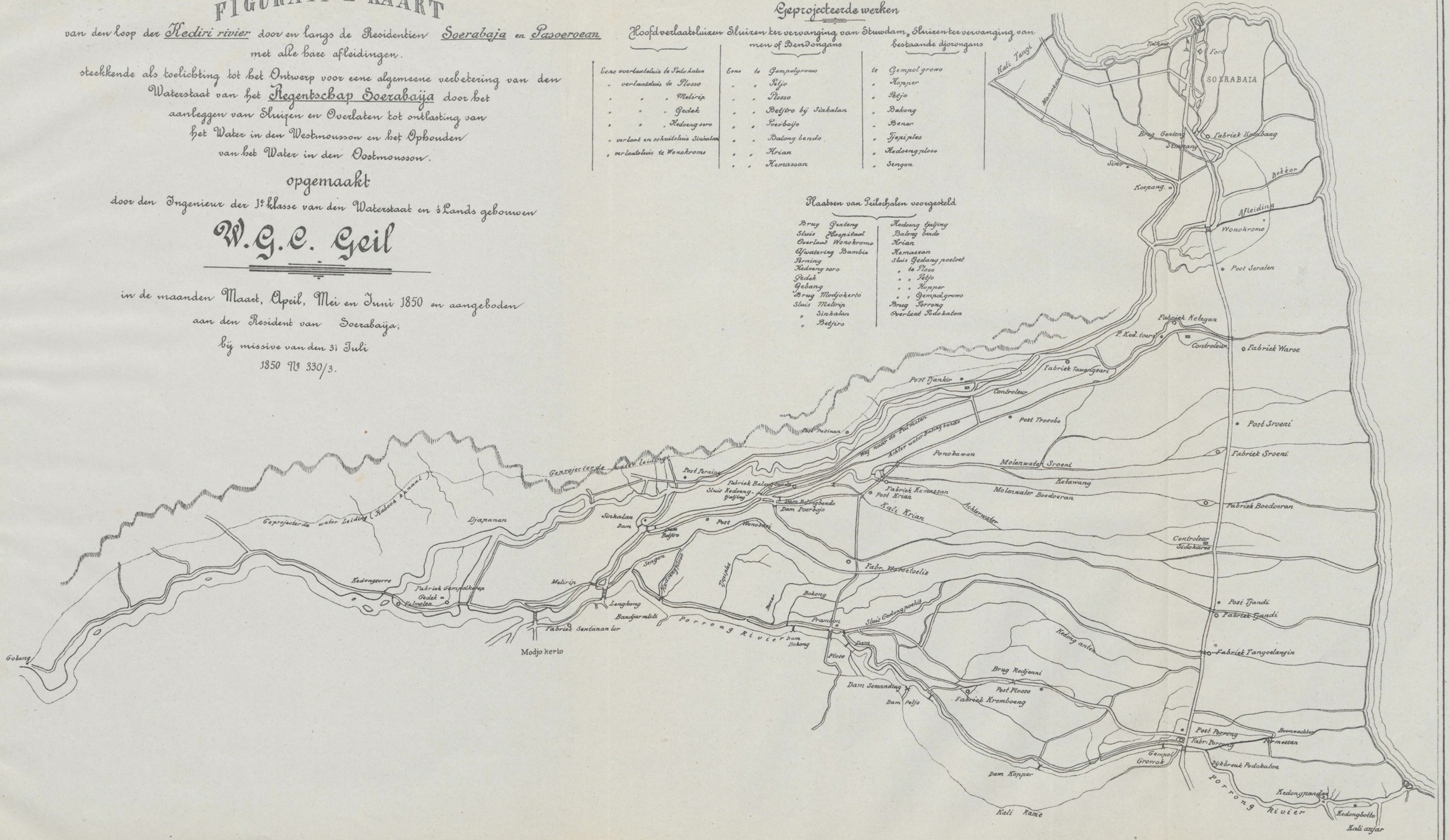
bij missive van den 31 Juli 1850 № 330/3.

Geprojecteerde werken

Hoofdverlaatsluizen	Sluizen ter vervanging van Stuwdammen of Bendongans	Sluizen ter vervanging van bestaande dijkgangs
Eene overlaatsluis te Podokalon	Eene te Gempolgrowo	te Gempolgrowo
„ overlaatsluis te Plosso	„ „ Petjo	„ Kopper
„ „ „ Melirip	„ „ Plosso	„ Petjo
„ „ „ Gedek	„ „ Betjiro bij Sinkalan	„ Bakong
„ „ „ Kedoeng soro	„ „ Soerboijo	„ Bener
„ verlaat en schuitsluis Sinkalan	„ „ Balong bendo	„ Tjepiples
„ verlaatsluis te Wonokromo	„ „ Krian	„ Kedoeng ploso
	„ „ Hemassan	„ Sengon

Plaatsen van Peilschalen voorgesteld

Brug Genteng	Kedoeng tjoljing
Sluis Hospitaal	Balong bendo
Overlaat Wonokromo	Krian
Afwatering Bambie	Hemassan
Kirning	Sluis Gedang poelvet
Kedoeng soro	„ te Plosso
Gedek	„ „ Petjo
Gebang	„ „ Kopper
Brug Modjokerto	„ „ Gempolgrowo
Sluis Melirip	Brug Porrong
„ Sinkalan	Overlaat Podokalon
„ Betjiro	



FIGURATIVE KAART

van den loop der [illegible] door en langs de Residentien Soerabaja en Pas-
met alle hare afleidingen,
strekkende tot opheldering tot het Ontwerp voor eene algemeene verbetering van den
Waterstaat van het Regentschap Soerabaja door het
aanleggen van Sluizen en Overlaten tot ontlasting van
het Water in den Westmonsoen en het Ophouden
van het Water in den Oostmonsoen.

opgemaakt

door den Ingenieur der 1e Klasse van den Waterstaat en 's Lands gebouwen

W.G.C. Geil

in de maanden Maart, April, Mei en Juni 1850 en aangeboden
aan den Resident van Soerabaja,
bij missive van den 31 Juli
1850 No 330/3.

NOTULEN.

ALGEMEENE VERGADERING GEHOUDEN OP WOENSDAG 21 DECEMBER 1904 DES AVONDS TE 9¼ URE IN HET GEBOUW DER NATUURKUNDIGE VEREENIGING TE BATAVIA.

PUNTEN VAN BEHANDELING.

1. Verslag der verificatie commissie.
2. Verkiezing van een secretaris en een penningmeester in de plaats van de heeren QUANT en KOOPMAN, die aan de beurt van aftreding doch dadelijk herkiesbaar zijn (Art. 6 H. V.)
3. Inleiding tot eene bespreking van spoorwegaanleg op Zuid Sumatra door het lid LIGTVOET.

Aanwezig: de president DE JONGH, de bestuursleden VON ESSEN, MELCHIOR, KERLEN, DE VOOGT en KOOPMAN, de gewone leden BLANKEN, BOERS, VAN DIJK, VAN HEEL, LIGTVOET, MEIJERS, SLORS, SPANJAARD, VAN DER WAERDEN, WERTHEIM, WEIJS en WOUTERS, de buitengewone leden: ENTHOVEN en ROELOFSEN en vijf geintroduceerden.

Na opening der vergadering wijdt de voorzitter eenige hartelijke woorden aan de nagedachtenis van den overleden secretaris der Afdeeling, J. F. QUANT. In het kort schetst de president zijn levensloop en laat vooral uitkomen, wat QUANT, in den tijd dat hij secretaris der Afdeeling was, in het belang onzer Vereeniging gedaan heeft. Zijn heengaan is ook voor de Afdeeling een groot verlies. De president stelt voor aan Mevr. de WED. QUANT namens het Bestuur der Afd. een brief van rouwbeklag te zenden aan welk voorstel de vergadering algemeene goedkeuring schenkt.

De voorzitter deelt mede, dat de notulen der vorige algemeene vergadering van 5 April 1904 met het jaarverslag van den secretaris, het verslag van den penningmeester over het jaar 1903/4 en de laatste balans en winst- en verliesrekening, zijn afgedrukt in de derde en laatste aflevering van het tijdschrift 1903/4, welke aan alle leden gezonden is. De leden zullen dus van deze notulen reeds hebben kennis genomen en stelt de president voor die niet meer voor te lezen, waarmee de vergadering instemt.

De voorzitter doet verder mededeeling dat met goedkeuring der vorige vergadering de leden VAN DIJK en SLORS door het bestuur aangezocht zijn om de rekening en verantwoording van den penningmeester over het boekjaar 1903/4 na te zien. Deze leden hebben zich van die taak gekweten en door onderteekening van de laatste balans en winst- en verliesrekening hunne accoord bevinding te kennen gegeven. De president dankt de leden VAN DIJK en SLORS voor de moeiten, die zij zich voor die verificatie hebben gegeven.

Aan de orde is daarna de verkiezing van nieuwe bestuursleden, ter vervanging van wijlen den secretaris QUANT en van den aftredenden penningmeester KOOPMAN, die verzocht heeft niet voor eene herkiezing in aanmerking te komen, waar hij door drukke werkzaamheden niet in staat is het penningmeesterschap der Afdeeling verder naar behooren te vervullen.

Op verzoek van den voorzitter belasten zich de leden BOERS en WOUTERS met de stemopname.

Voor een nieuwen secretaris worden uitgebracht 18 stemmen, waarvan.

12	Stemmen	op	het	lid	J. J. S. VAN LEEUWEN.
4	„	„	„	„	R. J. BOERS.
1	Stem	„	„	„	WEIJS.
1	„	„	„	„	VAN DIJK.

zoo dat het lid J. J. S. VAN LEEUWEN gekozen is. Aan dit lid, dat niet ter vergadering aanwezig is, zal de uitslag van deze stemming worden medegedeeld en hem gevraagd worden of hij de benoeming wil aannemen.

Voor een nieuwen penningmeester worden eveneens 18 stemmen uitgebracht, waarvan:

15	Stemmen	op	het	lid	R. H. J. SPANJAARD.
1	stem	„	„	„	R. J. BOERS.
1	„	„	„	„	VAN DIJK.
1	„	„	„	„	SLORS.

zoo dat het lid SPANJAARD tot penningmeester der Afdeeling gekozen is. Op navraag van den president verklaart dit lid zich bereid deze benoeming aan te nemen.

De voorzitter geeft thans het woord aan het lid LIGTVOET tot het houden zijner inleiding tot eene bespreking van spoorwegaanleg op Zuid Sumatra.

De spreker begint met mede te deelen, dat het voornaamste van wat hij te zeggen heeft, te vinden is in zijn verslag over „*Spoorwegverkenning in Zuid Sumatra*" en hij thans op slechts enkele onderdeelen van dit verslag de aandacht wil vestigen.

Gedurende negen maanden is spreker met de verkenning van *Zuid Sumatra* bezig geweest. Zeer veel moeielijkheden heeft hij daarbij ondervonden en wel voornamelijk door de primitieve vervoermiddelen, de ongunstige terreingesteldheid en het gebrek aan behoorlijke verkeerswegen.

Spreker geeft daarna een schets van de geographie van het land. Het Barisangebergte ligt over de geheele lengte van Z. S. dicht bij de Westkust. De rivieren westwaarts zijn kort en onbevaarbaar, daaren-

tegen oostwaarts zijn zij lang en over groote afstanden te bevaren. Na eene uitvoerige bespreking der verschillende waterwegen, die naar het binnenland van Zuid-Sumatra voeren, behandelt spreker de verschillende landwegen. Deze beschrijvingen worden verduidelijkt door een groot aantal photografieën door spreker gedurende zijn reis opgenomen.

Spreker stelt na de pauze de vraag: hoe verbetering te brengen is in den verkeerstoestand van dit land?

Aan de bevaarbaarheid der rivieren zou veel tegemoet gekomen kunnen worden door met een geregelde ploeg van werklieden de verschillende hindernissen in de rivieren op te ruimen. Nieuwe landwegen zijn te duur wegens het gebrek aan werkvolk. (Gemiddeld 300 zielen per vierk. geogr. mijl, daarentegen op Java en Madoera 12000). Bij invoering van werkkrachten betwijfelt spreker het succes van landwegen, door het gebrek aan vee, dat op Z. S. heerscht. Naar zijne meening is slechts heil te verwachten van den aanleg van *spoor- en tramwegen* en wel de laatste 't eerst aan te leggen als zijtakken naar vruchtbare streken, daarna de hoofdverbindingen, die eerst als tramwegen zijn uit te voeren. Spreker geeft een overzicht van de verschillende door hem voorgestelde spoor- en tramlijnen. Zijns inziens moet de aanleg gepaard gaan met kolonisatie van Javanen uit overbevolkte streken van Java. Spreker ziet vooral veel heil in een voorposten-kolonisatie. Zijn eenmaal spoor- of tramwegen tot stand gekomen, dan is naar zijne meening eerst ontginning van verschillende streken in Z. S. mogelijk en zullen Europeesche ondernemingen zich aldaar vestigen.

Ten slotte behandelt spreker de vraag: Zijn de uitgaven voor spoorwegaanleg gemotiveerd?

Deze vraag moet zijn inziens bevestigend worden beantwoord en wel op grond, 1° dat het onze plicht is als koloniseerende mogendheid, streken, zoo als die in Z. S., die uitmunten door eene bizondere vruchtbaarheid, verder tot ontwikkeling te brengen; 2° dat spoorwegaanleg op Z. S. ten goede kan komen aan de overbevolking van *Java*, 3°, dat de welgesteldheid van de tegenwoordige bevolking in Z. S., niettegenstaande de gebrekkige verkeerstoestanden van dit land, een waarborg zijn, dat bij behoorlijke verkeersmiddelen de welvaart van Z. S. zeer zal toenemen en ten goede kan komen aan eene veel grootere bevolking.

De voorzitter dankt spreker uit naam der vergadering voor zijne voordracht, welke door allen zeker met veel belangstelling is aangehoord. Bekend met de moeielijkheden, welke bij dergelijke verkenningen als heden avond besproken zijn, overwonnen moeten worden, brengt de president hulde aan het werk door spreker uitgevoerd.

Op de vraag, of iemand naar aanleiding van het gesprokene, iets wenscht op te merken vraagt het lid MEIJERS het woord en zegt het volgende:

M. H. Het woord tot U richtend, is het mijne bedoeling, om vooreerst na te gaan, wat te bereiken is met de plannen, die heden avond het onderwerp van bespreking uitmaken.

Daarbij wil ik op den voorgrond stellen een uitspraak van den Nederlandschen Ingenieur CLUYSENAER, die in een van de jongste afleveringen van de „Ingenieur" schrijft:

„De economische beteekenis van publieke werken wordt te dikwijls overschat".

Waaraan nog zou kunnen toegevoegd worden, dat: Wanneer het nut van zekere categorie van werken in het licht van een onderzoek gestaan heeft en wanneer dan de te koesteren verwachtingen tot meer werkelijke grenzen terug gebracht zijn, dat dan de publieke opinie geneigd is haar gunst te onttrekken aan de onderzochte en die verplaatst naar werken, waarvan de productiviteit slechts op vermoedens berust.

Van dit verschijnsel waren onze irrigatiewerken de dupe.

Buiten dit spel evenwel, staat de aanleg van die Staatsspoorwegen, waarvan de ontvangsten de rente en afschrijving van het aanlegkapitaal zullen goedmaken.

Daar deze, commercieel gesproken, niets kosten, is hier de vraag, welke economische invloed zij op hunne omgeving uitoefenen, minder overheerschend.

Elk resultaat in deze richting is winst.

Toch zag onze bekwame collega HOMAN VAN DER HEIDE in den verderen aanleg van Staatsspoorwegen op *Java* eene belemmering voor het tot stand komen van andere zaken, die volgens zijne uiteenzetting nuttiger zijn.

Dat hij deze nuttigheidsvergelijking eens ingesteld heeft, kan niet anders dan toe te juichen zijn, evenwel zou het beter zijn, zoo hier geen rivaliteit noodig ware, doch dat, door een gepast gebruik te maken van leeningen, de aanleg van direct rendeerende spoorwegen niet meer de jaarlijksche begrooting bezwaarde.

De spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra* evenwel, zal geen onderneming zijn, die op directe wijs haar rente opbrengt; hij moet verdedigd kunnen worden door indirect werkende uitkomsten. Eischt nu de toestand, waarin de bevolking van *Zuid-Sumatra* verkeert, met eenigen drang betere verkeersmiddelen?

De overgelegde gegevens wijzen daar in 't geheel niet op. Van periodieke hongersnooden of chronische armoede is geen sprake.

Als een ander motief wordt in het verslag van den ingenieur LIGTVOET tegengaan van de overbevolking van *Java* genoemd.

Ik betwijfel of 't zijn nut heeft, om hier nog eens in het licht te stellen, hoe een klein procentage van de jaarlijksche javaansche bevolkingstoename door emigratie te verwijderen zou zijn.

Ook de Minister van Koloniën, in zijn wetsontwerp ter verhooging van de Indische begrooting voor 1905, heeft in zake emigratie der buitenbezittingen het overbevolkings argument beslist afgewezen.

M. i. kan men dus bij dezen spoorbouw de uitdrukking „zedelijke plicht" gerust buiten het betoog laten, maar de kwestie is, dat men met het tot ontwikkeling brengen dezer landen van een voor ons waardeloos bezit, een waardevol kan maken.

Men streve hier dus naar geen ethisch doel, dat niet bestaat; wat hier te bereiken is, is zelfverrijking. Daarin schuilt niets verkeerds; het is evenwel goed te weten, waaraan men zich te houden heeft.

Tot nu toe wisten onze ondernemers slechts luttele voordeelen uit *Zuid-Sumatra* te trekken. Dit is niet streelend voor ons nationaal gevoel. Wat wij braak lieten liggen, was anderen misschien een bron van rijkdom geworden. 't Is dan ook niet kwaad, dat de Staat, die voorganger en leider is, ter hulp komt.

Maar allicht wordt men geneigd, om van hem te eischen, dat hij alle factoren, die hij in de hand heeft, in orde brengt, er op vertrouwend, dat 't particulier initiatief dan volgen zal met 't overwinnen der moeilijkheden, die tot zijn deel behooren.

Op deze wijs draagt de Staat een groot risico, want

wie toont er aan, dat de ondernemingsgeest het pad betreden zal, door het Gouvernement in de wildernis geëffend? Er zijn zelfs aanwijzingen, die op dit punt optimisme verbieden. In *Zuid-Sumatra bestaan* goedkoope afvoerwegen. Ik bedoel de bevaarbare rivieren. Hebben deze bloeiende ondernemingen gelokt? Wordt van hare bevaarbaarheid voldoende geprofiteerd?

Waarom zou hier een ijzeren weg met duurdere vrachtprijzen een resultaat verkrijgen, waarvan het begin zelfs nog niet door de waterwegen is behaald?

Voor het in cultuur brengen van een land moeten *eenige* factoren samenwerken. Eén daarvan is het stelsel der verkeersmiddelen. Evenwel geeft de toestand van den streek, onder invloed der bevaarbare rivieren, reeds aan, dat 't er verre van is, dat dit het enkelnoodige zou zijn.

Een 2de factor, voornamer dan de eerste, is de loonstaandaard. Deze is zeer zeker onder invloed van den verkeerstoestand, doch een spoorweg zal daarop nu niet zoo heel veel gunstiger werken, dan eene bevaarbare rivier dit doet.

Iets anders is het feit, dat de spoorbaan werklui in het land brengt, die er zich blijvend kunnen vestigen.

Doch ditzelfde is met elk ander groot werk te bereiken. Ten dien opzichte heeft spoorwegaanleg ook slechts luttele voordeelen boven rivierverbeteringen of den bouw van gewone wegen, terwijl ontginnings- en bevloeiingswerken de vestiging der arbeiders na afloop van het werk zelfs aanlokkender zullen maken.

Ik ben geen tegenstander van zekere pogingen door den Staat te verrichten, om de buitenbezittingen voor ons wat meer profijtelijk te maken, maar vooral waar hier reeds blijken zijn ontvangen van weinig wil bij 't particulier initiatief, daar acht ik het verkeerd om tot dit doel thans al *vele* millioenen uit te geven.

Welke uitingen ik van de ondernemingsgeest verwacht, alvorens het raadzaam te vinden, dat de Regeering op ruime wijs haar taak volbrengt, kan ik toelichten door een voorbeeld uit mijn praktijk.

De theecultuur in de *Preanger* is veelbelovend. Daar heeft men productie prijzen, die verre staan beneden die van *Britsch-Indië*. Het kapitaal wijdt ook zijn volle aandacht aan deze cultuur. In de laatste jaren is het met thee beplante oppervlak enorm uitgebreid. Van 1902 tot 1903 nam de uitvoer met 30% toe. Van overproductie door uitbreiding op *Java* is geen sprake. *Britsch-Indië* en *Ceylon* voeren thans nog 14 × meer thee uit dan wij. Om de markt kan dus gevochten worden.

Dat het Gouvernement hier behulpzaam is en door het maken van rijwegen de afvoer per kar uit de zuidelijke districten mogelijk gaat maken, wordt dan ook rationeel geacht. Toch verzinken de sommen, die hier voor uitgegeven worden in het niet, vergeleken bij de eischen, gesteld door den spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra*.

Maar toegegeven, het is goed, dat er van gouvernementswege iets gedaan wordt ter ontwikkeling van *Zuid-Sumatra* (dit evenwel niet als zedelijke plicht, maar om een flauwe ondernemingsgeest wat aan te wakkeren) en laat dit verbetering van 't verkeerswezen geven (dit niet te beschouwen als de sleutel, waarmee een poort geopend wordt, doch als een van de noodige factoren, maar een, die men geheel in de hand heeft) is 't dan noodig om direct een *geheel spoorwegnet* aan te leggen?

Waarom eerst niet geprobeerd met een enkel lijntje, dat de meest belovend streek met een haven verbindt?

Van doorgaand vervoer zal men het evenmin hier, als op *Java* moeten hebben.

In zake de verbetering van de verkeersmiddelen in *Zuid-Sumatra* zou men vier verschillende plannen kunnen onderscheiden:

1e Het doctrinaire, waardoor deze landen in korten tijd van doorgaande spoorverbindingen zullen voorzien worden, ongeveer van 't gehalte van die op *Java*.

2e Het voorstel van den ingenieur LIGTVOET.

Dit wordt door mij al minder onaannemelijk geacht. Hij houdt de lijn *Banten-Palembang* voorloopig buiten de voorstellen en m. i. terecht.

Waar men dit spoorwegnet wil aanleggen, met 't doel om industriën te verwekken, die pas kunnen bestaan bij voordeeliger transporttoestanden, daar moeten de invoerprijzen na de opening van de spoorlijn werkelijk sterk dalen, en dit zal hier nooit 't geval zijn.

Wat de scheepvaart in deze niet kan uitrichten, zal het vervoer langs den ijzeren baan ook niet tot stand brengen.

Dat de ingenieur LIGTVOET verder zijn plannen aanpaste aan bestaande toestanden en geen hoofdlijnen voorstelde, waar voorloopig secundaire voldoende zijn, acht ik een verdienste van het ontwerp.

Evenwel zou ik me niet kunnen vereenigen met zijn werkplan, dat gericht is op het tot stand brengen van een gesloten net, *binnen een zeker aantal jaren*. 't Lijkt me beter om resultaten van eerst gelegde lijnen af te wachten.

3e. Het idee, aangegeven door den ingenieur MONOD DE FROIDEVILLE, wat zich nog meer losmaakt van de aanleg- en exploitatiewijze van *Java*. Hier volgens moet het bedrijf van eenen dergelijken spoorweg meer lijken op eene transport-onderneming, dan op dat van eene groote spoorwegexploitatie.

Men gebruike kleine snelheden, waardoor smalspoor, lichte rails en steile hellingen en kleine boogstralen bij den aanleg mogelijk worden.

De groote besparing, die deze opvatting meebrengt, maakt haar verleidelijk.

Voor het hoofddoel van het werk, het leven wekken, zal de meest primitieve spoorlijn even goed zijn als een volmaakte.

Of de eerst genoemde evenwel, op den duur zal blijven voldoen, hangt af van de mate, waarin het doel (meedere ontwikkeling van de doorsneden streek) bereikt zal worden.

Er zijn in dezen geen voorteekenen, die ons erg optimistisch kunnen stemmen.

Maar valt het mee, zoodat men van de aanvankelijk aangenomen kleine snelheid moet afwijken, dan is nog de smalspoor installatie te benutten, doch men zal dan bruggen en rails moeten verzwaren en in bergterreinen ook het tracé moeten verleggen, voorts stationsinrichtingen moeten maken enz.

Men zal daardoor aan een vervoer het hoofd kunnen bieden, sterker dan het tegenwoordig op *Java* bestaande, gelijk zulks door den *Bosnie-Herzowina Spoorweg* bewezen wordt.

In dit bijzonder gunstige geval, (al zou het vervoer de capaciteit van den smalspoorbaan niet over het hoofd groeien) zou men waarschijnlijk het feit gaan betreuren, dat men niet met de normale spoorbreedte begonnen was.

Maar waar men de waarschijnlijkheid, dat men het in de eerste tientallen van jaren niet zoo ver brengen zal, grooter moet achten, daar moet men de zaak beschouwen als een kansspel, waarbij men de meeste troeven in de hand heeft.

Men waagt de vage kans dat, na verloop van jaren, men aan een smalspoor vastzit, dat hoewel nog van voldoende capaciteit, beter een normaalspoor ware geweest, maar daar tegenover staat de mogelijkheid, dat de meer primitieve inrichting een genoegzaam aantal jaren blijft voldoen.

Nog een stap verder gaande, komt men, als sub. 4 voor de verbetering der verkeerstoestanden in *Zuid-Sumatra* op het scheppen van karrenwegen en hiermee ben ik op eigen terrein.

Omdat in berglanden de gewone wegen veelal niet door deskundigen getraceerd zijn, wordt dit communicatiemiddel wel onderschat.

Op *Java* is evenwel geconstateerd, dat zij voor niet te lange afstanden uitstekend voldoen.

In de *Preanger* betaalt men voor het goederenvervoer 2 cent per picolpaal of 22 cent per ton K. M. Op meer vlakke wegen van *Java* en *Madoera* daalt deze tot 12 cent en volgens het verslag van den ingenieur LIGTVOET moet thans in Sumatra voor den bestaanden weg van *Moeara Enim* naar *Blimbing*, het karrentransport 30 cent per ton K. M. kosten.

Stelt men nu hiernaast de 24 cent, die het spoor van cultuurproducten per ton K. M. zou eischen en de waarde van cultuurproducten per ton, die men b. v. tusschen *f* 100.— en *f* 1000.— kan aannemen, dan ziet men, dat na het scheppen van goede rijwegen de transportkosten tot een peil kunnen dalen, vrijwel gelijk aan die der spoorwegen.

Doordat in *Zuid-Sumatra* bevaarbare rivieren den transporttoestand beheerschen, zal men in het algemeen geen lange rijwegen noodig hebben.

Vingersgewijs kunnen van uit de havens en de eindpunten van de bevaarbare rivieren wegen gemaakt worden.

Volgens dit principe zou b. v. de streek langs het *Ranaumeer* een afvoerweg kunnen krijgen naar *Kroë*, die c. a. 10 × korter is, dan de geprojecteerde spoorverbinding met *Palembang*.

In de *Preanger* bleek in elk terrein goede rijwegen aan te leggen te zijn. In berglanden ontmoet het traceeren van gewone wegen veel minder bezwaren dan dat van spoorwegen. Door de kleinere stralen, die men in de bogen kan toelaten, volgt de baan beter alle terreinoneffenheden en is, waar noodig, lengte ontwikkeling gemakkelijker te verkrijgen. Ook leveren hier keerpunten in de klimmingen weinig bezwaar. Het zou mij dan ook niet verwonderen, wanneer de weg van *Bengkoelen* naar *Tebing Tinggi*, die zoo hij van ijzer gemaakt wordt, een tunnel zal eischen, als rijweg zonder dit dure kunstwerk aan te leggen zou zijn.

Een bezwaar van rijwegen zou zijn, dat men daarbij verkeerszekerheid mist. Die zekerheid gaat wel is waar samen met spoorwegexploitatie, doch is niet het monopolie van deze transportwijze.

Heeft men goede wegen en is hier het particulier initiatief niet zoo flink als b. v. in *Deli*, waar de tabaksplantages zelf haar ossenkarren onderhouden, dan kan men eene transportonderneming subsidieeren. Deze zou, of met ossenkarren, of met automobielen kunnen werken, een idee dat niet nieuw is voor Indië.

Toen de catastrofe met den heer H. GENTIS plaats greep, had hij juist contracten gesloten met eenige theeondernemingen in de buurt van *Tjibadak*, om per auto het product langs den zeer slechten weg naar de *Wijnkoopsbaai* te vervoeren, waardoor de spoorweg van *Tjibadak* naar *Tandjong Priok* genegeerd zou worden.

Rijwegen zijn in aanleg veel goedkooper dan spoorwegen. In de *Preanger* kan men voor de meest moeilijke terreinen op *f* 8000— per K. M. rekenen, terwijl de Westerlijnen op *Java* gemiddeld per K. M. ruim 10 × zooveel gekost hebben.

Uit 't voorgaande moet niet afgeleid worden, dat ik gewone wegen persé aanraad boven spoorwegen. Neen, houdt men deze laatste in den meest eenvoudigen vorm (maar ook dan alleen), dan moet nog uitgemaakt worden, waar deze en waar karrenwegen aan te leggen zijn.

Om 't bovenstaande te resumeeren worden de volgende stellingen gegeven:

I. *Spoorwegaanleg in Zuid-Sumatra is geen doelmatig middel tot tegengang van de overbevolking op Java.*

II. *Ook zal, door dit werk tot stand te brengen, niet voldaan worden aan een „zedelijke plicht" tegenover de plaatselijke bevolking.*

III. *Het tot ontwikkeling brengen der buitenbezittingen is in het belang van ons zelve, als koloniseerende natie, aan te bevelen.*

IV. *Overwegende, dat de verkeerskwestie daartoe wel een factor is, doch, noch de eenige, noch de voornaamste, wordt eene verbetering in deze, — doch aanvankelijk op „bescheiden schaal — nuttig geoordeeld".*

Het lid MEIJERS verzoekt daarop der President deze stellingen in stemming te willen brengen.

De voorzitter heeft hiertegen geen bezwaar waar de inleider van dit onderwerp zegt geen stellingen, tegenover die van genoemd lid, te stellen. De president acht het evenwel gewenscht deze stemming tot een volgende vergadering uit te stellen, waardoor meer gelegenheid zal zijn tot gedachtewisseling, dan op deze vergadering thans door het vergevorderde uur, het geval is. Met de goedkeuring der vergadering stelt de voorzitter voor aan alle leden der Afdeeling kennis te geven van het door het lid MEIJERS gesprokene, terwijl verondersteld mag worden, dat de leden, die in dit onderwerp bijzonder belang stellen, wel in de gelegenheid zijn kennis te nemen van de denkbeelden van den inleider die hij neergelegd heeft in zijn verslag getiteld *„Spoorweg verkenning in Zuid-Sumatra"*, welk werk op ruime schaal verspreid is.

Het lid VAN DER WAERDEN vraagt of ook andere leden stellingen mogen indienen, waarop de Voorzitter mededeelt, dat daartegen geen bezwaar is, mits de termijn voor indiening dezer stellingen niet te lang worde gesteld, want de president stelt voor de vergadering, ter behandeling dezer stellingen, nog te houden in den loop van de volgende maand, en wel te *Bandoeng*, om daaraan te verbinden eene excursie, ten einde het overtrekken van een brug op de lijn *Padalarang-Krawang* bij te wonen, waarmede de vergadering instemt.

Niets meer aan de orde zijnde sluit de President ten $11^{3}/_{4}$ ure de vergadering.

De Wd. Secretaris,

J. F. H. KOOPMAN.

ALGEMEENE VERGADERING GEHOUDEN OP DINSDAG 31 JANUARI 1905 DES AVONDS TEN 9 1/4 URE IN HET GEBOUW DER KONINKLIJKE NATUURKUNDIGE VEREENIGING TE BATAVIA.

PUNTEN VAN BEHANDELING.

1. Verkiezing van een secretaris in de plaats van wijlen den heer J. F. QUANT.
2. Behandeling der verschillende stellingen die ingekomen zijn naar aanleiding der voordracht van het lid K. J. A. LIGTVOET over *Spoorwegaanleg op Zuid-Sumatra.*

Aanwezig: de bestuursleden VON ESSEN, KERLEN, MELCHIOR, SPANJAARD, DE VOOGT en de wd. secretaris KOOPMAN, de gewone leden BOERS, VAN DEN BROEK D'OBRENAN, VAN DIJK, VAN HEEL, HOL, MEIJERS, ONNEN, WOUTERS, PERELAER, SLORS, TEXTOR, VAN TONGEREN, en WEIJS, de buitengewone leden: ENTHOVEN, ROELOFSEN en VAN SANDICK, alsmede één introducé.

Bij afwezigheid van den president opent de vice-president VON ESSEN de vergadering en neemt daarvan de leiding verder op zich.

De notulen der vorige vergadering, n. l. die van 21 December 1904 worden voorgelezen en goedgekeurd.

De voorzitter deelt daarop mede, dat de voorgestelde vergadering met excursie naar de lijn *Padalarang—Krawang*, ter bijwoning van het overtrekken der laatste spanning in den brug over de *Tji-Bisoro* bij *Padalarang* niet plaats zal hebben, omreden voor de bijwoning dier vergadering en excursie drie werkdagen zullen noodig zijn, wat voor de leden buiten *Bandoeng* woonachtig zeer bezwaarlijk is. Behalve de president der Afdeeling zal geen der overige bestuursleden in de gelegenheid zijn op 5 en 6 Februari a. s., de voor die vergadering en excursie vastgestelden dagen, naar *Bandoeng* te gaan.

Daarna wordt overgegaan tot de verkiezing van een secretaris in de plaats van wijlen het lid J. F. QUANT.

Het lid J. J. S. VAN LEEUWEN in de vorige vergadering tot secretaris der Afdeeling verkozen heeft wegens aanstaand vertrek naar elders voor deze benoeming bedankt. De heeren BOERS en PERELAER belasten zich op verzoek van den voorzitter met de stemopname. In het geheel worden 19 stemmen uitgebracht alle op het lid H. F. STREIFF, zoodat dit lid met algemeene stemmen tot secretaris der Afdeeling is gekozen. Aan dit lid, niet ter vergadering aanwezig, zal de uitslag dezer verkiezing worden medegedeeld.

Aan de orde is thans de behandeling der stellingen, die door verschillende leden zijn ingediend naar aanleiding der circulaire van 30 December 1904 en die betrekking hebben op het onderwerp „*Spoorwegaanleg op Zuid-Sumatra.*" Met de ingekomen stellingen zijn alle leden der Afdeeling in kennis gesteld door een circulaire van 21 Januari 1905 en acht de voorzitter het daarom niet noodig al de stellingen nog eens voor te lezen. (Zie bijlage A).

De voorzitter drukt zijn leedwezen er over uit, dat de inleider van het onderwerp, het lid LIGTVOET door ernstige familieomstandigheden verhinderd is, de vergadering bij te wonen. Ook de leden STRENGNAERTS, VAN DER WAERDEN en HERWEIJER die stellingen indienden, konden niet ter Vergadering tegenwoordig zijn, daarvoor heeft het laatstgenoemde lid aan zijne stellingen enkele toelichtingen toegevoegd.

De voorzitter deelt verder mede, dat deze vergadering belegd is ten einde de ingekomen stellingen te bediscusieeren en in stemming te brengen. Dergelijke stemmingen hebben z. i. geen practisch nut en ligt het niet op den weg van deze vergadering de stellingen, waarvan er verscheidene grootendeels buiten de techniek liggen, te behandelen, zeker niet om er over te stemmen. De voorzitter vindt dat in de eerste plaats moet uitgemaakt worden deze vraag: Wanneer we ontwikkeling van *Zuid Sumatra* willen, moet die de door groote of kleine landbouw geschieden of wel door beide?

In de tweede plaats deze vraag: Zijn daarvoor verkeerswegen noodig? Zoo ja, moeten dat zijn gewone wegen, spoor- of tramwegen, of locaalspoorwegen? De voorzitter acht het bespreken van deze kwestie alleen meer vruchtbaar, dan over alle stellingen te gaan discusieeren en stemmen.

De leden VAN HEEL en MEIJERS zijn het hiermede niet eens en achten alle stellingen wel degelijk te behooren tot het gebied van den ingenieur, voor wien behalve de techniek ook de économie van zeer groot belang is. Het lid BOERS vraagt welk nut het zou hebben al de stellingen te willen behandelen, waarop het lid MEIJERS voorstelt, dan eene keuze uit de stellingen te doen, waarop het bestuurslid MELCHIOR opmerkt dat de vergadering daaromtrent geene keuze kan doen.

De voorzitter brengt daarop zijn voorstel in stemming om over geen der stellingen te stemmen. Dit voorstel wordt met bijna algemeene stemmen aangenomen.

De voorzitter openthans de besprekingen over de stellingen en geeft het woord aan het lid VAN HEEL, dat het volgende in het midden brengt.

Ik kan mij in hoofdzaak vereenigen met de zuiver gestelde stellingen van den heer MEIJERS. Ik stem volkomen in met de eerste 2 stellingen.

Stelling III zoude ik gaarne als volgt uitbreiden:

III. Het tot ontwikkeling brengen der buitenbezitingen is in het belang van ons zelve als koloniseerende natie en is noodig, wanneer prijs wordt gesteld op het behoud dier rijke kolonies.

In stelling IV zoude ik wat meer waarde willen geven aan de factor *verkeer* en ik acht een combinatie van den aanleg van spoorwegverbindingen met directe ontginning der doorsneden landstreek noodig om het welslagen van den riskanten spoorwegaanleg eenigszins te waarborgen.

Zoodat ik stelling IV als volgt voorbreng:

IV. Erkennend dat de verkeerskwestie een groote factor is, doch niet de eenige, wordt verbetering in deze door aanleg van spoorwegen en verbetering der bestaande wegen, gecombineerd met directe exploitatie van de doorsneden terreinen nuttig geoordeeld.

Het tot ontwikkeling brengen van onze buitenbezittingen, die door t. z. deskundigen steeds worden beschreven als buitengemeen vruchtbaar van bodem en meer dan rijk aan mineralen—zoo las ik o. a. een bewering van prof. MOLEGRAAF dat *Borneo* veel meer schatten aan mineralen zoude bevatten dan het rijke goud- en diamant-land *Transvaal* — is zoo men wil als nationale plicht op te vatten of meer practisch als in het eigen belang van de koloniseerende natie te beschouwen.

Het tot ontwikkeling brengen dier buitenbezittingen *dient* te geschieden als niet wordt ingegaan op het door velen als dwaas veroordeelde, m. i. hoogst practische

voorstel „van Kol" om ons tegen goeden prijs te ontdoen van de overdaad onzer koloniën om daarna het restant behoorlijk uit zijn oeconomischen slaap wakker te schudden en op te heffen uit zijn braak bestaan.

Ik acht het nationale ijdelheid koloniën er op na te houden, die wij niet in staat zijn behoorlijk te ontginnen.

Het bezit van de buitenbezittingen zooals zij nu zijn, is in den tegenwoordigen toestand een nationaal gevaar. Het naar koloniën hunkerende *Duitschland,* het onverzadigde *Engeland* en het opkomende *Japan* zullen gemakkelijk op een of ander tijdstip in het braak-liggen der rijke der landen, in het zich unfähig toonen om die bezittingen tot behoorlijke ontwikkeling te brengen, een motief vinden om ons de koloniën te ontnemen; daarom acht ik toevoeging van de uitbreiding aan stell. III van den Heer MEIJERS noodig.

Maar om de trage massa in oeconomische richting aan den gang te krijgen is noodig buitengewone energie en vooral kapitaal van eenigen omvang.

De verkenning van *Zuid-Sumatra* is een schrede in de goede richting, en al is niet enthousiast mede te gaan met de spoorwegplannen en conclusiën Ligtvoet- Directeur B. O. W., toch verdienen de order tot verkenning en het zaakrijke rapport slechts hulde.

Ik acht aanleg van spoorwegen op meer of min uitgebreide schaal, alleen met het doel om in *Zuid-Sumatra* verkeerswegen te scheppen, zeer riskant en in verband met de slappe energie der inheemsche bevolking, en het loome initiatief van het *Nederlandsche* kapitaal onvoldoende om het land tot de gewenschte ontwikkeling op te voeren.

De spoorwegen op *Java* hebben hun ontstaan te danken aan het bij den aanleg reeds bestaan van bloeiende cultures. Niet het doel om *Java* tot ontwikkeling te brengen, doch om loonende transportondernemingen in het leven te roepen, is oorzaak geweest van den aanleg van het grootste gedeelte der ijzeren wegen op *Java.* De aard der onderneming heeft medegewerkt om de doorsneden streek tot meerdere ontwikkeling te brengen. Nu zijn de spoorwegen onmisbaar en daardoor wordt m. i. dikwijls vergeten waaraan de spoorwegen van *Java* hun ontstaan te danken hebben, en worden zij te veel beschouwd als te zijn geschapen zuiver in het belang van het algemeen.

De aanleg van de spoorwegen op *Zuid-Sumatra* wordt op geheel ander principe gebaseerd. Voorgesteld wordt een net van ijzeren wegen te leggen om daarmede de gewenschte ontwikkeling te forceeren.

Ik vrees dat deze Amerikaansche opzet hier geen succes zal hebben.

Ik geloof niet aan de oeconomische toovermacht der spoorwegen hier in de landen om den Equator, waar *Java* voorbeelden te over heeft om die toovermacht voor deze streken in twijfel te trekken.

Materie voor transport waarvan het slagen van den spoorweg afhankelijk is zal in de eerste tientallen jaren voor de aan te leggen spoorwegen ontbreken.

Zuid-Sumatra is rijk, de grond is vruchtbaar maar betwijfeld wordt of ondanks die gunstige voorwaarden de landstreek tot ontwikkeling zal komen, enkel door het scheppen van ijzeren verbindings- en afvoerwegen.

De indirecte voordeelen zijn gering, waar de schrale bevolking niet dringend de ijzeren verbindings- en afvoerwegen noodig heeft, en de spoorweg heeft veel kans een failure te worden.

Niet evenwel wanneer spoorwegaanleg gekoppeld wordt aan directe ontginning (landbouw of mijnbouw) van de doorsneden streek. Verhooging van de productie van de doorsneden brake terreinen is m. i. levenskwestie voor den spoorweg en moet niet worden overgelaten aan initiatief van derden maar zelf ter hand worden genomen om het risico te verkleinen.

Wat belet den spoorwegaanlegger- (Staat of particulier) om tegelijkertijd tot ontginning der rijke streek over te gaan. De aanleg van den spoorweg maakt ontginning mogelijk. De ontginning van de doorsneden streek waarborgt eenigszins het succes van de transportonderneming.

Javanen zullen moeten worden geimporteerd omdat landbouwers en arbeiders in het algemeen niet aanwezig zijn. Emigratie der noodige werkkrachten uit *Java* zal indirect *Java* ten nutte komen.

Een zoodanig werkplan, ik herhaal het, vereischt enorme energie en groot kapitaal.

Is de Staat der Nederlanden genegen om voor het schoone doel de daartoe noodige geldleening aan te gaan?— Ik betwijfel of zoo iets mogelijk is en of het op den weg ligt van den Staat om op te treden als groot-ondernemer tot explotatie van een vruchtbaar, mineraal-rijk land.

Ik betwijfel of de Staat zich op zulke speculatieve paden wagen zal, en acht het aannemelijker dat hier aan particulier initiatief de vrije hand wordt gelaten.

Er zal zich naar mijn idee dan moeten vormen een *Zuid-Sumatra* Exploitatie Maatschappij, hoofdzakelijk een spoorwegonderneming, die evenwel om haar bedrijf loonend te doen zijn van de Regeering landbouw en mijnbouw concessies in de door haar spoorwegen doorsneden landstreken zal dienen te verkrijgen.

Op de meest roijale wijze moeten die concessies worden verstrekt.

Het oppervlak der aan de Maatschappij af te stane gronden zal bijv. evenredig zijn te stellen aan den kilometrischen voortgang van den spoorwegaanleg.

De Heer LIGTVOET acht zulke concessies, een dergelijke steun van de zijde van den Staat, niet waardevol; gesteund door voldoende kapitaal acht ik juist de gecombineerde concessie een waardevol bezit.

Voor ontginning der landbouwconcessies importeere men *Javanen.* De overwal is niet ver verwijderd van *Telok Betong.*

De Regeering zal haar tusschenkomst moeten verleenen om emigratie in de hand te werken. Ze zal dat zeker doen, waar invoer van *Javaansche* werkkrachten, (noodig voor de exploitatie der Z. S. Exploitatie Maatschappij) tevens in het belang is van het overbevolkte *Java.*

Vergunningen voor mijnbouw zijn volgens het verslag LIGTVOET wel is waar, voor bijna geheel Z.-S. uitgegeven, doch bepaald kan worden dat binnen een bepaalden tijd daadwerkelijk aanvang moet zijn gemaakt met de exploratie der in vergunning gegeven terreinen, terwijl anders de vergunningen zullen komen te vervallen.

Gronden voor landbouw en mijnbouw moeten in eigendom aan de Maatschappij worden afgestaan die het recht zal hebben zelf tot ontginning over te gaan dan wel die gronden door tusschenkomst van derden te exploiteeren of de in waarde gestegen terreinen voordeelig van de hand te doen.

Ik heb op het oog een onderneming als Rhodes' Chartred Company in miniatuur, met natuurlijk heel wat minder almacht, onderworpen aan de heerschende wetten, maar ook beschermd en gesteund door den Staat wien zij Staatswerk (het in ontwikkeling brengen van een rijke kolonie) uit de hand neemt:

Ik neem aan dat om te beginnen een concessie zal worden aangevraagd voor een spoorwegverbinding *Telok Betong, Moeara Enim* met zijtakken naar de *Pasoema*, het Ranaumeer en *Goenoeng Heran*.

De spoorweg zal worden getraceerd onafhankelijk van de groote rivieren, met een tracé liefst Westelijker dan het tracé LIGTVOET om aftapping van den spoorweg bijv. te *Batoe Radja* en *Bantam* (voor afvoer op *Palembang*) uit te sluiten.

Afvoer op *Telok Betong* moet leidgedachte zijn.

De spoorweg op zich zelve zal in den eersten tijd geen rente afwerpen.

De Staat moet in dit geval zijn steun aan de nieuwe onderneming verleenen. Waar de spoorwegverbindingen komen ten laste van de tot ontwikkeling te brengen kolonie, direct in het belang zijn van de doorsneden landstreek en indirect ten voordeele van *Java* komen; is de steun gewettigd.

Zonder Staatshulp zal het groot kapitaal zich niet interesseeren voor de nieuwe onderneming.

De Staat, die moeilijk zal zijn te bewegen om voor het doel groote geldleeningen te sluiten geeft m.i. gemakkelijker, goedkooper en productiever steun door ruime uitgifte van roijale concessies met bijv. daarbij vrijstelling van verponding, vrijstelling van invoer- eventueel uitvoerrechten, en vooral door daadwerkelijke steun bij de emigratie van *Javanen* ter verkrijging van werkkrachten, en bij vaststelling van schadevergoedingen, aan de daarvoor in aanmerking komende bevolking, dan door het garandeeren der rente van het voor spoorwegaanleg noodige kapitaal of door een waarborg zooals door den heer CLUIJSENAER in het weekblad „de Ingenieur" No. 51 t. z. wordt aanbevolen met een tot nul gereduceerde ondernemersrisico.

Ik kon tot mijn leedwezen vooraf geen studie maken van de adat die het grondbezit in *Zuid-Sumatra* beheerscht en van de rechten van eigendom der inheemsche bevolking, toch durf ik aan te nemen dat de betrekkelijke landstreken bijv. op een wijze als indertijd geschiedde met de particuliere landen bewesten den *Tjimanoek* zonder moeilijkheden in eigendom aan den spoorweg- concessionaris zijn af te staan.

Op overeenkomstige wijze zijn naar ik meen de concessiën der koloniale spoorwegen in de *Congo* en in *Duitsch Oost Afrika* door de Regeerings gesteund.

De details van een dergelijken opzet moeten natuurlijk grondig worden overwogen.

Alleen het denkbeeld heb ik getracht aan te geven.

Naar mijn meening biedt de opzet eenige waarborg voor een rendabelen spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra* zonder dat de Staat voor al de resico heeft borg te staan.

Over de wijze van aanleg en exploitatie van den spoorweg wil ik nog iets in het midden brengen.

Spoor van 1.067 M wijdte, behoorlijk aangelegde baan met geen max. helling boven 1/40, geen te kleine kromtestralen, dadelijk permanente kunstwerken.

Het ombouwen van een spoorweg om hem voor grooter capaciteit geschikt te maken geeft verdriet en men beslist niet te gauw tot zulk een ombouw.

Ik vermoed, dat exploitatie W/L van onze S. S. genoeg bejammert de te steil gekozen hellingen en de te krap ontworpen stralen.

De door den Heer HERWEIJER aangeheven lokzangen omtrent railgewicht, kleinste straal, steilste helling en kleine spoorwijdte met naderhand eventueel om te bouwen en te verwijden rendabele trajecten acht ik uit den booze.

De exploitatie kan zoo primitief mogelijk worden ontworpen.—de aanleg behoort in eens goed te zijn.

Exploitatie zooals in uitzicht is gesteld voor den *Lawa*-spoorweg acht ik voor het begin doelmatig en aanbevelingswaard voor *Zuid-Sumatra*.

Geen stations en stationsinrichting, slechts hier en daar een uitwijkspoor.

Goedkoop onderhoud van den baan zal het gevolg zijn van solieden aanleg.

Weinig treinen geven kleine tractiekosten.

Geen stationschefs, geen kaartjesverkoopers, geen dure contrôle, de conducteur de ziel van de treinbeweging.

Er is m. i. wel een exploitatie plan op te zetten met minimale exploitatie uitgaven. Zulke bezuiniging zal leiden tot succes, bezuiniging bij den aanleg geeft slechts duur onderhoud, tevens dure exploitatie.

De spoorweg gesteund door directe ontwikkeling van de doorsneden landstreek waar die ontwikkeling zal worden bewerkstelligd door denzelfden ondernemer, gaat in het rijke *Zuid-Sumatra* een goede toekomst te gemoet daarom moet dan dadelijk op niet te krappe basis worden aangelegd.

Als conclusie: Geen spoorweg op zich zelve zal het vruchtbare *Zuid-Sumatra* uit haar oeconomischen slaap wakker schudden maar spoorwegaanleg met directe exploitatie van de doorsneden streken zal leiden tot ontwikkeling van de tot nu toe braak gelaten kolonie.

Naar aanleiding van het door het lid VAN HEEL gesprokene ontspint zich een debat, waaraan deelgenomen wordt door de leden: ROELOFSEN, ONNEN, BOERS, MEIJERS, WEIJS, ENTHOVEN, VAN DIJK, MELCHIOR, DE VOOGT, VAN DEN BROEK D'OBRENAN, VAN HEEL en den voorzitter en waarbij tot geen bepaalde conclusies wordt gekomen.

Met het oog op de moeielijkheid van het juist weergeven, van wat door de verschillende sprekers is gezegd, stelt de president voor, de notulen van deze vergadering slechts zeer in 't kort op te maken, met welk voorstel de vergadering zich geheel kan vereenigen.

Met het oog op het vergevorderde uur sluit de voorzitter ten $11^{3}/_{4}$ uur de discussiën en de vergadering.

De President,
DE JONGH.
De w.d. Secretaris,
J. F. H. KOOPMANN.

Bijlage **A.**

Stellingen,

ingezonden door het lid STRENGNAERTS:

I. Spoorwegaanleg is over het algemeen, zelfs in landen met tamelijk goede rijwegen, bevaarbare rivieren en kanalen, een middel om vrij snel een vaste bevolking te lokken of vast te houden en een dunbevolkte streek bevolkt te maken.

II. Spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra* in het bijzonder zal in den loop der tijden, indien de andere economische voorwaarden gunstig zijn, een aanzienlijk aantal Javanen daarheen lokken, wat dus

eenigszins de overbevolking van Java zal helpen verminderen.

III. De plaatselijke bevolking zal of kan door den aanleg van spoorwegen economisch zeer groote voordeelen er van genieten.

IV. Het tot ontwikkeling brengen van zoo mogelijk alle buitenbezittingen is in het belang van ons zelve, als koloniseerende en handeldrijvende natie, zéér aan te bevelen.

V. Overwegende, dat de verkeerskwestie in de naaste toekomst daartoe een voorname, zoo niet de voornaamste factor is, wordt eene verbetering in deze, aanvankelijk op bescheiden schaal, urgent geoordeeld.

VI. Deze verbetering kan in den beginne bestaan uit enkele eenvoudig aan te leggen en te exploiteeren spoorlijnen. later als stamlijnen te beschouwen, gepaard gaande met den aanleg van rij- of transportwegen, te traceeren en aan te leggen door een speciaal daartoe opgeleid en (of) daartoe bestemd corps ambtenaren.

VII. Pas daarna zal door de te verwachten economische ontwikkeling van de streek, gepaard gaande met een sterke immigratie, het wellicht noodig of gewenscht blijken, het aanleggen van irrigatiewerken, de verbetering van den waterafvoer, de kanaliseering der rivieren, de uitbreiding van het wegennet enz. in overweging te nemen.

door het lid J. VAN DER WAERDEN:

I. Verbetering der economische toestanden der inlandsche bevolking van Java moet verkregen worden door ontwikkeling der Buitenbezittingen. (In de eerste plaats komen hiervoor in aanmerking *Sumatra's Westkust* en *Zuid-Sumatra*).

II. De ontwikkeling van *Zuid-Sumatra* (Benkoelen, de Lampongsche Districten en Palembang) is niet mogelijk zonder invoer van werkkrachten en de verbetering der middelen van verkeer.

III. *a.* De invoer van werkkrachten in *Zuid-Sumatra* zal moeten geschieden van Java uit.
b. Eene uitgebreide en geregelde emigratie zal tevens voor Java zeer gunstige verhoudingen scheppen wat betreft de bevolkingsdichtheid.

IV. De verbetering van het verkeerswezen in *Zuid-Sumatra* eischt in de eerste plaats den bouw van spoorwegen; terwijl ook de immigratie ter ontwikkeling van deze streek slechts door den aanleg van spoorwegen wordt mogelijk gemaakt.

V. Spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra* zal een geregelde emigratie van Javanen in het leven roepen en daardoor niet alleen aan Java de zoo noodige verruiming geven, doch tevens het snelst en het meest afdoend leiden tot bevolking en cultiveering dezer streek.

VI. Verdient *Zuid-Sumatra* de voorkeur boven *Sumatra's-Westkust* om tot grooter ontwikkeling te worden gebracht, dan is spoorwegaanleg aldaar urgent.

door het lid Y. C. W. HERWEIJER:

I. Voor het geld noodig voor den bouw van een goeden rijweg is het bij niet te kleine afstanden (b. v. bij meer dan 10 K. M.) steeds mogelijk een railbaan van lichte constructie aan te leggen en in exploitatie te brengen, die het vervoer beter waarborgt dan die weg, meer capaciteit heeft, goedkooper vervoert, in 't algemeen de streek meer tot ontwikkeling brengt.

II. Inkomsten uit een gewonen rijweg zijn alleen indirect, bij een spoorweg direct *èn* in minstens dezelfde mate indirect als bij rijwegen.

III. Uitgaven gedaan voor den aanleg van rijwegen, kunnen nooit rente opbrengen, ook de onderhoudskosten blijven steeds uitgaven, waaraan geen inkomsten tegenover staan.

IV. Uitgaven gedaan voor den aanleg van een spoorweg in een land als het onderwerpelijke, zullen, zooal niet onmiddellijk, in de toekomst zeker winsten afwerpen. Uitgaven voor onderhoud en exploitatie van een spoorweg van een zekere lengte worden bij zuinig beheer, zelfs in zeer ongunstige omstandigheden, spoedig door de ontvangsten goed gemaakt.

V. Bij keuze van spoorwijdte, railgewicht, kleinste kromtestraal en maximum helling, heeft men slechts te letten op het te verwachten vervoer in de eerste jaren, in verband met den huidigen stand der verstgevorderde techniek. De spoorwegen met de smalste spoorwijdte, met het geringste railgewicht, met de kleinste kromtestraal en steilste hellingen, die volgens elders opgedane ervaring een capaciteit mochten blijken te bezitten, het te verwachten vervoer in de onderwerpelijke landstreken overtreffende, zullen economisch het beste aan het doel beantwoorden.

VI. Mocht later spoorverwijding (met het oog op de bij grootere spoorwijdte in 't algemeen lagere exploitatie kosten per ton K. M.) voor sommige trajecten rendabel blijken, dan behoeven alleen die trajecten worden omgebouwd, daar de overlading van goederen in de praktijk weinig bezwaar oplevert.

VII. Een net van spoorwegen is nuttiger voor een land dan enkele geisoleerde lijnen en wordt ook goedkooper geëxploiteerd.

VIII. Een net van spoorwegen is nuttiger voor een land dan een net van waterwegen en vooral van geïsoleerde waterwegen.

Bij deze stellingen werden de volgende *toelichtingen* gegeven:

I. Met goeden weg wordt bedoeld een deugdelijk verharde weg, waarop het verkeer bij hoogen waterstand niet gestremd wordt en waarbij in bergstreken de hellingen in 't algemeen niet steiler zijn dan 1 op 20. Bij suikerfabrieken wordt voor railbanen op ± *f* 4000 per K.M. gerekend. Algemeen zijn of worden die ondernemingen thans van railbanen voorzien, hoewel zij alle reeds wegen hadden en het transport op die wegen reeds georganiseerd plaats had. Boven verbetering dier wegen werd dus de aanleg van die railbanen verkozen, zelfs voor korte afstanden.

II. Met indirecte inkomsten wordt bedoeld, meerdere opbrengst der belastingen door verhoogde welvaart.

III. Het plaatsen van tollen, als zijnde een „*Uberwundene Standpunkt*" is buiten beschouwing gelaten.

IV. Er zijn zeer vele spoorwegen, die geen dividend opbrengen en ook vele die hun obligatierente niet kunnen voldoen, maar er zijn er zeer weinige, die hun exploitatie- en onderhoudskosten niet uit de opbrengst vergoed krijgen.

V. Hoe lichter van aanleg een spoorweg is, des te eerder is hij geopend, en kan hij zijn nuttigen

invloed doen gevoelen, hoe goedkooper wordt ook de aanleg door betere aanpassing aan het terrein. Keerstations vormen geen bezwaar en komen b. v. bij hoofdspoorwegen in *Z.-Afrika* eenige malen voor. Vermeerdering van capaciteit kan door railverzwaring, verzwaring van rollend materieel en door tracéverleggingen, geleidelijk geschieden. Aan de capaciteit is zoodoende geen grens, wel is er een zekere capaciteit, waarbij men door vergelijking met een spoorweg van grootere wijdte, ervaart, dat deze volgens den danmaligen stand der techniek zóóveel goedkooper exploiteert, dat ombouw een rendabele uitgave blijkt. Dan eerst is het oogenblik gekomen om bedoelde landstreken met een grootere spoorwijdte met de daarbij mogelijke grootere snelheid te begiftigen.

VI. Door het alleen ombouwen van die lijnen, welke daarvoor door de intensiteit van het verkeer in aanmerking komen, voorkomt men de vraag, wat er met het smalspoormaterieel moet geschieden en blijft dit, zoolang er zijlijnen en trajecten zijn, die door hun vervoer den ombouw nog niet wettigen, in dienst; of is voor uitbreidingen beschikbaar.

VII. Door een net van spoorwegen wordt het arbeidsveld van elke lijn aangevuld met dat van alle andere lijnen. Bij geisoleerde spoorwegen, is het arbeidsveld slechts dat, waarin de spoorweg zelf is gelegen.

VIII. Vroeger stonden Nederland en Engeland, het eene door zijn waterwegen en het andere door zijn kunstonwikkeling, aan de spits der economische ontwikkeling. Sinds spoorwegen op groote schaal zijn aangelegd, zijn b. v. België en Duitschland sterk op den voorgrond getreden. In de Vereenigde Staten dagteekent de bloei ook eerst sinds de ontwikkeling der spoorwegen. Van uit een spoorweg met de daaraan verbonden vervoerszekerheid en de telegraaf wordt een land veel gemakkelijker geëxploreerd en ondernemingen geëxploiteerd, dan van uit een geïsoleerde waterweg, waarbij de exploratie en de exploitatie van ondernemingen door gebrek aan verbindingen zeer kostbaar moeten worden.

Volledigheidshalve worden hieronder ook vermeld de stellingen van het lid MEIJERS, welke op de vorige vergaderingen zijn medegedeeld.

I. Spoorwegaanleg in *Zuid-Sumatra* is geen doelmatig middel tot tegengang van de overbevolking op Java.

II. Ook zal, door dit werk tot stand te brengen, niet voldaan worden aan een „zedelijke plicht" tegenover de plaatselijke bevolking.

III. Het tot ontwikkeling hrengen der buitenbezittingen is in het belang van ons zelve, als koloniseerende natie, aan te bevelen.

IV. Overwegende, dat de verkeerskwestie daartoe wel een factor is, doch, noch de eenige, noch de voornaamste, wordt eene verbetering in deze, — doch aanvankelijk op „bescheiden schaal" — nuttig geoordeeld.

Bijlage **B.**

KONINKLIJK INSTITUUT VAN INGENIEURS

Afdeeling Nederlandsch-Indië

LEDEN-LIJST op 1 APRIL 1905.*

J. C. van Aalst.	Demak.
E. C. Abendanon.	Weltevreden.
A. G. Allart.	Kediri.
A. W. Andriesse.	Bandjermassin.
E. A. van Arcken.	Nederland.
W. Baars.	Poerwokerto.
G. van Bemmel.	Sitoebondo.
P. J. Bertel.	Pamekassan.
T. K. J. Beukema toe Water.	Soerakarta.
J. Bienfait. B. L.	Soerabaija.
H. Biezeveld.	Bandoeng.
R. Birckenhauer.	Semarang.
P. L. Blanken.	Weltevreden.
B. M. Blijdenstijn.	Bandoeng.
R. J. Boers.	Nederland.
C. J. Bollee.	Pamekassan.
J. de Booij.	Tegal.
D. L. ten Bosch. B. L.	Weltevreden B. O. W.
Ch. L. Breedt. B. L.	Moendri (Toeban).
R. van den Broek d'Obrenan.	Weltevreden.
W. H. M. de Bruijn.	Poerwokerto.
J. W. de Bruijn Kops.	Cheribon.
H. van Brun.	Djember.
P. S. van den Burg.	Telok Semawé.
W. F. Buijsman.	Padelarang.
D. C. Buurman.	Semarang.
G. P. J. Caspersz.	Kotaradja.
R. R. Castens.	Segli (Atjeh).
E. M. Collard.	Weltevreden.
M. Coorengel.	Ketanen (Modjokerto).
M. Cornelissen.	Pekalongan.
Ch. G. Cramer. B. L.	Cheribon.
H. Cramer.	Moendri (Toeban.)
M. H. Damme.	Soerabaija.
J. W. van Dijk.	Weltevreden.
A. J. Dijkstra.	Pemalang (Tegal).
H. E. Donkel B. L.	Semarang.
F. J. Dozij	Nederland.
J. J. A. van Dreveldt.	Serang.
F. van Drimmelen.	Semarang.
W. Elenbaas.	Lamongan.
E. Th. Engel.	Koedoes.
H. L. Enthoven. B. L.	Weltevreden.
J. Ph. Ermeling.	Buitenzorg.
E. A. C. F. von Essen.	Weltevreden.
M. L. Fauel.	Nederland.
J. C. H. Fischer.	Nederland.
P. J. Fritzlin.	Weltevreden.
E. C. P. Gallas. B. L.	Bandoeng.
J. M. Gasille. B. L.	Weltevreden.
H. van Gelderen.	Soerabaija.
L. J. Ginjoolen.	Weltevreden.
N. J. de Groot. B. L.	Tegal.
J. A. H. Haarman. B. L.	Weltevreden.
J. van Harlingen B. L.	Medan.
A. G. van Hattum.	Soerabaija.
M. G. van Heel.	Weltevreden.
S. G. Heijmering.	Nederland.
J. C. Heijning.	Semarang.
A. W. Hein.	Nederland.
Y. C. W. Herweijer.	Djokjakarta.
A. Hesselink.	Poerwakarta.
M. G. Hoekstra.	Weltevreden.
D. M. Hol.	Meester-Cornelis.
J. Homan van der Heide.	Nederland.
B. V. E. Houthuijsen.	Soerabaija.
A. van Huizen.	Semarang.

* B. L. Beteekent: buitengewoon lid.

G. J. Hupkes. Soerabaija.

A. A. E. Immink. Tjimahi.

D. de Jongh Hzn. Weltevreden.
W. de Jongh Dzn. Nederland.

Ph. van der Kaaden. Medan.
E. H. Karsten. Modjokerto.
A. R. W. Kerkhoven. Tjibadak.
J. G. Kerlen. Weltevreden.
A. S. J. van Kesteren. B. L. Nederland.
W. Klaus. Kalianget.
W. A. Kloppenburg. Kediri.
J. van Koesveld. Barongan (Djokja).
J. Koomans. Blinjoe (Banka).
J. F. H. Koopman. Weltevreden.
F. H. van Kooten. Weltevreden.
H. Kroes. Djombang.
J. P. Kruimel. Tegal.

A. G. Lamminga. Nederland.
C. A. E. van Leeuwen. Soerabaija.
J. J. S. van Leeuwen. Weltevreden.
K. J. A. Ligtvoet, Bandoeng.
W. G. Loeff. Nederland.
J. C. Loman, Lho Seumawe (Atjeh).

A. K. M. Martis. Tjepoe (Blora).
Jhr. J. A. Mazel. Tjibadak.
H. C. Meerburg. Semarang.
A. P. Melchior. Weltevreden.
H. P. Mensinga. Weltevreden.
D. H. K. Mentel. Menes (Bantam).
W. A. van der Meulen B. L. Kediri.
D. Meijer. Weltevreden.
R. A. Meijer. B. L. Weltevreden.
A. A Meijers. Soekaboemi.
G. J. Meijers. B. L. Macasser.
Ch. E. J. Meijll B. L. Bandoeng.

A. Ch. Nieuwenhuys. Nederland.
J. G. Numans. Tegal.

W. Oltmans. Semarang.
M. F. Onnen. Nederland.
S. R. J. Onnen. Weltevreden.
M. A. van Oort. Nederland.
F. J. van Oppen. Medan.
P. J. Ott de Vries. Modjokerto.

Ch. L. J. Palmer van den Broek. Solok.
J. H. C. de Pauly. Cheribon.
A. Perelaer. Nederland.
S. M. S. Philipse. Malang.
L. L. Polis. Nederland.

J. J. R. Raat. Weltevreden.
J. Radersma. Pandeglang.
J. C. Ribbers. Soerabaija.
J. F. P. Richter. Pandeglang.
C. Robbers B. L. Semarang.
P. A. Roelofsen. B. L. Weltevreden.
H. J. de Rooy. Banjoemas.
K. F. H. Roos. Nederland.
J. Th. van Rosse. Cheribon.
Th. J. Rosskopf. Semarang.
T. J. W. van Rossum. Buitenzorg.
J. A. Roukens. Semarang.
J. D. Ruys. Tegal.
A. S. Ruzette. Bandjermassin.

A. H. Saltet. Semarang.
J. C. F. van Sandick. B. L. Tagokapoe.
S. A. Schaafsma. Weltevreden.
W. H. M. Schadee. Nederland.
H. W. Scheuer. Djombang.
A. Sythoff. Weltevreden.
V. L. Slors. Weltevreden.
L. F. Soesman B. L. Koedoes.
D. C. W. Snell. B. L. Lamongan.
R. H. J. Spanjaard. Weltevreden.
W. F. Staargaard Jhr. B. L. Bandoeng.
J. J. Stieltjes. Bondowosso.
A. W. G. Stigter B. L. Poerworedjo.
C. F. Stoel. Nederland.
J. T. P. J. Straatman. Makassar.
J. H. Stravers. Demak.
H. F. Streiff. Weltevreden.
H. C. J. Strengnaerts. Kepandjen.

T. L. Tan. Buitenzorg.
J. P. Textor. Weltevreden.
J. H. Thal Larsen. Nederland.
D. D. L. Thedens. Muntok.
J. Tirion. Magelang.

H. van Tongeren. Weltevreden.
J. van Tubergen. Bangkok (Siam)

E. M. H. Uljée B. L. Magetan.

L. G. de Val. Probolinggo.
L. Valk. Tegal.
A. M. Valkenburg. Tegal.
F. A. Varkevisser. Bandjarnegara.
H. Varkevisser. Poerwakarta.
H. Vogelpoel B. L. Meester Cornelis.
W. G. J. Vogelpoel B. L. Meester Cornelis.
J. S. Vogt B. L. Weltevreden.
J. G. H. de Voogt. Weltevreden.
J. C. Voorduin. Djember.
J. W. P. Vrijbergen. Palembang.
A. Vroesom de Haan. Nederland.

J. van der Waerden. Bandoeng.
G. C. Walker. Blimbing (Djombang).
E. Wellenstein B. L. Pandeglang.
C. J. M. Wertheim. Weltevreden.
C. W. Weys. Weltevreden.
R. P. O. D. Wijnmalen. Bandoeng.
J. Wilke. Kediri.
I. Wouters. Nederland.

M. Ypelaar. Malang.
F. A. Ypes. Ambarawa.

E. J. C. van Zuijlen. Pandeglang.

Hoofdbureau Genie. Weltevreden.
Bibliotheek B. C. W. Weltevreden.
Corps Genietroepen. Magelang.

VERHANDELINGEN.

GEMETSELDE GOTEN IN DE TJIHEAWERKEN.

Ter voorkoming van een groot aantal stortdammen, bleek het mogelijk, bij de hoofdleiding op één- en bij de secondaire leidingen op een zestal plaatsen, de tracé's zoo te kiezen, dat de terreinhelling groot genoeg werd om met voordeel gemetselde goten te kunnen bezigen. De hellingen dier kunstwerken in laatstgenoemde leidingen bedragen 1: 5, 1: 10 of 1: 15, terwijl de normale debieten afwisselen tusschen 0, 25 à 0, 81 M^3 per seconde, en de gootlengten tusschen 24 à 221 M^1. De groote stortgoot in de 4de sectie der hoofdleiding is totaal 290 M^1 lang en werd aangelegd onder hellingen van 1: 20 en 1: 15. Het normale debiet der hoofdleiding te dier plaatse bedraagt ruim 6 M^3.

Bij het ontwerpen deed zich het eerst de vraag voor, welk dwarsprofiel aan de goten gegeven moest worden. In 't algemeen zal bij een bepaald debiet en onder overigens gelijke omstandigheden de hoeveelheid metselwerk 't minst zijn bij eene minimum waarde van den natten omtrek.

Deze zal verkregen worden bij een rechthoekig profiel, als daarbinnen, rakende aan de rechtstanden en den bodem, een halven cirkel beschreven kan worden, dus als de hoogte gelijk is aan de halve breedte of als $2\,h = b$. Een halfcirkelvormig profiel is natuurlijk in dit opzicht het voordeeligst, zoodat deze vorm van goot ook beschouwd moet worden, terwijl de kwartcirkelvorm, hoewel eene, naar verhouding tot den profielinhoud, grooteren natten omtrek vertoonende, om later te bespreken redenen ook in aanmerking komt.

Ten einde na te kunnen gaan, welke van deze drie gootprofielen gekozen moet worden, zal men in de eerste plaats de afmetingen, die ze bij gelijk verhang en debiet krijgen, dienen te berekenen.

Uitgaande van de formule van BAZIN

$v = c\sqrt{RI}$, waarin $c = \sqrt{\frac{R}{a\,R + b}}$ heeft men

$$v = \frac{\varphi}{F} = \sqrt{\frac{R^2\ I}{a\,R + b}}$$

of,

$$\frac{\varphi^2}{I} = \frac{F^2\ R^2}{a\,R + b}$$

Bij een rechthoekig profiel, waarvan de breedte het dubbele der hoogte is, wordt $F = 2\,h^2$ en $R = \frac{1}{2}\,h$ dus,

$$\frac{\varphi^2}{I} = \frac{h^6}{\frac{1}{2}\,ah + b}$$

of,

$$h^6 = \frac{1}{2}\,a\,\frac{\varphi^2}{I}\left(h + \frac{2\,b}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Heeft men de half cirkelvorm, zoo is:

$$F = \frac{\pi\,r^2}{2} \text{ en } R = \frac{r}{2}$$

dus,

$$\frac{\varphi^2}{I} = \frac{\pi^2\ r^6}{8\,(ar + 2\,b)}$$

en,

$$r^6 = \frac{8\,a}{\pi^2}\,\frac{\varphi^2}{I}\left(r + \frac{2\,b}{a}\right)$$

of,

$$r^6 = 0{,}8106\ a\,\frac{\varphi^2}{I}\left(r + \frac{2\,b}{a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Voor een kwartcirkelvormig profiel is, als men de staal r_1 noemt:

$$F = \frac{1}{2}\,\pi\,r_1^2 - \frac{1}{2}\,r_1^2 = 0{,}2854\,r_1^2$$

en,

$$R = \frac{0{,}2854\ r_1^2}{\frac{1}{2}\,\pi\,r_1} = 0{,}182\ r_1$$

dus,

$$\frac{\varphi^2}{I} = \frac{0{,}2854^2 + 0{,}182^2\ r_1^6}{0{,}182\ ar_1 + b}$$

en,

$$r_1^6 = 67{,}507\ a\,\frac{\varphi^2}{I}\left(r_1 + \frac{b}{0{,}182\ a}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

Graphisch kunnen nu de waarden van r h en r_1 berekend worden op de wijze in figuur 1 aangegeven. Met het punt O als oorsprong construeert men een gedeelte van de kromme $y = x^6$ op $^1/_{10}$ der grootte. Stelt men bij voorbeeld in 't eerste geval

$$\frac{1}{2}\, a \frac{\varphi^2}{I} = \operatorname{tg} \alpha,$$

zoo wordt vergel [1]):

$$h^6 = \operatorname{tg} \alpha \left(h + \frac{2\ b}{a} \right)$$

Maakt men nu den afstand OA = 1 en zet men de waarde van tg α uit op de Y as, zoo krijgt men die van h, door uit het punt B, op een afstand OB. = $\frac{2\ b}{a}$ van *O* verwijderd, een lijn evenwijdig met A α te trekken en te zien, waar deze de kromme $y = x^6$ snijdt. De abcis van 't snijpunt geeft dan de waarde van h aan.— Daar bij waarden van x kleiner dan = 0,4 M[1] de kromme de X as te dicht nadert om de constructie gemakkelijk en nauwkeurig te kunnen uitvoeren, terwijl bij waarden van x grooter dan 1,10 à 1,20 M[1], de kromme buiten het veld van teekening valt, zoo moet altijd gezorgd worden, dat de te berekenen grootheid binnen deze grenzen komt te liggen.

Zoowel bij het rechthoekig als bij het halfcirkelvormig gootprofiel zullen de grootste waterdiepten, dus h en r, de waarde van 1 M[1] slechts in zeer weinige gevallen overtreffen. Neemt men bij voorbeeld (wat eenvoudigheidshalve in 't vervolg overal gedaan is) voor de coefficienten a en b die, welke geldig zijn voor metselwerk en breuksteen, dus a = 0,00024 en b = 0,00006, zoo worden de 3 gevonden vergelijkingen.

$$h^6 = 0{,}00012 \frac{\varphi^2}{I} (h + 0{,}5) \qquad 1a)$$

$$r^6 = 0{,}0001945 \frac{\varphi^2}{I} (r + 0{,}5) \qquad 2a)$$

$$r_1^6 = 0{,}0162 \frac{\varphi^2}{I} (r_1 + 1{,}3736) \qquad 3a)$$

Uit de teekening blijkt, dat bij eene waarde van h = 1,10 M[1], tg $\alpha = 0{,}00012 \frac{\varphi^2}{I} = 1{,}107$. Is dehelling van de goot 1:20 dan wordt $\Phi = \sqrt{\frac{1{,}107}{0{,}0024}} = 21{,}5$ M[3], een debiet dat bij eene gemetselde goot niet veel zal voorkomen.

Bij kleine gootdebieten worden evenwel h en r zoo gering, dat men beter doet veelvouden van beide te zoeken bijv: 2 h, en 2 r of 4 h en 4 r. In 't derde geval is het juist omgekeerd, hier is r_1, zelfs bij zeer kleine goten bijna altijd meer dan 0,4 M_1 en moet men bij groote debieten eene kleinen waarde dan r_1 dus $\frac{r_1}{2}$ of $\frac{r_1}{3}$ zoeken, om de constructie niet buiten de teekening te krijgen.

Na berekening worden de volgende vergelijkingen gevonden:

Rechthoekig profiel 2 h = b.

$$\left.\begin{aligned} h^6 &= 0{,}00012 \frac{\varphi^2}{I} (h + 0{,}5) \\ (2\ h)^6 &= 0{,}00384 \frac{\varphi^2}{I} (2\ h + 1) \\ (4\ h)^6 &= 0{,}1229 \frac{\varphi^2}{I} (4\ h + 2) \end{aligned}\right\} 1a)$$

Halfcirkelvormig profiel.

$$\left.\begin{aligned} r^6 &= 0{,}0001945 \frac{\varphi^2}{I} (r + 0{,}5) \\ (2\ r)^6 &= 0{,}006224 \frac{\varphi^2}{I} (2\ r + 1) \\ (4\ r)^6 &= 0{,}1992 \frac{\varphi^6}{I} (4\ r + 2) \end{aligned}\right\} 2a)$$

Kwartcirkelvormig profiel.

$$\left.\begin{aligned} \left(\frac{r_1}{3}\right)^6 &= 0{,}00006666 \frac{\varphi^2}{I} \left(\frac{r_1}{3} + 0.4579\right) \\ \left(\frac{r_1}{2}\right)^6 &= 0{,}0005063 \frac{\varphi^2}{I} \left(\frac{r_1}{2} + 0{,}6868\right) \\ (r_1)^6 &= 0{,}0162 \frac{\varphi^2}{I} + (r_1 + 1{,}3736) \end{aligned}\right\} 3a)$$

In figuur 1 zijn bij debieten van 6 M[3] en van 0,5 M[3] de verschillende waarden van h, r en r_1 berekend, waarbij hellingen aangenomen werden van 1:20 in 't eerste en 1:10 in het tweede geval.

Zijn de goten van binnen niet opgevoegd, maar van pleisterwerk voorzien, zoo zou men in de voorgaande vergelijkingen 1), 2), en 3) de voor gladde wanden bestemde waarden van a en b dus resp. 0,00015 en 0,0000045 kunnen nemen. Bij de goten voorkomende in de Tjiheawerken is slechts de reeds genoemde groote goot van binnen gepleisterd, alle andere zijn opgevoegd. Veiligheidshalve werden, met het oog op mogelijke aangroeiing aan de binnenzijde, bij de berekening van eerstgenoemde goot de bovenstaande waarden van a en b niet gebruikt, doch die voor iets minder gladde wanden, namenlijk a = 0,00019 en b = 0,0000133.

In figuur 2, zijn de dwarsdoorsneden der 6 berekende goten geteekend met m. i. minimum afmetingen bij het gebruik van metselwerk in kaliesteen, waarbij geen geringere wanddikte dan 0,3 M[3] werd gebezigd. Al dadelijk ziet men, dat zoowel bij een groot- als een klein debiet, het rechthoekig profiel gunstiger is, dan het halfcirkelvormige, daar de hoeveelheid metselwerk, in het laatste geval benoodigd, altijd het grootst is. Voor een debiet van 6 M[3] zijn die hoeveelheden per strekkende meter goot respectievelijk 1.968 en 2,32 M[3]. Bovendien heeft men bij een halfcirkelvormig profiel bekwamere metselaars en veel houten mallen noodig, waardoor de kosten per M[3] metselwerk hooger worden, dan bij de rechthoekige vorm, terwijl ook wegens het geringere doorstroomingsprofiel de snelheid van 't water in 't eerstgenoemde geval het grootst is, en dus meer onderhoudskosten voor voeg- of pleisterwerk te verwachten zijn.

Berekent men bij een kwartcirkelvormig profiel de hoeveelheid metselwerk per strekkende meter goot, zoo vindt men daarvoor als het debiet 6 M[3] is bij eene wanddikte van 0,40 M[1]: 1,88 M[3] en zooals op de teekening aangenomen is, bij 0,30 M[1] dikte slechts 1,41 M[3]. Laatstgenoemde afmeting kan men gerust bezigen, daar de grond dadelijk onder profiel afgegraven en, zoo noodig na het aanbrengen eener aanstamping, bemetseld wordt, zoodat later geen aanaarding meer plaats heeft, en er dus zoo goed als geen gronddruk op 't metselwerk uitgeoefend wordt. Bij de rechthoekige gootvorm van belangrijke afmeting zal van wege den ongelijken druk op 't ondervlak van 't metselwerk door aanwezigheid der

bakwanden, de vloer van den bok zwaarder genomen moeten worden, terwijl het meestal zaak zal zijn onder de wanden nog een min of meer diepe fundeering aan te brengen. Voor kleine goten met een debiet van 0,5 M^3 kan men bij beide dwarsprofielen de minimum dikte van het metselwerk (dus 0,30 M^1) aannemen, waardoor het rechthoekige iets voordeeliger uitkomt dan het kwartcirkelvormige. Bij laatstgenoemd profiel wordt evenwel de druk van water en metselwerk op den ondergrond veel gelijkmatiger en over veel grooter oppervlak verdeeld dan bij het eerstgenoemde, wat bij 't werken in slappen grond hetgeen vooral in de laagstgelegen gedeelten der gaten veelvuldig voorkomt, wel opweegt tegen een weinig meer metselwerk. Wat de inhouden der doorstroomingsprofielen betreft, zoo verschillen deze voor beide gootvormen slechts weinig, hoewel toch bij 't kwartcirkelprofiel de grootste inhoud en dus de kleinste watersnelheid voorkomt.

In de Tjiheawerken hebben de 7 goten om bovengenoemde redenen alle laatstbesproken vorm. Het metselwerk is met het oog op mogelijk hoogeren waterstand nog 0,20 à 0,30 M^1 volgens de raaklijnen aan den kwartcirkel, dus onder een hoek van 45^0 boven den berekenden waterspiegel opgetrokken. De overgang van het kanaal tot het gootprofiel is in de meeste gevallen geschied door een 4 à 6 M^1 lange gemetselde bekleeding, die geleidelijk van 't eene in 't andere profiel overgaat, waardoor golving van het water in de goot geheel vermeden wordt. Bij het begin der groote goot in de hoofdleiding moest een stuwmuur met schotbalkinrichting aangebracht worden om het kanaalpeil voor eenige bovenstroomsgelegen aftappingen te kunnen opzetten. Tengevolge van de plotselinge verandering der rechthoekige doorstroomingsopening van den stuwmuur in het kwartcirkelvormige profiel der goot ontstonden hierin zulke hooge golven, dat de wanden der goot beneden dezen muur 0,80 M^1 verhoogd moesten worden, terwijl eerst na 60 M^1 de golvingen zoo laag werden dat het normale profiel voldoende bleek. Het zou dus beter geweest zijn de stuwmuur bij de laatsthoogergelegen aftapping te maken en een 8 à 10 M^1 lange overgangsbekleeding te metselen waarin men dan tevens den bezinkbak had kunnen aanbrengen. Bezinkbakken bij het begin der goten waren in de meeste andere gevallen niet noodig, daar de gronden dikwijls wel veel groote, doch geen kleinere, met den stroom meevoerbare, andesietstukken bevatten, terwijl grindlagen slechts op een paar plaatsen en alleen nog in de hoofdleiding aangetroffen werden.

De platte grond der benedenreservoirs, waarin het uit de goten stroomende water tot rust moet komen, voor het, zonder vrees voor afspoeling der taluds, weer in de leiding gelaten kan worden, is wat de vorm betreft bij de 6 goten voorkomende in de secondaire leidingen geheel en bij de groote goot in hoofdzaak dezelfde en wordt in fig. 3 voorgesteld. De gebogen wand van den bak, waarvan de vloer 0,50 M^1 dieper gelegen is dan de leidingbodem, bestaat uit een halfcirkelvormig gedeelte gevolgd door een ander, dat de vorm heeft van een cirkel segment met grooter straal. Zooals uit de constructie blijkt, zal al het instroomende water, dat met groote snelheid tegen laatstgenoemd wandvlak aanbotst, naar het halfcirkelvormige gedeelte teruggekaatst worden, en daar langs stroomen, zoodat het een zeer grooten tegenstand ondervindt, welke nog vermeerderd wordt door de bakwanden een ruw oppervlak te geven, waarom ze niet bepleisterd maar opgevoegd zijn. In werkelijkheid bleek de strooming zoo sterk, dat de vloeren der reservoirs, die om den zelfden reden als boven opgevoegd waren, in korten tijd langs den gebogen wand zulk eene uitspoeling vertoonden, dat men genoodzaakt was deze, omstreeks een jaar na de ingebruik stelling, door 0,20 M^1 dikke betonvloeren te vervangen, welke zeer goed voldaan hebben.

Daar men bij een der eerst uitgevoerde goten bemerkte, dat onder het metselwerk soms eene vrij belangrijke hoeveelheid grondwater in de richting der goot afstroomde, werk bij latere ontwerpen en in 't bijzonder bij de groote en lange goot in de hoofdleiding, ter voorkoming van wegspoeling van den ondergrond, waardoor verzakkingen van de goot veroorzaakt zouden kunnen worden, om de vijftig meter breede en diepe schermmuren aangebracht. Laatstgenoemd belangrijk kunstwerk werd aan weerszijden van een stekeldraad afrastering voorzien, daar bij de kleinere goten reeds gebleken was, dat er meermalen schapen en geiten in medegevoerd en gedood werden, zoodat bij de groote goot, waarin snelheden van 6 tot 9 M^1 kunnen voorkomen bij debieten van minstens 6 M^3 per seconde, te voorzien was, dat zonder afheining ook paarden, karbouwen en ander groot vee tegen de wanden van het beneden reservoir verpletterd zouden kunnen worden.

Op verschillende plaatsen moesten in de tracé's der goten bochten gemaakt worden. Bij de groote goot komt er eene voor waarvan de straal 50 M^1 bedraagt, doch bij de kleinere zijn er die stralen hebben van 10 M^1, 6 M^1 en zelfs nog minder. Omdat de hierdoor ontstane opstuwing van het water naar de eene zijde der goot in vele gevallen zeer belangrijk bleek te zijn, zoodat het metselwerk daar soms aanmerkelijk hooger opgetrokken moest worden dan oorspronkelijk aangenomen was, zoo is 't mijns insziens nuttig voor eenige gevallen die opstuwing te berekenen of de juiste waarde er van te benaderen.

Bij eene gemetselde goot met rechthoekig profiel moeten voor die berekening twee gevallen onderscheiden worden. Is de opstuwing namenlijk niet zeer groot, zoo zal de wand waar de laagste waterstand voorkomt nog niet geheel droog liggen. Is ze evenwel zeer belangrijk, dan ligt deze wand geheel en de bodem gedeeltelijk droog. Beide gevallen zijn in figuur 4 en 5 voorgesteld en zullen afzonderlijk berekend worden.

Zij in fig. 4 geteekend eene verticale doorsnede over de goot, gaande door de draaiingsas, zoo zullen in de bocht de waterdeeltjes genoodzaakt worden cirkels te beschrijven om middelpunten, welke zich verticaal benedenwaarts bewegen. Ieder oogenblik werkt er dus op elk deeltje met de eenheid van massa eene kracht $\frac{v^2}{y}$ in de teekening gericht volgens de Y as, benevens de zwaarte kracht g In de vorm $\frac{v^2}{y}$ is v de snelheid van dat water deeltje en y de afstand daarvan tot de draaiings as. Stroomt het water nu met constante hoeksnelheid ω door de bocht en neemt men aan, dat het in 't midden van den bak de gemiddelde snelheid V heeft, die in het rechte gootgedeelte voorkomt, in de doorsnede der goot loodrecht op de richting der watersnelheid,

zoo is,

$$\omega = \frac{v}{y} = \frac{V \cos \alpha}{A},$$

waarbij A den afstand van het midden, der goot tot de draaiingsas aangeeft en α de hoek is, die het verticale vlak van doorsnede met dat loodrecht op de stroomrichting maakt.

$$\text{Men heeft nu } \omega^2 = \frac{v^2}{y^2}$$

en,

$$\frac{v^2}{y} = \omega^2 y.$$

en krijgt dus de evenwichts vergelijking.

$$dp = \varrho (\omega^2 y\, dy - g dx).$$

Bij vlakken van gelijken druk of niveauvlakken, waartoe het vrije oppervlak ook behoort is p constant dus $dp = o$

Na integratie heeft men dus als vergelijking van dat vlak:

$$\frac{\omega^2}{2} y^2 = gx + c$$

$$y^2 = \frac{2g}{\omega^2}(x + c)$$

Deze formule stelt een parabool met verticale as voor, waarvan de top een afstand c onder den oorsprong O' gelegen is. Verplaatst men nu evenwel de Y' as, die door de bodemlijn getrokken is, zoo ver evenwijdig aan zich zelf, dat ze door den top der parabool gaat, dan komt de bodem van den bak op een afstand c boven de nieuwe Y as te liggen.

De vergelijking van de parabool wordt dan:

$$y^2 = \frac{2g}{\omega^2} x$$

of $\frac{2g}{\omega^2} = 2p$ stellende:

$$y^2 = 2\,px$$

Nu moet c zoo groot worden dat het deel van den bak, dat door de parabool afgesneden wordt, gelijken inhoud heeft als het oorspronkelijke natte profiel. Noemt men de coördinaten der snijpunten van parabool en bak x_1, y_1 en x_2, y_2, zoo weet men, dat $y_2 = A + b$ en $y_1 = A - b$, als b de halve bodembreedte voorstelt. Verder is de inhoud van het oorspronkelijke natte profiel in het rechte gootgedeelte bij een waterhoogte (in het verticale dwarsprofiel) $h' = 2\,bh' = \frac{2\,bh}{\cos\alpha} = I_1$, als h de waterhoogte voorstelt in een gootdoorsnede loodrecht op de stroomrichting en α weer de hoek is die de helling der goot aangeeft. De inhoud van het afgesneden deel van den bak $= b(x_1 + x_2 - 2c) = I_2$ verminderd met het parabool segment D E F $= I_3$

Laatstgenoemde inhoud $I_3 = \frac{1}{6}(x_2\, y_2 - x_1\, y_1) - \frac{1}{2}(y_1\, x_2 - y_2\, x_1)$. Substitueert men hierin voor x_1 de waarde $\frac{y_1^2}{2p}$ en voor x_2 die van $\frac{y_2^2}{2p}$ zoo krijgt men:

$$I_3 = \frac{1}{12\,p}(y_2 - y_1)^3$$

en heeft men dus $I_1 = I_2 - I_3$ of

$$2\,bh' = b(x_1 + x_2 - 2c) - \frac{1}{12}\,p\,(y_2 - y_1)^3.$$

en dus ook,

$$2\,bh' = b\left(\frac{y_1^2 + y_2^2}{2\,p} - 2c\right) - \frac{1}{12\,p}(y_2 - y_1)^3$$

of,

$$24\,bp\,(h' + c) = 6\,b\,(y_1^2 + y_2^2) - (y_2 - y_1)^3$$

Nu is

$$y_1^2 + y_2^2 = (A - b)^2 + (A + b)^2 = 2\,(A^2 + b^2)$$

en

$$(y_2 - y_1)^3 = 8\,b^3$$

zoodat de vergelijking wordt:

$$24\,bp\,(h' + c) = 12\,b\,(A^2 + b^2) - 8\,b^3 = 12\,A^2\,b + 4\,b^3$$

en krijgt men na oplossing van c

$$c = \frac{3\,A^2 + b^2}{6\,p} - h'$$

De waterstanden boven den bodem van den bak zijn nu

$$h_2' = x_2 - c = \frac{y_2^2}{2p} - c$$

en

$$h_1' = x_1 - c = \frac{y_1^2}{2p} - c$$

en dus ook

$$h_2' = \left(\frac{A + b}{2p}\right)^2 - \frac{3A^2 + b^2}{6p} + h' = h' + \frac{b}{p}\left(A + \frac{1}{3}b\right)$$

$$h_1' = \left(\frac{A - b}{2p}\right)^2 - \frac{3A^2 + b^2}{6p} + h' = h' - \frac{b}{p}\left(A + \frac{1}{3}b\right)$$

Zijn h_2 en h_1 die beide waterhoogten in te een vlak loodrecht op de stroomrichting, zoo is $h_2 = h_2'$ $\cos\alpha$ en $h_1 = h_1'\cos\alpha$ en worden beide vergelijkingen:

$$h_2 = h + \frac{b}{p}\cos\alpha\left(A + \frac{1}{3}b\right) \ldots\ldots 1)$$

$$h_1 = h + \frac{b}{p}\cos\alpha\left(A + \frac{1}{3}b\right) \ldots\ldots 2)$$

Neem als voorbeeld de te voren berekende goot, waarbij $\varphi = 6{,}00$ M³, I = 1/20, h = b = 0,682 M¹, terwijl voor den afstand A, 20 M¹ genomen wordt, zoo is:

$$V = \frac{\varphi}{2\,bh} = 6{,}45\ \text{M}^1 \text{ en } \omega^2 = \left(\frac{6{,}45}{20}\right)^2 \cos\alpha = 0{,}104$$

Daar bij de flauwe helling der goot $\cos\alpha = 1$ genomen kan worden, zoo is voor eene waarde van g = 9,78

$\frac{2g}{\omega^2} = 2p = 188$, en krijgt men volgens de vergelijkingen 1) en 2)

$$h_2 = h + 0{,}147\ M^1$$
$$\text{en } h_1 = h - 0{,}143\ M^1,$$

waaruit volgt, dat de hoogste opstuwing 0,147 M^1 bedraagt.

In het tweede geval (zie figuur 5) blijft de vergel: der parabool $y^2 = 2px$, waarin wederom $2p = \frac{2g}{\omega^2}$ is; de waarde van c wordt even wel eene andere.

Men heeft de volgende gegevens; y_2 is bekend en gelijk $A + b$ [stel deze waarde gelijk E, dus $y_2 = E$] terwijl $x_2 = h_2' + c$, verder is $h_1' = o$ en dus $x_1 = c$. Nu is weer als boven $I_1 = I_2 - I_3$ waarin $I_1 = 2\,bh' = \frac{2\,bh}{\cos\alpha}$;

$I_2 = \frac{1}{2}(x_2 - c)(y_2 - y_1)$ en $I_3 = \frac{1}{12p}(y_2 - y_1)^3$,

waaruit men afleidt, als in aanmerking genomen wordt,

$$\text{dat } x_2 = \frac{y_2^2}{2p} \text{ en } c = x_1 = \frac{y_1^2}{2p}:$$

$$2\,bh' = \frac{1}{2}\left(\frac{y_2^2 - y_1^2}{2p}\right)(y_2 - y_1) - \frac{1}{12p}(y_2 - y_1)^3$$

of voor y_2 in de plaats stellende de waarde E,

$$24\,p\,bh' = 3(E - y_1)^2(E + y_1) - (E - y_1)^3$$

Stelt men $E - y_1 = z$, zoo is $E + y_1 = 2E - z$ en krijgt men de vergel:

$$3z^2(2E - z) - z^3 = 24\,p\,bh'$$

of,

$$z^3 = \frac{3}{2}Ez^2 - 6\,p\,bh' \quad \ldots\ldots\ldots 3)$$

Is z opgelost, zoo is,

$$y_1 = E - z; \text{ en } x_1 = c = \left(\frac{E-z}{2p}\right)^2$$

en daar,

$$x_2 = \frac{y_2^2}{2p} = \frac{E^2}{2p};$$

zoo is,

$$h_2' = \frac{E^2}{2p} - c = \frac{z}{2p}(2E - z).$$

Daar $E = A + b$ krijgt men ten slotte

$$h_2' = \frac{z}{p}\left(A + b - \frac{z}{2}\right)$$

en voor de hoogte der opstuwing h_2 in het gootprofiel loodrecht op de stroomrichting

$$h_2 = \frac{z}{p}\cos\alpha\left(A + b - \frac{z}{2}\right) \quad \ldots 4)$$

Bij de grens, als het eerst besproken geval in het tweede overgaat, dus als in vergel 2) $h_1 = o$ gesteld en de hierdoor verkregen waarde van h in vergel: 1) geplaatst wordt, terwijl in vergel 4) $z = y_2 - y_1 = 2b$ genomen wordt, zoo moet men in beide gevallen de zelfde waarde voor h_2 krijgen.

Men krijgt dit ook werkelijk en wel $h_2 = \frac{2Ab}{p}\cos\alpha$.

Als voorbeeld wordt genomen een goot waarvan $\varphi = 0{,}767\ M^3$, $I = 1/5$, $h = b = 0{,}2535\ M^1$ en $A = 3\ M^1$ gesteld wordt, dan is $V = \frac{\varphi}{2\,bh} = 5{,}97$,

$\omega^2 = \frac{5{,}97^2}{9}\cos^2\alpha = 3{,}81$ en $h' = \frac{h}{\cos\alpha} = 0{,}2585$ verder wordt $2p = \frac{2g}{\omega} = \frac{19{,}56}{3{,}81} = 5{,}134$ en is $y_2 = E = 3{,}2535$ en dus $\frac{3}{2}E = 4{,}88$:

De 3de machtsvergel 3) wordt dan

$z^3 = 4{,}88\,z^2 - 1{,}01$

In fig. 6 is deze vergel. graphisch opgelost, door $tg\,\alpha = 4{,}88$ te stellen, zoodat bovenstaande vorm wordt: $z^3 = tg\,\alpha\,(z^2 - 0{,}207)$; men vindt zooals uit de teekening blijkt $z = 0{,}479\ M^1 = y_2 - y_1$.

Uit vergel 4) volgt na berekening.

$$h_2 = 0{,}5512$$

De oorspronkelijke hoogte bedroeg 0,2535 M^1 zoodat de opstuwing bijna 0,30 M^1 groot is. Voor y_1 vindt men 2,74 M^1.

Eene onnauwkeurigheid is 't gevolg hiervan, dat $\omega = \frac{V}{A}\cos\alpha$ gesteld is. De gemiddelde snelheid toch is bij 't gedeeltelijk droogliggen van den bodem niet meer in 't midden der goot, of op een afstand A van de draaiingsas gelegen, maar ongeveer op een afstand $\frac{y_2 + y_1}{2}$. In bovenstaand geval zou in plaats van $A = 3\ M^1$ genomen moeten worden $A = 3{,}014\ M^1$, hetgeen echter op de einduitkomst van zeer geringen invloed zal zijn. Bij grootere watersnelheden, of als A nog kleiner wordt, zal men als 2de benadering de gevonden waarde van $\frac{y_2 + y_1}{2}$ in moeten voeren om eene juiste ω te bekomen.

Hierdoor ontstaat eene nieuwe 3de machtsvergel, die echter graphisch zeer gemakkelijk op te lossen is, door op de zelfde teekening (fig 6) een ander paar, bij de nieuwe vergel. behoorende evenwijdige lijnen te trekken.

Bij het kwartcirkelvormig goot profiel, dat dus loodrecht op de stroomrichting staat, zijn de wanden boven de normale waterhoogte volgens de raaklijnen daar ter plaatse, dus onder hoeken van 45^0 opgetrokken.

De natte omtrek kan dus, waar opstuwing plaats heeft, niet door eene vergelijking, welke continu is, voorgesteld worden, zoodat men eene andere vorm

zal moeten aannemen, wil men de snijpunten der verticale gootdoorsnede met de parabool $y^2 = \frac{2g}{\omega^2}(x + c)$ bepalen.

Bij betrekkelijk geringe opstuwing als de hoogste waterstand niet meer bedraagt dan 2 à 2 $^1/_2$ maal de normale waterhoogte in 't midden der goot, zal men, zooals in fig 7 te zien is, zonder groote fout te maken eene verticale parabool kunnen aannemen, waarvan de top met het midden van den leidingbodem samenvalt, welke voldoet aan de voorwaarde, dat bij de normale waterhoogte in 't midden der goot, als $h = 0{,}293\ R$ en dus in de verticale doorsnede $h' = \frac{0{,}293}{\cos \alpha} R$, het parabool segment den zelfden inhoud heeft als het ellips segment, ingenoemde vertic. doorsnede, waarvan het kwartcirkelvormig gootprofiel de projectie is op 't vlak loodrecht op de stroomrichting.

Wordt de parabool voorgesteld door de vorm

$$y'^2 = 2\ p\ x' \ldots\ldots\ldots 1)$$

zoo is de inhoud van het parabool segment $= \frac{4}{3} x' y'$, terwijl die van het ellips segment gelijk is aan $\frac{0{,}2854}{\cos \alpha} R^2$

Men heeft dus de gelijkheid

$$\frac{4}{3} x' y' = \frac{0{,}2854}{\cos \alpha} R^2$$

of

$$\frac{16}{9} x'^2 y'^2 = \frac{32}{9} p x'^3 = \frac{0{,}08145}{\cos^2 \alpha} R^4,$$

en daar $x' = h' = \frac{0{,}293}{\cos \alpha} R$ volgt hieruit

$$p = \frac{9}{32} + \frac{0{,}08145}{0{,}293^3} R \cos \alpha = 0{,}911\ R \cos \alpha$$

Om de snijpunten der beide parabolen te bepalen moeten de vergelijkingen tot het zelfde assenstelsel teruggebracht worden. Brengt men de assen over naar de X en Y assen gaande door het draaiingsmiddelpunt O van het midden van den bodem der goot, zoo wordt bovenstaande vergel. [1]) daar slechts y' verandert:

$$(y - A)^2 = 2\ p x\ ^2). \ldots\ldots\ldots 2)$$

Noemt men in de andere parabool.vergel. $\frac{g}{\omega^2} = p_d$, zoo wordt deze

$$y^2 = 2\ p_d\ (x + c). \ldots\ldots\ldots 3)$$

waarin x, y en c de onbekenden zijn.

De 3de vergel. geeft weer aan, dat de inhoud van het natte profiel constant blijft en gelijk is aan 't verschil der elkaar snijdende parab. segmenten, dus dat

$$B = \frac{0{,}2854}{\cos \alpha} R^2 = I_1 - I_2 \ldots\ldots 4)$$

Zijn x_1', y_1' en x_2' y_2' de coordinaten van twee punten der parabool voorgesteld in vergel. [1]). Zoo is de inhoud van het door die punten afgesneden segment

$$I_1 = \frac{1}{6}(x_2' y_2' - x_1' y_1') - \frac{1}{2}(y_1' x_2' - y_2' x_1').$$

Ten opzichte van de assen X en Y als y' overgaat in $y - A$, terwijl $x = x_1$ blijft, krijgt men:

$$I_1 = \frac{1}{6}(x_2 y_2 - x_1 y_1) - \frac{1}{2}(y_1 x_2 - y_2 x_1) + \frac{1}{3} A (x_2 - x_1)$$

evenzoo wordt de vergel. van I_2, de inhoud van het andere paraboolsegment,

$$I_2 = \frac{1}{6}(x_2 y_2 - x_1 y_1) - \frac{1}{2}(y_1 x_2 - y_2 x_1) + \frac{2}{3} c (y_2 - y_1)$$

Vergelijking [4]) wordt dus:

$$B = \frac{1}{3} A (x_2 - x_1) - \frac{2}{3} c (y_2 - y_1) \quad \text{of}$$

$$c = \frac{A (x_2 - x_1) - 3 B}{2 (y_2 - y_1)} \ldots\ldots 5)$$

Daar de punten x_1, y_1 en x_2 y_2 aan beide par: — vergel. moeten voldoen, zoo heeft men de 4 gelijkheden:

$y_1^2 = 2 p_d (x_1 + c)$ $\qquad (y_1 - A)^2 = 2 p x_1$

$y_2^2 = 2 p_d (x_2 + c)$ $\qquad (y_2 - A)^2 = 2 p x_2$

of,

$y_2^2 - y_1^2 = 2 p_d (x_2 - x_1)$ en,

$y_2^2 - y_1^2 = 2 A (y_2 - y_1) + 2 p (x_2 - x_1)$

Uit welke vormen afgeleid wordt:

$(p_d - p)(x_2 - x_1) = A (y_2 - y_1)$

of,

$$\frac{x_2 - x_1}{y_2 - y_1} = \frac{A}{p_d - p}$$

Deze uitkomst gesubstitueerd in 5) geeft:

$$c = \frac{A^2}{2 (p_d - p)} - \frac{3}{2} \frac{B}{y_2 - y_1}$$

of,

$$y_2 - y_1 = \frac{3 B (p_d - p)}{A^2 - 2 c (p_d - p)} \ldots\ldots 6)$$

De snijpunten der beide parabolen 2) en 3) vindt men door in 2) x op te lossen en de gevonden waarde in 3) te plaatsen waarna voor y gevonden wordt:

$$y = \frac{p_d A}{p_d - p} \pm \sqrt{\left(\frac{p_d A}{p_d - p}\right)^2 - p_d \left(\frac{A^2 + 2 pc}{p_d - p}\right)} \ldots 7)$$

Uit [7]) volgt:

$$y_2 - y_1 = 2\sqrt{\left(\frac{p_d\,A}{p_d - p}\right)^2 - p_d\left(\frac{A^2 + 2\,pc}{p_d - p}\right)}$$

of in verband met [6])

$$\frac{2\,B\,(p_d - p)}{A^2 - 2\,c\,(p_d - p)} =$$

$$= \frac{2}{p_d - p}\sqrt{p_d^2\,A^2 - p_d\,(p_d - p)\,(A^2 + 2\,pc)}$$

$$= \frac{2}{p_d - p}\sqrt{p_d\,pA^2 - 2\,p_d\,pc\,(p_d - p)}$$

Stelt men nu $p_d - p = a$, zoo gaat deze gelijkheid over in,

$$\frac{3}{2}\,Ba^2 = (A^2 - 2\,ca)\sqrt{p_d p(A^2 - 2\,ca)} =$$

$$\sqrt{p^d\,p}\,(A^2 - 2\,ca)^{3/2}$$

en dus,

$$\frac{9\,B^2\,a^4}{4\,p_d\,p} = (A^2 - 2\,ca)^3$$

zoodat na oplossing van c gevonden wordt,

$$c = \frac{A^2}{2a} - \frac{1}{2}\sqrt[3]{\frac{9}{4}\,\frac{B^2\,a}{p_d\,p}}$$

Vergel. [7]) wordt nu:

$$y = \frac{p_d\,A}{a} \pm \frac{1}{a}\sqrt{p_d\,p\,(A^2 - 2\,ac)}$$

$$= \frac{1}{a}\left(p_d\,A \pm \sqrt{p_d\,p\,a\sqrt[3]{\frac{9\,B^2\,a}{4\,p_d\,p}}}\right)$$

of,

$$y = \frac{1}{a}\left(p_d\,A \pm \sqrt[3]{\frac{3}{2}\,B\,a^2\,p_d\,p}\right) \ldots .8)$$

Uit [8]) zijn nu de waarden van y_1 en y_2 direct op te lossen.

Als voorbeeld wordt genomen de berekende goot, waarbij $\varphi = 6{,}00$ M³. $I = 1/20$, $R = 1{,}826$ M¹, terwijl de afstand A op 20 M¹ gesteld wordt.

$$B = \frac{0{,}2854}{\cos\alpha}\,R^2 = 0{,}9528\ M^2 \text{ en } V = \frac{6{,}00}{0{,}9528}$$

$$= 6{,}2974\ M^1 \text{ terwij } \omega^2 = \left(\frac{V}{A}\right)^2 = 0{,}09914$$

$$\text{Nu is } p_d = \frac{g}{\omega^2} = \frac{9{,}78}{0{,}09914} = 98{,}65, \text{ en}$$

$p = 0{,}911\ R\cos\alpha = 1{,}66$ waaruit volgt $a = p_d - p = 96{,}99$.

Voert men deze waarden in [8]) in, zoo krijgt men $y = \frac{1}{96{,}99}\,(1972{,}9 \pm 130{,}1)$, waaruit volgen de waarden $y_1 = 19$ M¹ en $= y_2 = 21{,}682$ M¹.

$$\text{Nu is } x_2 = \left(\frac{y_2 - A}{2\,p}\right)^2 = \frac{1{,}682^2}{3{,}32} = 0{,}852\ M^1, \text{ zoodat}$$

daar de oorsponkelijke hoogte $= h\ 0{,}293\ R = 0{,}535$ M¹ is, terwijl de opgestuwde waterhoogte in het vlak loodrecht op de stroomrichting $h_2 = x_2\cos\alpha = 0{,}851$ M¹ bedraagt, de opstuwing eene hoogte van 0,316 M¹ bereikt.

Is de opstuwing zeer groot, zoo wijkt de inhoud van het paraboolsegment bij gelijke waarden der hoogte van opstuwing te veel af van het werkelijke gootsegment.

De kwartcirkel van het gootprofiel kan dan beter vervangen worden door een trapezuim van gelijken inhoud, zooals voorgesteld is in fig. 8. De kleinste der evenwijdige zijden, waarvan de lengte gelijkgesteld wordt aan 2 b. snijdt dus den cirkelomtrek op eene hoogte h onder den normalen waterstand in de goot. Men heeft nu de betrekkking:

$$(2\,b + h)\,h = 0{,}2854\ R^2 \ldots\ldots\ a).$$

Verder is de langste der evenwijdige zijden gelijk $R\sqrt{2} = 1{,}414\,R$ of,

$$2\,(b + h) = 1{,}414\,R \ldots\ldots\ b)$$

uit (a en b) volgt:

$$h^2 - 1{,}414\ R\,h + 0{,}2854\ R^2 = 0$$

en voor h na oplossing

$$h = 0{,}244\,R.$$

terwijl voor b gevonden wordt

$$b = 0{,}462\,R.$$

De vergel., die de waterhoogte bepalen zijn wel de zelfde als te voren, doch om de berekening niet te omslachtig te maken, wordt hier de hoeksnelheid *niet* ingevoerd, maar eene constante gemiddelde waarde genomen voor $\frac{v^2}{y}$. Hierdoor krijgt men geen paraboolvormige, maar een rechtlijnige doorsnede van het vrije wateroppervlak met het vlak van teekening, hetgeen bij bochten, zelfs met vrij kleinen straal evenwel slechts eene geringe fout geeft.

Men heeft weder:

$$dp = \varrho\left(\frac{v^2}{y}\,dy - g\,dx\right) = 0$$

en voor 't vrije oppervlak

$$\left(\frac{v^2}{y}\right)y = gx + c. \ldots\ldots\ 1)$$

Neemt men nu voor die constante waarde $\frac{v^2}{y}$ de grootheid $\frac{V^2}{A + \frac{1}{2}(y_2 + y_1)}$ waarin A weer den af-

stand van de draaiingsas tot het midden der goot voorstelt, terwijl y_2 en y_1 de ordinaten zijn van den hoogsten en laagsten waterstand ten opzichte van assen, door het midden van den bodem van een trapeziumvormig gootprofiel getrokken, dat weer de verticale goot doorsnede weergeeft, en waarvan het berekende trapezuim de projectie is op het vlak loodrecht op de stroomrichting, zoo wordt

Vergel. [1]) $$\frac{V^2}{A+\frac{1}{2}(y_2+y_1)} \quad y = gx + c$$

en dus,

$$x = \frac{V^2 y - c A - \frac{1}{2} c (y_2 + y_1)}{g\left(A + \frac{1}{2}(y_2 + y_1)\right)} \quad \ldots\ldots 2)$$

Deze waarde van x geldt zoowel voor x_2 als x_1 en daar de y as met den boden samenvalt, terwijl deze wijze van berekenen slechts bij belangrijke opstuwing toegepast wordt en dus verondersteld wordt, dat het laagste punt van den waterspiegel den bodem en niet meer een der opstaande zijden van het trapezium snydt, zoo volgt hieruit:

$$x_1 = o = V^2 y_1 - c A - \frac{1}{2} c \ (y_2 + y_1)$$

of,

$$V^2 \ y_1 = c \ A + \frac{1}{2} c \ (y_2 + y_1)$$

en in verband met [2])

$$x_2 = \frac{V^2 y_2 - V^2 y_1}{g\left(A + \frac{1}{2}(y_2 + y_1)\right)} \quad \ldots\ldots 3)$$

Behalve vergel [3]) heeft men nog de volgende betrekkingen:

$$y_2 = b + x_2 \cos\alpha \quad \ldots\ldots 4)$$

$$x_2 \ (b - y_1) = \frac{2B}{\cos\alpha} \quad \ldots\ldots 5)$$

waarin de inhoud B van het oorspronkelijke gootprofiel weer gelijk aan 0,2854 R. is.

Uit [4]) en [5]) volgt $(y_2 - b)\ (b - y_1) = 2\ B$

$$\text{of } y_2 = \frac{2\ B}{b - y_1} + b$$

Uit [3]) en [4]) wordt afgeleid: $g\left(\frac{y_2 - b}{\cos\alpha}\right)\left(A + \frac{1}{2}(y_2 + y_1)\right) =$

$= V^2 \ (y_2 - y_1)$; Substitueert men hierin de bovengevonden waarde van y_2, zoo krijgt men:

$$\frac{2\ g\ B}{(b - y_1)\cos\alpha}\left[A + \frac{1}{2}\frac{\{b\,(b - y_1) + 2B + y_1\,(b - y_1)\}}{(b - y_1)}\right] =$$

$$= V^2\left[\frac{b\ (b - y_1) + 2B - y_1\,(b - y_1)}{b - y_1}\right] \text{ of na vereenvoudiging.}$$

$$\frac{2\ g\ B}{V^2 \cos\alpha}\left[(b - y_1)\left(A + \frac{b + y_1}{2} - \frac{V^2 \cos\alpha}{g}\right) + B\right] =$$

$$= (b - y_1)^3.$$

Stelt men in deze vergel. $b - y_1 = \gamma$, zoo is $\frac{b + y_1}{2}$ $= b - \frac{\gamma}{2}$ en kan de vergel. geschreven worden:

$$\gamma^3 = \frac{2\ g\ B}{V^2 \cos\alpha}\left[\left(A + b - \frac{\gamma}{2} - \frac{V^2 \cos\alpha}{g}\right)\gamma + B\right] \ldots 6)$$

of,

$$\gamma^3 = \frac{g\ B}{V^2 \cos\alpha}\gamma^2 - \frac{2\ g\ B}{V^2 \cos\alpha}\left[\left(A + b - \frac{V^2 \cos\alpha}{g}\right)\gamma + B\right] =$$
$$= o \ \ldots . \ 7)$$

Uit [7]) is γ op te lossen.— Voor 't geval, dat de vorm $\left(A + b - \frac{V^2}{g}\cos\alpha\right)$ veel grooter is dan B, zal men door γ deelende de waarde $\frac{B}{\gamma} = \frac{B}{b - y_1}$ als eerste benadering gelijk kunnen stellen aan $\frac{B}{{}^3/_2\ b}$, waarin $\frac{3}{2}$ b de gemiddelde waarde is van $b - y_1$, indien y_1 gelegen is tusschen — b en o, tusschen welke grenzen y_1 zich meestal beweegt. Men krijgt dan de 2de machts vergel:

$$\gamma^2 + \frac{gB}{v^2 \cos\alpha}\gamma = \frac{2\ gB}{v^2 \cos\alpha}\left(A + b - \frac{v^2 \cos\alpha}{g} + \frac{2B}{3b}\right) 8)$$

waaruit γ opgelost kan worden.

Blijkt uit de gevonden waarde van γ, dat $\frac{B}{\gamma}$ belangrijk van $\frac{2\ B}{3\ b}$ afwijkt, zoo wordt eene tweede benadering met invoering dezer nieuwe waarde van $\frac{B}{\gamma}$ noodig, indien men de 3de machts vergel, niet wil oplossen.

Neemt men als voorbeeld weer $\varphi = 0{,}767$ M³, I = 1/5, R = 0,676 en A = 6 M, zoo wordt $B = 0{,}2854\ R^2 =$ $= 0.1304$ M². $v = \frac{\varphi \cos\alpha}{B} = 5{,}767$, terwijl $\frac{V^2}{g}\cos\alpha$ $= 3{,}3345$ is; verder wordt b = 0,463 R = 0,313 M en $\frac{2\ B}{3\ b} = 0{,}278$, terwijl $\frac{g\ B}{v^2 \cos\alpha} = 0{,}03910$ is.

Uit 8) volgt nu $A + b - \frac{v^2 \cos\alpha}{g} + \frac{2\ B}{3\ b} =$

$$= 6 + 0{,}313 - 3.3345 + 0{,}278 = 3{,}2565$$

en volgt na oplossing der 2de macht vergel

$$\gamma = -0{,}01955 \pm \sqrt{0{,}255082} = 0{,}485$$

Daar $\frac{B}{\gamma} = 0{,}27$ blijkt te zijn, terwijl daarvoor aan-

genomen werd $\frac{2}{3}\frac{B}{b} = 0{,}278$, zoo blijkt een tweede benadering onnoodig. Voor de grootste stuwhoogte in het verticale gootprofiel krijgt men volgens 5) $x_2 = \frac{2\,B}{\gamma \cos \alpha}$ en in dat loodrecht op de stroomrichting dus $h_2 = x_2 \cos \alpha = \frac{2\,B}{\gamma} = 0{,}54$ M. Daar het laagste punt van het kwartcirkelvormige goot profiel nog (0,293—0,234) R = 0,033 M¹ beneden de onderzijde van het trapezium ligt, zoo is de totale hoogste waterstand in de goot $H_2 = 0{,}573$ M¹, terwijl de oorspronkelijke waterhoogte in 't midden 0,293 R of 0,198 M¹ bedroeg.

Bij kleinere waarden van A. b. v in 't geval als te voren indien A = 3 M¹ wordt, en dus $A + b - \frac{v^2 \cos \alpha}{g}$ eene waarde krijgt van — 0,0215 moet de 3de machts vergelijking opgelost worden. Men vindt in dit geval dan $\gamma = 0{,}202$ en dus $h_2 = x_2 \cos \alpha = \frac{0{,}2608}{0{,}202} = 1{,}291$ M.

De hoogste waterstand is dan weer 0,033 M meer zoodat $H_2 = 1{,}324$ M wordt, bij eene oorspronkelijke waterhoogte van 0,198 M¹.

In figuur 8 is het laatste geval voorgesteld, Men ziet hier, dat de oppervlakte van den driehoek H_2BC, welke van het trapezium afgesneden en gelijk is aan den inhoud B, iets grooter is dan de oppervlakte $H_2\,E\,H_1$ van het gootsegment; de berekening geeft dus in dit geval den hoogsten waterstand in de goot bij een nat profiel, dat kleiner is dan B, zoodat voor de volle waarde daarvan die waterstand nog iets meer bedragen zal. Naarmate A. grooter wordt dan 3 M¹ zal het punt H_1 zich meer naar rechts verplaatsen en het verschil van beide oppervlakken geringer worden. tot nul naderen en negatief worden in welk laatste geval de berekening eene te groote waarde voor den hoogsten waterstand geeft.— Daar in de doorsnede met het vlak van teekening het vrije wateroppervlak rechtlijnig in plaats van paraboolvormig aangenomen is, zoo zal de waarde x_2 ook hierdoor iets te gering worden. Voor zeer kleine lengten van A werken dus beide fouten mede om de uitkomst van H_2, al is 't dan weinig, te gering te doen zijn; wordt A grooter, zoo heffen zij elkaar geheel of gedeeltelijk op.

Bij de Tjiheawerken komt een geval voor van een goot, bijna geheel gelijk aan de laatst berekende. Daar tijdens de uitvoering daarvan bovenstaande berekeningen nog niet gedaan waren, had men in de bocht de holle gootwand slechts 0,50 M¹ hooger opgetrokken dan de wanden van het normale goot profiel, zoodat bij de ingebruik stelling van dit kunstwerk het water met kracht over den wand heen sloeg. Om het overstroomende water te keeren, verhoogde men het metselwerk daar ter plaatse, doch niet meer onder een hoek van 45°, maar geleidelijk stijler en daarna zelfs met eene flauwe bocht in tegengestelde richting, zoodat het dwarsprofiel eenigszins ellipsvormig werd. Het water kwam nu in zijn hoogsten stand tot ongeeer 0,85 M boven den bodem. In 't vervolg zou het, zooals de hiervolgende berekening leert beter zijn aan de zijde der opstuwing de wand op te hoogen door voortzetting van het cirkelvormig gootprofiel.

Voor het gemak der berekening wordt aangenomen dat de verticale gootdoorsnede niet een ellipsvorm heeft doch een cirkel is evenwel met zulk een straal R', dat het kwartcirkel segment een inhoud van $0{,}2854 \frac{R^2}{\cos \alpha}$ heeft, in welken vorm R de straal is van het berekende gootprofiel loodrecht op de stroomrichting:

Men heeft dus $0{,}2854 \left(\frac{R}{\sqrt{\cos \alpha}}\right)^2 = 0{,}2854\ R'^2$ of

$$R' = \frac{R}{\sqrt{\cos \alpha}}$$

De projectie van dien cirkel op 't vlak loodrecht op de stroomrichting is dus niet meer de cirkel met straal R maar een ellips, waarvan de assen $\frac{R}{\sqrt{\cos \alpha}}$ en $R\sqrt{\cos \alpha}$ zijn. Zelfs bij zeer stijle hellingen wijkt deze ellips zeer weinig van den oorspronkelijken cirkel af, zoodat deze laatste bij de berekening aangenomen blijft. Bij eene helling van b. v. $^1/_3$, wat wel ongeveer als een maximum te beschouwen is wordt $\sqrt{\cos \alpha} = 0{,}974$ en $\frac{1}{\sqrt{\cos \alpha}} = 1{,}027$, zoodat de assen nog niet 3 % van de waarde R afwijken, terwijl de lengten der koorden, daar de afwijking voor beide assen een tegengesteld teeken hebben nog minder van de cirkel koorden zullen verschillen.

Men heeft nu weer voor het vrije wateroppervlak

$$dp = o = \varrho \left(\frac{v^2}{y}\, dy - g\, dx\right)$$

Voert men wederom de hoeksnelheid *niet* in, maar wordt eene gemiddelde constante waarde genomen voor $\frac{v^2}{y}$, welke gelijk gesteld wordt aan $\frac{1}{b}$, zoo krijgt men $\frac{1}{b}\, dy - g\, dx = o$, of: $y = gbx + c$

Stelt men nu $gb = \frac{g\,y}{v^2} = a$, zoo wordt de verg.

$$y = ax + C \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Neemt men nu den oorsprong (zie fig. 8) in O', zoo is de formule van den cirkel, de straal R' zijnde:

$$(R' - x)^2 + y^2 = R'^2 \text{ of } x^2 + y^2 = 2\ x\ R'. \quad . \quad . \quad 2)$$

terwijl men de conditie vergel. heeft, uitdrukkende, dat de koorde, die den opgestuwden waterspiegel aangeeft altijd de zelfde lengte behoudt, in dit geval dus

$$(y_2 - y_1)^2 + (x_2 - x_1)^2 = 2\,R'^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

in welke vorm $x_1\ y_1$ en $x_2\ y_2$ wederom de coordinaten van het hoogste en laagste punt aangeven.

Uit Verg. 2) volgt:

$$(x_2^2 + x_1^2) + (y_2^2 + y_1^2) = 2\ R'\ (x_2 + x_1);$$

trekt men hiervan vergel 3) af, zoo krijgt men:

$(x_1\ x_2 + y_1\ y_2) = R'\ (x_1 + x_2) - R'^2$

Nu is $y_1\ y_2$ volgens vergel [1]) $= (ax_1 + c)\ (ax_2 + c)$ zoodat de vorige formule wordt.

$x_1\ x_2\ (1 + a)^2 + ac\ (x_1 + x_2) + c^2 = R'\ (x_1 + x_2) - R'^2$

of,

$c^2 + R'^2 = (R' - ac)\ (x_1 + x_2) - (1 + a^2)\ x_1\ x_2$ . . . 4).

Bepaalt men nu de snijpunten van de rechte lijn $y = ax + c$ en den cirkel $x^2 + y^2 = 2\ x\ R'$ door y in de laatste vorm in x uit te drukken, zoo heeft men:

$x^2 + a^2\ x^2 + c^2 + 2\ ax\ c = 2\ x\ R'$ of

$x^2\ (1 + a^2) + 2\ x\ (ac - R') = -\ c^2$ en dus

$$x^2 + 2\ x \left(\frac{ac - R'}{1 + a^2}\right) = \frac{-\ c^2}{1 + a^2};$$ hieruit volgt dat

$$x_1 + x_2 = 2\ \frac{(R' - ac)}{1 + a^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 5)$$

$$\text{en } x_1\ x_2 = \frac{c^2}{1 + a^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 6)$$

Zet men deze waarden van $(x_1 + x_2)$ en $x_1\ x_2$ in vergel 4) zoo krijgt men.

$$c^2 + R'^2 = 2 \left(\frac{R' - ac}{1 + a^2}\right)^2 - c^2 \text{ of}$$

$2\ c^2\ (1 + a^2) + R'^2\ (1 + a^2) = 2\ (R' - ac)^2.$

Na vereenvoudiging wordt.

$$c^2 + 2\ R'\ ac = R'^2 \left(\frac{1 - a^2}{2}\right)$$ en heeft men

dus voor c de waarde:

$$c = -\ R'a \pm \sqrt{\frac{1}{2}\ R'^2\ (1 + a^2)}$$

$$c = -\ R'a \pm \frac{1}{2}\ R' \sqrt{2\ (a^2 + 1)}$$

Is op deze wijze c berekend, zoo kan uit vergel. 5) en 6) x_1 en x_2 gevonden worden.

Neemt men als voorbeeld weer een goot, waarbij $\varphi = 0{,}767\ M^3$, $I = 1/5$, $R = 0{,}676\ M^1$ en $A = 3\ M^1$ bedraagt zoo is $V = \frac{\varphi \cos \alpha}{0{,}2854\ R^2} = 5{,}767$ en

$$R' = \frac{R}{\sqrt{\cos \alpha}} = 1{,}01\ R = 0{,}6827\ M^1.$$

Daar de afstand van 't punt, waar de gemiddelde snelheid voorkomt tot het midden der goot, zelfs bij eene groote opstuwing, klein is in verhouding tot den afstand A, zoo kan men als eerste benadering, welke meestal voldoende zal zijn de constante $\frac{v^2}{y}$ gelijk, stellen aan $\frac{V^2}{A}$.

Men heeft nu $a = \frac{A}{V^2}\ g = \frac{3 \times 9{,}78}{5{,}767^2} = 0{,}8822$ en $a^2 = 0{,}7784$.

Voor c heeft men dan $\begin{cases} c = -\ 0{,}60233 \pm 0{,}64377 \text{ of} \\ c = \quad 0{,}04144 \end{cases}$

Daar $x_1 + x_2$ altijd positief moet zijn omdat eene negatieve waarde van x uitgesloten is, zoo moet hier het plus teeken bij de berekening van c genomen worden.

Nu wordt vergel 5) $x_1 + x_2 = 0{,}7267.$

en vergel 6) $x_1\ x_2 = 0{,}000\ 9656.$

Door de eerste vergel. met x_1 of x_2 te vermenigvuldigen en daarin de gevonden waarde van $x_1\ x_2$ te plaatsen krijgt men na oplossing van x.

$x_{1\text{-}2} = 0{,}36\ 335 \pm 0{,}362$ waaruit volgt:

$x_1 = 0{,}00135$ en $x_2 = 0{,}7254\ M^1$

De verkregen waarde van h_2 (zie fig 8) is dus, daar $h_2 = x_2 \cos \alpha = 0{,}711\ M^1$ veel minder dan bij het te voren berekende kwartcirkel profiel, doch nog aanmerkelijk grooter dan bij een rechthoekig gootprofiel van de zelfde capaciteit en met de zelfde helling. Daar toch was (zie pag) de hoogste waterstand boven den bedem slechts $0{,}551\ M^1$ bij een normale waterhoogte van $0{,}2535\ M^1$.

De bovenberekende waarden van x_1 en x_2 kunnen nog nauwkeuriger bepaald worden door de constante $\frac{V^2}{y} = \frac{V^2}{A + \frac{1}{2}(y_1 + y_2)}$ te stellen, en de berekening te herhalen.

Men krijgt dan een iets kleinere waarde van x_2.

Daar evenwel door aanname van een plat inplaats van een paraboolvormig wateroppervlak weder een weinig te geringe waarde van x_2 gevonden is, zoo heffen beide fouten elkaar, ten minste gedeeltelijk op en doet men goed de bij eerste benadering gevonden te groote waarde van x_2 aan te houden.

Alle hierboven beschreven berekeningen berusten op het beginsel, dat de inhoud van het natte profiel niet verandert. Bij groote watersnelheden en kleine waarden van A is het de vraag of deze aanname wel geheel juist is, en of door spreiding der waterdeeltjes die inhoud niet grooter wordt.

In ieder geval is 't raadzaam, zoowel hierom als om het door onregelmatigheden in het gootprofiel veroorzaakte golven en spatten van 't water de wandhoogte aan de zijde der opstuwing nog iets hooger aan te nemen, dan volgens de berekening noodig is.

Ook dient nog opgemerkt te worden, dat de berekende hoogte van opstuwing een maximum is, dat alleen zal voorkomen bij bogen met een grooten middelpuntshoek en dan nog slechts in het laatste gedeelte der bocht. Men kan dus de verhooging van den wand geleidelijk doen geschieden beginnende bij den aanvang der bocht, zoodanig dat de volle berekende hoogte eerst na het midden der kromming behoeft bereikt te worden.

Demak, December 1904,

E. H. KARSTEN.

WETENSWAARDIGHEDEN OP HET GEBIED VAN BRUGONDERZOEK

(Met Platen 2, 3 en 4).

Verzwakte liggers.

Bij het onderzoek van ijzeren spoorbruggen moet men zich vaak op de hoogte stellen van den invloed, dien de afwezigheid van een gedeelte der lijfplaat in een plaatijzeren ligger uitoefent op zijne sterkte. Het komt n.l. veelvuldig voor, dat bij zoogenaamde kokerliggers in de beide lijfplaten mangaten worden uitgespaard om instaat te zijn het binnendeel te inspecteeren en om de noodige onderhoudswerken (roestkrabben en verven) te verrichten, hetgeen op zichzelf een loffelijk iets is, ware het niet, dat de ontwerper zich niet altijd volkomen rekenschap geeft van de daardoor ontstane wijziging in den spanningstoestand en in de grootte der optredende spanningen.

Hoezeer een ligger door het voorkomen van mangaten in draagkracht achteruit kan gaan leere het volgende voorbeeld, waarbij men zich zal verbazen over de sterksprekende cijfers.

De doorgaande liggers in de lijnen der S. S. vinden alle hun steunpunten op het midden van een kokerligger, die aan zijn beide einden opgelegd is op de koppen der pijlerpooten, (fig. 1 Pl. 4).

Veronderstellende, dat deze balk een steunpunt biedt aan een der hoofdliggers van een doorgaanden brug met 3 openingen van 54 M. waarvan het eigengewicht gesteld kan worden op ± 3,7 t/M^1, terwijl de mobiele belasting ± 2,3 t/M^1 bedraagt, dan is de maximale belasting van den ligger ongeveer gelijk aan 110 + 75 = 185 ton.—

Aannemende voor de afmetingen van den balk de in de teekening bijgeschrevene, dan is het weerstands moment der volle doorsnede = 18700 cM^3.

Bij verwaarloozing van den invloed der mangaten, die het aldus beschouwde weerstandsmoment slechts zeer weinig zouden verminderen en verder onderstellende, dat de belasting in zijn geheel in het midden van den ligger aangrijpt, zoodat de toestand van fig. 2 Pl. 4 optreedt, dan is volgens de bekende formules.

	Eig. Gewicht	*Mobiele Bel.*	*Totaal*
Doorbuiging in mM.	0,12	0,08	0,20
Spanning in KG./cM.^{2}	300	200	500.

In de praktijk bleek deze doorbuiging wel eens grooter te zijn en zelfs den c.M. wel te overschrijden. Oorspronkelijk werd dit aan eene slechte montage toegeschreven, doch bij nader inzien bleek dit wel degelijk het gevolg te zijn van eene slechte constructie van den ligger.

Het gemakkelijkst komt men bij een zoodanigen balk tot de optredende spanningen, indien men den ligger over de doorsnede ss. ingeklemd denkt onder den hoek, dien de doorsnede door de vormverandering inneemt. (Pl. 4 fig. 3). Wij zullen zien, dat van dezen inklemmingshoek geen gebruik wordt gemaakt, zoodat deze verder buiten beschouwing kan blijven.

Beschouwen we de krachten, die in de doorsnede S_1 S_2 werken, (Pl. 4 fig. 4) dan zijn die voor elken ligger I en II terugte brengen tot eene verticale kracht A eene horizontale kracht Q aangrijpende in de neutrale assen der liggers I en II en een koppel M hetgeen zoo moet zijn, daar we met een vlakken spanningstoestand te maken hebben.

Voor het evenwicht in horizontalen zin is noodzakelijk dat $Q_1 = -Q_2$.

Aangezien de ligger symmetrisch is ten opzichte van den hoofdas zal $A_1 = A_2$ en $M_1 = M_2$, hetgeen ook daaruit te concludeeren is, dat de doorbuigingshoek en de doorbuiging van balk I en die van balk II aan elkaar gelijk moeten zijn (zie hieronder).

De evenwichtsvoorwaarden nu opgemaakt luiden.

$$2A = R. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad I)$$

$$2Qq - 2M_1 = Rb. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad II)$$

indien de afstand van het zwaartepunt van den ligger I tot de neutrale as van den geheelen ligger gelijk q is en de afstand van de reactie tot het eind van ligger I gelijk b.

Een derde vergelijking is op te maken, indien we de onderstelling van Bernouilli vasthouden, n.l. dat de einden van de liggers I en II in de doorsnede s_1 s_1 loodrecht op den hoofdas blijven staan na de vormverandering, hetgeen alleen aangenomen mag worden, indien het einde van den balk zeer zwaar geconstrueerd is, wat men in de praktijk ook als regel aantreft.

Dit geeft ons

$$\frac{A\ a^2}{2\ E\ \mathfrak{J}_1} - \frac{M_1 \times a}{E\ \mathfrak{J}_1} = \frac{Q\ a}{O_1\ Eq}, \quad . \quad . \quad . \quad III)$$

waarin a = lengte van balk I;

$\mathfrak{J}_1$ = traagheidsmoment van balk I tenopzichte van zijn eigen neutrale as, welke as op afstand q van OX gelegen is;

O_1 = oppervlak van de doornsede van balk I.

Deze vergelijkingen zijn op te lossen, gevende als uitkomst

$$A = \frac{1}{2} R$$

$$M_1 = Qq - \frac{1}{2} R\ b$$

$$Q = R\ \frac{a + 2b}{4} \times \frac{Q_1\ q}{\mathfrak{J}_1 + O_1\ q^2}$$

Indien wij deze formules voor ons geval toepassen is

$a = 31 \quad q = 36{,}50 \quad O_1 = 272$

$b = 38 \quad \mathfrak{J}_1 = 3902$ alles in cM.

of machten hiervan.

Deze waarden in de bovenstaande formules ingevuld en uitgewerkt geven ons:

$$A = \frac{1}{2} R$$

$$Q = 0{,}722\ R$$

$$M_1 = 7{,}4\ R$$

Het inklemmingsmoment van balk I bedraagt dus.

$$M = A\ a - M_1 = \frac{1}{2} R \times 31 - 7{,}4\ R = 8{,}1\ R$$

De totale spanning door dit moment en door de normale kracht Q veroorzaakt in de onderste vezel van balk I en de bovenste van balk II is te berekenen uit de formule.

$$t = \frac{M\ e_1}{\mathfrak{J}_1} - \frac{Q}{O_1}, \text{ waarin } e_1 = 15{,}5.$$

$$t = 0{,}0295\ R$$

Voor de belasting van dezen balk alweder 185 ton aannemende, wordt de reactie R = 92500 K G en wordt de maximale spanning gelijk 0,0295 × 92500 = 2730 KG/cM², waarvan door eigen gewicht 1620 KG/cM² en door mob. belasting 1110 KG/cM² hetgeen te vergelijken is met de eerstgevonden waarde van 500 KG/cM².

Het behoeft dus geen verder betoog, dat de invloed der mangaten alles behalve te verwaarloozen is.

De meer gelijkmatige verdeeling der belasting door de rollen der beweegbare oplegging over de bovenkant van den balk heeft op de maximale spanning een sterk reduceerenden invloed. Wil men zich hiervan op de hoogte stellen, dan dient in het oog gehouden, dat voor dat geval A_1 niet gelijk aan A_2 en M_1 niet gelijk aan M_2, zoodat dan op te lossen zijn niet 3 doch 5 onbekenden.

In de plaats der III^e vergelijking, volgende de voor waarde, waaraan de vormverandering moet voldoen, treden echter 3 vergelijkingen nl.

III a. Doorbuigingshoek van balk I = doorbuiginshoek van balk II.

III b. Doorbuigingshoek van I of van II =

$$\frac{\text{verkorting van I of verlenging van II door kracht Q.}}{q}$$

III c. Doorbuiging van I = doorbuiging van II.

Zonder dit in zijn geheel uit te werken meen ik door vergelijking met andere soortgelijke liggers te kunnen voorspellen, dat de alsdan optredende buigspanning omstreeks 2000 KG/cM² zal bedragen, en zich zal voordoen in de bovenste vezel voor balk II waar deze met een + gemerkt is. (Pl. 4 fig. 5).

Terugkeerende tot het vorige geval van de geconcentreerde belasting is voor balk II de drukkings lijn te construeeren, snijdende de neutrale as in het punt N. (Pl 4. fig. 6).

Het is uit het verloop der drukkingslijn te zien, dat de buigspanning in de onderste vezel van doorsnede R tot N positief en van doorsnede N tot S negatief is. —

De totale uitrekking der onderste vezel tengevolge van de normale kracht $Q = \frac{Q}{O_1} \times \frac{a}{E} =$

$$= \frac{R}{E} \times \frac{0{,}722}{272} \times 31 = \frac{R}{E} \times 8{,}2$$

In eene doorsnede op afstand x van S. is het voorkomend moment gelijk $A\ x - M_1 = R\ (0{,}5\ x - 7{,}4)$.

De trekspanning in de onderste vezel aldaar is

$= R \frac{(0{,}5x - 7{,}4) \times 3{,}5}{3902}$. en de uitrekking van een lengtedeel $dx = R \frac{(0{,}5x - 7{,}4) \times 3{,}5}{3902} \times \frac{dx}{E}$

In totaal is de uitrekking der onderste vezel tengevolge van het voorkomend moment.

$$= \frac{R}{E} \frac{3{,}5}{3902} \int_0^{31} (0.5\ x - 7{,}4)\ d\ x.$$

$= \frac{R}{E} \frac{3{,}5}{3902} \times 10{,}6 = \frac{R}{E} \times 0{,}0095$, hetgeen tegen over de uitrekking der vezel door de normale kracht verwaarloosd kan worden.

Totale uitrekking der onderste vezel alzoo $\frac{R}{E} \times 8{,}2$.

Zou men trachten door het aanzetten van spanningmeters, zooals die door den Rijksingenieur SCHROEDER VAN DER KOLK zijn geconstrueerd, aan den onderkant van den ligger de optredende spanning tengevolge der mobiele belasting te meten, dan zou men vinden de spanning die een uitrekking zoude geven van

$$\frac{R}{E} \times 8{,}2 \text{ alzoo } R \times \frac{0{,}722}{272}.$$

aangezien bij deze spanningmeters uit de lengteverandering de spanning afgeleid wordt.

De reactie R voor motiele belasting = 37500 KG. zoodat men zoude meten $37500 \times \frac{0{,}722}{272} = 100$ KG./cM².

Dit verklaart ons het feit, dat bij vroegere metingen met spanningmeters aan dergelijke liggers, waarbij de mobiele belasting niet zoo zwaar was als de hier vooropgestelde nagenoeg geen spanningen werden gevonden.

Indien het mogelijk ware aan den bovenkant van balk II spanningmeters aan te zetten, dan zoude men tot resultaat gekregen hebben de spanning die overeenkomt met de indrukking van

$$\frac{R}{E} \times 8{,}2 - \frac{R}{E} \times \frac{15{,}5}{3902} \times 10{,}6$$

$$= \frac{R}{E}\,(8{,}2 - 0{,}042) \backsim \frac{R}{E} \times 8{,}2,$$ dus evenzoo 100 KG./cM².

Toch laat ons hier de spanning meter bij het onderzoek niet geheel in den steek. Nadat eenige klaarheid was gekomen over de optredende spanningen, werden spanningmeters gebruikt teneinde de uitrekking te meten tusschen de punten P. en Q. op afstand 64 cM. en de punten R. en A. op afstand 58 cM. (zie Pl. 4 fig. 7).

Bij overgang van drie treinen werd afgelezen. Hieronder zijn de uitrekkingen opgegeven in schaaldeelen van den spanningmeter, waarbij 10e deelen geschat zijn en dus het geheel zeer onnauwkeurig is.

	1e trein	2e trein	3e trein.
Uitrekking P. Q.	0,6	0,3	0,2
„ R. S.	0,2	0,1	3·5

Zonder hiermee becijferingen te willen maken, waarbij eene fout van 0,05 schaaldeel reeds een zeer grooten invloed zoude hebben, kan hieruit toch wel worden afgeleid, dat zooals te voorzien was de uitrekking tusschen de punten Q. en S. (afstand 26 cM.) belangrijk geringer moet zijn dan de tusschen de punten R. en Q. (afstand 32 cM.)

Bij 1e aflezing:

Uitrekking ..... P. Q. = 0,6. Uitrekking R. S. = 0,3.

Dus uitrekking .... R. Q. = 0,3.

Alzoo uitrekking... Q. S. = 0.

Bij de twee andere aflezingen zou men zelfs tot een negatief resultaat komen, maar zooals gezegd, men moet zich wachten voor te scherpe conclusies.

Kon bij dezen ligger de onderstelling van Bernouilli vastgehouden worden wegens het overheerschend zwaar zijn van ligger IV., de wijze van berekenen moet anders worden, wanneer we die onderstelling moeten laten vallen en de ligger beschouwd moet worden als te bestaan uit een samenstel van staven, waarvan de hoekverbindingen onveranderlijk zijn.

Nemen we voor de eenvoudigheid aan, dat de reactie R voor de helft in het onderste en voor de helft in het bovenste knooppunt aangrijpt, hetgeen aan de symmetrie ten goede komt.

De ligger met de in de knooppunten werkende krachten kan dan door het schema (Pl. 4 fig. 8) voorgesteld worden, als we vooropstellen dat de liggers I. en II. dezelfde doorsnede hebben.

Dat deze krachten zich zoo voordoen blijkt uit het volgende.

Elke staaf oefent op het knooppunt uit

1e een kracht in zijn lengte richting n.

2e een kracht loodrecht op zijn lengterichting

3e een koppel.

Snijdt men door over de staven I en II volgens de lijn ss. dan volgt uit het verticaal evenwicht, dat de twee ad 2 genoemde krachten samen gelijk zijn aan R Aangezien de liggers I en II van dezelfde doorsnede zijn en dus gelijken buigweerstand hebben, zullen de op deze werkende krachten gelijk zijn en dus ook de buigende krachten ieder gelijk $\frac{1}{2}$ R.

Snijdt men horizontaal door volgens de lijn $s_1\ s_1$ dan blijkt uit het verticaal evenwicht, dat de kracht in de lengterichting van staaf III niet voorkomt.

Aangezien het knooppunt, waar de staven 1 en III samenkomen in rust is, moeten de daarop werkende krachten in evenwicht zijn, alzoo moet

1) $n = p.$

2) $m_b = m_v$

3) $2\ m_v = ph$, aangezien staaf III in evenwicht is.

Uit deze vergelijkingen volgt:

$$3)\quad p = \frac{2\ m_v}{h} = \frac{2\ m_b}{h}$$

$$1)\quad n = \frac{2\ m_b}{h}$$

$$2)\quad m_v = m_b.$$

Een vierde vergelijking wordt ons geleverd door de voorwaarde waaraan de vorm verandering moet voldoen.

Noemen we den doorbuigingshoek van balk I α;

De verlenging van balk II = de verkorting van balk I: β;

De doorbuiging van balk III. δ.,

dan blijkt uit de (fig. 9 Pl. 4) dat

$\alpha\ h = 2\ \beta + \delta$, waarbij de cosinussen van den doorbuigingshoek $\alpha = 1$ gesteld zijn.

Nu is.

$$\alpha = \frac{\frac{1}{2}\ R\ l^2}{2\ E\ \mathfrak{J}_1} - \frac{m_b\ l}{E\ \mathfrak{J}_1}$$

$$\beta = \frac{n\ l}{O\ E} = \frac{2\ m_b\ l}{O\ h\ E}$$

$$\delta = \frac{p\ h^3}{3\ E\ \mathfrak{J}_3} - \frac{m_v\ h^2}{2\ E\ \mathfrak{J}_3} = \frac{2\ m_b\ h^2}{3\ E\ \mathfrak{J}_3} - \frac{m_b\ h^2}{2\ E\ \mathfrak{J}_3} = \frac{m_b\ h^2}{6\ E\ \mathfrak{J}_3}.$$

De vierde verlijking wordt dus na vermenigvuldiging met E.

$$\frac{R\ l^2\ h}{4\ \mathfrak{J}_1} - \frac{m_b\ l\ h}{\mathfrak{J}_1} = \frac{4\ m_b\ l}{O\ h} + \frac{m_b\ h^2}{6\ E\ \mathfrak{J}_3}$$

waaruit is op te lossen

$$m_b = \frac{1}{2}\ R\ l.\ \frac{3\ l\ h^2\ O\ \mathfrak{J}_3}{6\ l\ h^2\ O\ \mathfrak{J}_3 + 24\ l\ \mathfrak{J}_1\ \mathfrak{J}_3 + h^3\ O\ \mathfrak{J}_1}$$

De krachten p en n en het moment m_v zijn nu ook uit te rekenen en daarmede de optredende spanningen.

Heeft de ligger meer velden dan zijn de krachten werkende op het n^e knoop punt van den bovenrand in verband met het voorgaande te schetsen als in fig. 10 Pl. 4.

Geldend zijn de voorwaarden:

1) $n_{n-1} = n_n - p_n$

2) $\mathfrak{M}_n = m_{bn} - m_{vn}$

3) $2\, m_{vn} = p_n\, h$

of

2) $m_{vn} = -\mathfrak{M}_n + m_{bn}$

3) $p_n = \frac{2\, m_{vn}}{h} = \frac{-2\,\mathfrak{M}_n + 2\, m_{bn}}{h}$

1) $n_n = n_{n-1} + p = \frac{n_{n-1}\, h - 2\,\mathfrak{M}_n + 2\, m_{bn}}{h}$

Noemen we het moment der op den ligger werkende krachten aan eene zijne van het knooppunt n: M_n, dan geldt de formule $M_n = n_{n-1}\, h - 2\,\mathfrak{M}_n$;
ook is. $\mathfrak{M}_n = -A_{n-1}\, l + m_{bn-1}$, zoodat.

1) $n_n = \frac{M_n + 2\, m_{bn}}{h}$

2) $m_{vn} = A_{n-1}\, l - m_{bn-1} + m_{bn}$

3) $p_n = \frac{2\, A_{n-1}\, l - 2\, m_{bn-1} + 2\, m_{bn}}{h}$

De vergelijking uit de vormverandering afgeleid is eenigszins ingewikkelder dan in het voorgaand geval.

Zooals uit de figuur 11 Pl. 4 blijkt is de lijn $2\,\beta_n$ gelijk aan de som van de uitrekkingen der onderranden van het midden tot en met het n^{de} veld en de indrukkingen der bovenranden over dezelfde velden.

Veronderstellen we, dat het m^{de} veld aansluit aan het midden van den brug dan is dus.

$$2\,\beta_n = 2\,\Sigma_n^m \frac{n_n\, l.}{O\,E} = 2\,\Sigma_n^m \frac{M_n\, l + 2\, m_{bn}\, l}{O\,E\,h}$$

α_n. de doorbuigingshoek van den bovenrand in het n^{de} knooppunt, zal gelijk zijn:

$$\alpha_n = \Sigma_n^m \left(\frac{A_n l^2}{2\,EI} - \frac{m_{bn} l}{EI}\right) = \Sigma_n^m \frac{A_n l^2}{2\,E\,I} - \Sigma_n^m \frac{m_{bn} l}{EI}$$

Is I_{vn} het traagheidsmoment der n^{de} vertikaal dan zal zijn doorbuiging:

$$\delta_n = \frac{p_n\, h^3}{3\,E\,I_{vn}} - \frac{m_{vn}\, h^2}{2\,E\,I_{vn}} = \frac{m_{vn}\, h^2}{6\,E\,I_{vn}} \quad \text{daar } p_n\, h = 2 m_{vn}$$

$$\delta_n = \frac{(A_{n-1}\, l - m_{bn-1} + m_{bn})\, h^2}{6\,E\,I_{vn}}$$

Zooals uit de fig. 11 Pl. 4 blijkt is de voorwaarde, waaraan de vormverandering moet voldoen.

$\alpha_n\, h = 2\,\beta_n + \delta_n$, zoodat dit de vergelijking levert (de constanten vóór het teeken Σ gebracht).

$$\frac{l^2\, h}{2\,EI}\,\Sigma_n^m A_n - \frac{l\, h}{EI}\,\Sigma_n^m m_{bn} =$$

$$= \frac{2\, l}{O\,E\,h}\,\Sigma_n^m M_n + \frac{4\, l}{O\,E\,h}\,\Sigma_n^m m_{bn} + \frac{h^2}{6\,E\,I_{vn}}(A_{n-1} l - m_{bn-1} + m_{bn}).$$

Aangezien in deze formule zoowel de voorwaarden van het evenwicht der krachten als die der vorm verandering is vervat wordt deze formule na vermenigvuldiging van alle termen met E gedoopt:

$$\text{Hoofdformule: } \frac{l^2 h}{2\,I}\,\Sigma_n^m A_n - \frac{l\, h}{I}\,\Sigma_n^m m_{bn} =$$

$$\frac{2\, l}{O\,h}\,\Sigma_n^m M_n + \frac{4\, l}{O\,h}\,\Sigma_n^m m_{bn} + \frac{h^2}{6\,I_{vn}}(A_{n-1} l - m_{bn-1} + m_{bn})$$

Met behulp van de hoofdformule is voor een ligger met 2n velden een reeks van n vergelijkingen neer te schrijven ter oplossing van n onbekenden m_b en zijn dus deze en daarmede de overige krachten te berekenen.

Voor hen die zich hiervoor in het bijzonder interesseeren is hieronder in zijn geheel uitgewerkt de berekening voor een ontwerp van een dusdanigen ligger theoretisch lang 24 M., theoretisch hoog 3 M., bestaande uit 8 velden en in elk benedenknooppunt belast in totaal met 4 ton, voor de berekening evenals de reacties gelijk verdeeld over boven en onderknooppunten. (Pl. 4 fig. 12).

Alzoo $l = 3$ en $m = 4$.

De methode om tot de doorsneden der staven te komen, moet die zijn der opvolgende benadering.

Stel voorloopig, dat alle staven dezelfde doorsnede hebben alzoo $I_{vn} = I$. en dat $I = \frac{1}{216}\, Oh^2$.

(Tot deze onderstelling komt men aldus. Bij alle Duitsche Normaalprofielen komt nagenoeg uit, $I = \frac{1}{6}\, Oa^2$, als a de hoogte van het profiel is. Onderstelt men verder dat de hoogte der boven en onderranden gelijk is aan een zesde van de theoretische hoogte van den ligger dus $a = \frac{1}{6}\, h$, dan komt men tot $I = \frac{1}{216}\, Oh^2$).

Bij substitutie van deze waarden in de hoofdformule en na vereenvoudiging, krijgt deze den onderstaanden vorm.

$$110\,\Sigma_n^4 m_{bn} + 18\, m_{bn} - 18\, m_{bn-1} =$$

$$= 162\ \Sigma_n^4 A_n - 54 A_{n-1} - \Sigma_n^4 M_n.$$

Overgaande tot de berekening.

$A_1 = 7$ $M_1 = 0.$
$A_2 = 5$ $M_2 = 42.$
$A_3 = 3$ $M_3 = 72.$
$A_4 = 1$ $M_4 = 90.$

Bovenstaande formule geeft.

voor het 4° veld

a) $110\ m_{b4} + 18\ m_{b4} - 18\ m_{b3} =$
$= 162\ A_4 - 54\ A_3 - M_4.$
$128\ m_{b4} - 18\ m_{b3} = -90.$

voor het 3° veld

b) $110\ (m_{b4} + m_{b3}) + 18\ m_{b3} - 18\ m_{b2} =$
$= 162\ (A_4 + A_3) - 54\ A_2 - (M_4 + M_3).$
$110\ m_{b4} + 128\ m_{b3} - 18\ m_{b2} = 216.$

voor het 2° veld

c) $110\ m_{b4} + 110\ m_{b3} + 128\ m_{b2} - 18\ m_{b1} = 876.$

voor het 1° veld

d) $110\ m_{b4} + 110\ m_{b3} + 110\ m_{b2} + 128\ m_{b1} = 2388.$

a) a) $128\ m_{b4} - 18\ m_{b3} = -90$
a)—b) b) $18\ m_{b4} - 146\ m_{b3} + 18\ m_{b1} = -306.$
b)—c) c) $18\ m_{b3} - 146\ m_{b2} + 18\ m_{b1} = -660.$
d) $18\ m_{b2} - 146\ m_{b1} = -1512.$

uit a) $18\ m_{b4} = -12{,}64 + 2{,}53\ m_{b3}$

gesubstitueerd in b) $18\ m_{b3} = 36{,}8 + 2{,}26\ m_{b2}$
„ „ c) $18\ m_{b2} = 87{,}5 + 2{,}26\ m_{b1}$
„ „ d) $m_{b1} = 11{,}16.$
„ „ c) $m_{b2} = 6{,}26.$
„ „ b) $m_{b3} = 2{,}83.$
„ „ a) $m_{b4} = -0{,}31.$

In het algemeen is.

$$n_n = \frac{M_n + 2\ m_{bn}}{h};\ m_{vn} = 3\ A_{n-1} - m_{bn-1} + m_{bn};\ p = \frac{2\ m_{vn}}{h}$$

de waarden van m_b gesubstitueerd heeft.

$n_1 = 7{,}44$ $m_{v1} = 11{,}16$ $p_1 = 7{,}44$
$n_2 = 18{,}17$ $m_{v2} = 16{,}11$ $p_2 = 10{,}74$
$n_3 = 25{,}89$ $m_{v3} = 11{,}57$ $p_3 = 7{,}71$
$n_4 = 29{,}79$ $m_{v4} = 5{,}86$ $p_4 = 3{,}91$

Het maximale moment in dit geval $m_{v2} = 16{,}11$ m. t. zou maatgevend zijn voor de te gebruiken doorsnede der staven.

Wil men de vertikalen een meer economische doorsnede geven, dan kan men hiertoe geraken door bij voorbeeld te stellen, dat bovenranden; benedenranden en vertikalen geconstueerd zijn als ⊐‖⊏ — ligger, waarvan de hoekijzers en mogelijk noodige randplaten allen van hetzelfde profiel zijn. De weerstandsmomenten der staven zullen zich dan ongeveer verhouden als de hoogten en de traagheidsmomenten als de kwadraten van deze. De eisch moet zijn dat de weerstandsmomenten zich verhouden tot elkaar als de optredende max. momenten, dus dat de traagheidsmomenten zich verhouden tot elkaar als de kwadraten der optredende max. momenten.

Stellen we $I_{vn} = a_n I$, waarin.

I_{vn} = traagheidsmoment van de n^e vertikaal.
I = „ „ „ bovenranden.

dan moet:

$$a_4 = \frac{5{,}86^2}{11{,}16^2} = \pm 0{,}25$$

$$a_3 = \frac{11{,}57^2}{11{,}16^2} = \pm 1.$$

$$a_2 = \frac{16{,}11^2}{11{,}16^2} = \pm 2.$$

$$a_1 = 1.$$

Wordt in de hoofdformule voor I_{vn} $a_n I$ gesubstitueerd, de onderstelling $I = \frac{1}{216}\ Oh^2$ vastgehouden, dan wordt deze na vereenvoudiging voor dat geval

$$110\ \Sigma_n^4 m_{bn} + \frac{18}{a_n} m_{bn} - \frac{18}{a_n} m_{bn-1} =$$

$$162\ \Sigma_n^4 A_n - \frac{54}{a_n} A_{n-1} - \Sigma_n^4 M_n.$$

Deze vergelijking voor elk veld toegepast geeft vier vergelijkingen

a) $182\ m_{b4} - 72\ m_{b3} = -576$
b) $110\ m_{b4} + 128\ m_{b3} - 18\ m_{b2} = 216$
c) $110\ m_{b4} + 110\ m_{b3} + 119\ m_{b2} - 9\ m_{b1} = 1065$
d) $110\ m_{b4} + 110\ m_{b3} + 110\ m_{b2} + 126\ m_{b1} = 2388$

Op gelost geeft dit

$m_{b1} = 10{,}14$
$m_{b2} = 7{,}39$
$m_{b3} = 4{,}08$
$m_{b4} = -1{,}55$

$n_1 = 6{,}76 \quad m_{v1} = 10{,}14 \quad p_1 = 6{,}76$
$n_2 = 18{,}93 \quad m_{v2} = 18{,}25 \quad p_2 = 12{,}17$
$n_3 = 26{,}72 \quad m_{v3} = 11{,}69 \quad p_3 = 7{,}79$
$n_4 = 28{,}97 \quad m_{v4} = 3{,}37 \quad p_4 = 2{,}25$

In verband met de optredende max. momenten (voor den bovenrand $700 \times 300 - 101400 = 1086000$ K.G. cM, en voor de vertitalen m_{vn}) en met een toegelaten buigspanning van 700 K. G. cM² zijn de doorsneden der staven bepaald zooals die op de teekening Pl. 3 te vinden zijn, waarbij tevens de voor de berekening der definitief optredende spanningen noodige gegevens zijn ingeschreven.

De doorsneden der staven bekend zijnde, kunnen de definitief optredende spanningen berekend worden, waarbij gebruik gemaakt dient te worden van de hoofd formule.

$$\frac{l^2\,h}{2\,I}\,\Sigma_n^m\,A_n - \frac{l\,h}{I}\,\Sigma_n^m\,m_{bn} =$$

$$\frac{2\,l}{O\,h}\,\Sigma_n^m\,M_n + \frac{4\,l}{O\,h}\,\Sigma_n^m\,m_{bn} + \frac{h^2}{6\,I_{vn}}\,(A_{n-1}\,l - m_{bn-1} + m_{bn})$$

Aangezien $l = h$ is deze te vereenvoudigen.

$$\left(\frac{l\,h}{I} + \frac{4}{O}\right)\,\Sigma_n^m\,m_{bn} + \frac{h^2}{6\,I_{vn}}\,(m_{bn} - m_{bn-1}) =$$

$$\frac{l^2\,h}{2\,I}\,\Sigma_n^m\,A_n - \frac{l^2\,h}{6\,I_{vn}}\,A_{n-1} - \frac{2}{O}\,\Sigma_n^m\,M_n$$

$$\left.\begin{aligned}
&\frac{l\,h}{I} + \frac{4}{O} = 2{,}368.\\
&\frac{h^2}{6} = 15000.\\
&\frac{l^2\,h}{2\,I} = 351.\\
&\frac{h^2\,l}{6} = 4500000.\\
&\frac{2}{O} = 0{,}01378.
\end{aligned}\right\} \text{ eenheden KG. en cM.}$$

$$2{,}368\,\Sigma_n^4\,m_{bn} + \frac{15000}{I_{vn}}\,(m_{bn} - m_{bn-1}) =$$

$$351\,\Sigma_n^4\,A_n - \frac{4500000}{I_{vn}}\,A_{n-1} - 0{,}01378\,\Sigma_n^4\,M_n$$

opgesteld voor de 4 velden geeft de ondervolgende vergelijkingen.

a) $4{,}68\ m_{b4} - 2{,}31\ m_{b3} = -1872800.$
b) $2{,}368\ m_{b4} + 2{,}715\ m_{b3} - 0{,}347\ m_{b2} = 661000.$
c) $2{,}368\ m_{b4} + 2{,}368\ m_{b3} + 2{,}533\ m_{b2} - 0{,}1652\ m_{b1} = 2531000.$
d) $2{,}368\ m_{b4} + 2{,}368\ m_{b3} + 2{,}368\ m_{b2} + 2{,}860\ m_{b1} = 5339000.$

Volgens de bekende methode opgelost geeft dit.

$m_{b1} = 969000$ Gegeven is $A_1 = 7000$ $M_1 = 0$
$m_{b2} = 763100$ $A_2 = 5000$ $M_2 = 4200000$
$m_{b3} = 485200$ $A_3 = 3000$ $M_3 = 7200000$
$m_{b4} = -159000$ $A_4 = 1000$ $M_4 = 9000000$

Uit deze is te berekenen.

$n_1 = 6460 \quad m_{v1} = 969000 \quad p_1 = 6460$
$n_2 = 19090 \quad m_{v2} = 1894000 \quad p_2 = 12630$
$n_3 = 27230 \quad m_{v3} = 1222000 \quad p_3 = 8150$
$n_4 = 28940 \quad m_{v4} = 256000 \quad p_4 = 1710$

Hiermee is te berekenen, voor de

Bovenranden

1e veld Max moment $= A_1 l - m_{b1} = 1131000$ KG. cM.
Normale kracht $n_1 = 6460$ KG.
Max spanning $= \frac{1131000}{1618} + \frac{6460}{129{,}8} = 751$ KG/cM²

2e veld Max moment $= 763000$ KG. cM.
Normale kracht $= 19090$ KG.
Max spanning $= \frac{763000}{1618} + \frac{19090}{129{,}8} = 620$ KG/cM²

3e veld Max moment $= 485000$ KG. cM.
Normale kracht $= 27230$ KG.
Max spanning $= \frac{485000}{1618} + \frac{27230}{129{,}8} = 520$ KG/cM²

4e veld Max moment $= 459000$ KG. cM.
Normale kracht $= 28940$ KG.
Max spanning $= \frac{459000}{1618} + \frac{28940}{129{,}8} = 507$ KG/cM²

Vertikalen

1e vertikaal Max moment $= 969000$ KG. cM.
Normale kracht $= 7000$ KG. (welke kracht naar het bovenknooppunt dient te worden overgebracht)
Max spanning $= \frac{969000}{1410} + \frac{7000}{123{,}4} = 745$ KG/cM²

2e vertikaal Max moment $= 1894000$ KG. cM.
Normale kracht $= 2000$ KG. (welke kracht naar het bovenknooppunt moet worden overgebracht)
Max spanning $= \frac{1894000}{2668} + \frac{2000}{158{,}6} = 723$ KG/cM²

3e vertikaal Max moment $= 1222000$ KG. cM.
Normale kracht $= 2000$ KG.
Max spanning $= \frac{1222000}{1726} + \frac{2000}{133} = 725$ KG/cM²

4e vertikaal Max moment = 256000 KG. cM.

Normale kracht = 2000 KG.

$$\text{Max spanning} = \frac{256000}{552} + \frac{2000}{94{,}6} = 485 \text{ KG/cM}^2$$

De brug moet dus voldoende sterk geacht worden aangezien in geen ijzerdeel eene hoogere spanning dan 751 KG/cM² optreedt.

Bij de gevolgde berekening zijn de aangrijpingspunten der uitwendige krachten buiten beschouwing gelaten en is veronderstelt, dat deze gelijkelijk in de onder — en bovenknooppunten aangrepen. Hierbij is dus de vormverandering der vertikalen in verband met de over te brengen kracht van het onder — naar het bovenknooppunt verwaarloosd tegenover die der bovenranden.

Om dit te rechtvaardigen dient het volgende. Voor elken vertikaal geldt, indien σ_n de optredende normale spanning is, voor de lengteverandering:

$$\delta_n = \sigma_n \times \frac{l}{E}$$

Voor elken randstaaf geldt, indien m_{bn} het optredend moment en A_n de optredende vertikaal kracht is, voor de doorbuiging:

$$\delta_n{}^1 = -\frac{m_{bn} l^2}{2 E I_n} + \frac{A_n l^3}{3 E I_n} = \frac{2 A_n l^2 - 3 m_{bn} l}{6 E I} l.$$

De verhouding van deze twee:

$$\frac{\delta_n}{\delta_n{}^1} = \frac{\sigma_n \times l}{E} \times \frac{6 E I_n}{(2 A_n l^2 - m_{bn} l)\, l} = \frac{6 \sigma_n I_n}{2 A_n l^2 - 3 m_{bn} l}$$

Voor n = 1 $\quad \sigma_1 = 37$ KG/cM²

$$\frac{\delta_1}{\delta_1{}^1} = 0{,}017.$$

Voor n = 2 $\quad \sigma_2 = 13$ KG/cM²

$$\frac{\delta_2}{\delta_2{}^1} = 0{,}007.$$

Voor n = 3 $\quad \sigma_3 = 15$ KG/cM²

$$\frac{\delta_3}{\delta_3{}^1} = 0{,}017.$$

Voor n = 4 $\quad \sigma_4 = 21$ KG/cM²

$$\frac{\delta_4}{\delta_4{}^1} = 0{,}0078.$$

Deze verhoudingen zijn zeer gering, zoodat aangenomen kan worden, dat bij de gedane verwaarloozing geen te groote fout wordt gemaakt, vooral als men in aanmerking neemt, dat slechts de verschillen in uitrekking der vertikalen van invloed kunnen zijn op een verschil in vormverandering van den boven en onderrand.

Aan het slot der berekening gekomen, dient vermeldt, dat de eerste bewerking steeds uitgevoerd met de direct uit de hoofdformule opgestelde vergelijkingen ook met den algemeenen vorm kan geschieden, nl. aldus:

Voor het n^{de} veld geeft de hoofdformule:

$$\frac{l^2 h}{2 I} \Sigma_n^m A_n - \frac{l h}{I} \Sigma_n^m m_{bn} =$$

$$= \frac{2 l}{O h} \Sigma_n^m M_n + \frac{4 l}{O h} \Sigma_n^m m_{bn} + \frac{h^2}{6 I_{vn}} (A_{n-1} l - m_{bn-1} + m_{bn})$$

Voor het $(n + 1)^{de}$ veld.

$$\frac{l^2 h}{2 I} \Sigma_{n+1}^m A_n - \frac{l h}{I} \Sigma_{n+1}^m m_{bn} =$$

$$= \frac{2 l}{O h} \Sigma_{n+1}^m M_n + \frac{4 l}{O h} \Sigma_{n+1}^m m_{bn} +$$

$$+ \frac{h^2}{6 I_{vn+1}} (A_n l - m_{bn} + m_{bn+1})$$

De laatste van de eerste afgetrokken en de termen gerangschikt geeft voor het n^{de} veld.

$$\frac{h^2}{6 I_{vn+1}} m_{bn+1} - \left(\frac{l h}{I} + \frac{4 l}{O h} + \frac{h^2}{6 I_{vn}} + \frac{h^2}{6 I_{vn+1}}\right) m_{bn} +$$

$$+ \frac{h^2}{6 I_{vn}} m_{bn-1} =$$

$$= \frac{2 l}{O h} M_n - \left(\frac{l^2 h}{2 I} + \frac{l^2 h}{6 I_{vn+1}}\right) A_n + \frac{l h^2}{6 I_{vn}} A_{n-1},$$

welke vergelijking ook kan worden afgeleid uit de voorwaarde der vormverandering nl. $(\alpha_n h - \alpha_{n+1} h) = (2 \beta_n - 2 \beta_{n+1}) + (\delta_n - \delta_{n+1})$.

Vooral in het geval dat de ligger een oneven aantal velden heeft is deze laatste vergelijking gemakkelijker in het gebruik, aangezien dan voor het n^{de} tot en met het $(m - 1)^{de}$ veld $(m - 1)$ vergelijkingen zijn op te stellen vormende met die voor het middelste halve veld afgeleid voldoende gegevens ter berekening der onbekenden, immers, voor dit geval zou de hoofdformule eerst moeten vervormd worden.

De in Plaat 3 geschetste brug is wel van den meest eenvoudigen vorm.

Bij het construceren der knooppunten zij men erop bedacht, dat de hoekverbinding onveranderlijk moet blijven bij de vormverandering, zoodat men voorkomende klinkverbindingen zal moeten berekenen op de juist in de knooppunten maximum wordende momenten. Voor de tweede vertikaal, bij welke het grootste moment optreedt zijn eenige mogelijke constructieën gedetailleerd. (Pl. 2).

De constructie van twee parallele liggers voor elken hoofdligger is gekozen in verband met de afwezigheid van een bovenwindverband, hetgeen niet aantebrengen

was wegens de geringe hoogte van den ligger. Om de noodige zijdelingsche stijfheid te verkrijgen, kan men de tweeling vertikalen en bovenranden door eene eenvoudige koppeling zeer groote traagheidsmomenten geven. Met het oog op de genoemde stijfheid loopen ook de vertikalen over de heele hoogte der ligger door, alles dus ter voorkoming van knik in den bovenrand.

Andere voorzieningen waaronder stijve verbinding van dwarsdrager aan vertikaal kunnen bij deze liggers evenals bij de gewone getroffen worden en hebben met den meer eigenaardigen vorm van den ligger niets van doen.

Aan den ingenieur A. VIERENDEEL professor aan de universiteit van Leuven komt de eer toe het eerst op deze soort van liggers meer de aandacht te hebben gevestigd, weshalve deze gewoonlijk liggers van VIERENDEEL worden genoemd. Zijn methode van berekenen is later door professor HAERENS eenigszins vereenvoudigd, terwijl hier eene derde methode van berekenen is gegeven.

De berekeningen kunnen niet anders den van hetzelfde principe n.l. de vormverandering uitgaan. Het komt er dus slechts op aan om tot een voor de berekening eenvoudigen vorm te komen, waarin schrijver dezes meent geslaagd te zijn. Het groote voordeel dat ingenieur VIERENDEEL zich van deze liggers voorstelde was wel dat ze het oog zooveel aangenamer zouden aandoen, dan de vakwerkligger. Hierbij geeft plaat 3 de uitkomst van een poging van schrijver dezes om eene sierlijke stadsbrug te ontwerpen, waarbij minder op een zuinig gebruik van materiaal, dan wel op een schoonen vorm is gelet.

Voor zoover mij bekend zijn nog slechts twee ontwerpen volgens deze beginselen uitgevoerd; nl. het viaduct van Kinzua, in de Vereenigde Staten, waarvan men eene beschrijving in den laatsten druk van het Handbuch der Ingenieurs Wissenschaften II^{e} band sechste Abteilung kan vinden en de brug over de Schelde in den weg van Avelghem naar Ruyen in Belgie, een ontwerp van Vierendeel zelf een brug 5,17 M. breed; 6 M. hoog en de hoofdligger bestaande uit 7 velden van 6 M^{1} lengte ieder.

Uit een en ander ziet men, dat het best mogelijk is fraaie bruggen te maken zonder bij de berekening in het duister te behoeven te tasten of te komen tot praktisch onuitvoerbare constructies, en van den anderen kant, hoe gevaarlijk het zijn kan, dezen ligger, zij het dan ook onder verkapten vorm, toe te passen zonder zich behoorlijk rekenschap te geven van de optredende spanningen.

Bandong April 1905.

J. HAARMAN.

FORMULES VOOR DEN AFVOER VAN OVERLATEN EN SLUIZEN

(Hierbij behoort plaat 5).

In een opstel over hydraulische coëfficienten, voorkomende in de aflevering van het „Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur- und Architecten Vereines" van 5 December 1902 vestigt prof. HEIJNE uit *Graz* er de aandacht op, dat in het taschenbuch „*Hütte*" in de formules voor den afvoer van volkomen en onvolkomen overlaten nog steeds voor den coefficient $\frac{2}{3}\mu_1$ de waarde 0.57 wordt opgegeven, terwijl toch reeds sedert langen tijd uit de verrichte waarnemingen op overlaten is gebleken, dat die coefficient een veel lagere waarde moet hebben en gemiddeld op 0.42 kan gesteld worden. Hij wijst er verder op, dat in de werken van REDTENBACHER, naar wien in *Hütte* betreffende de waarde dier coefficienten wordt verwezen, niet wordt opgegeven, waarop de aanname $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.57$ steunt, maar alleen wordt vermeld, dat die waarde door hem ontleend is aan EIJTELWEIJN. Prof HEIJNE vond echter in geen enkel werk van den laatstgenoemden schrijver de door REDTENBACHER opgegevene waarde vermeld, naar wel werd door EIJTELWEIJN eene waarde voor $^2/_3\ \mu_1$ van ongeveer 0.42 tot 0.43 aangenomen. Hieruit wordt door prof H. het besluit getrokken, dat de opgave van eerstgenoemde waarde een vergissing van REDTENBACHER is

Het moet nu evenwel opmerkelijk genoemd worden, dat de coefficient $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.57$ zich in HUTTE zoo lang heeft gehandhaafd, terwijl toch niet alleen uit de vroegere, meer op kleine schaal verrichte, proefnemingen van EIJTELWEIJN, LESBROS, BOILEAU en anderen, maar vooral uit de, meer in lateren tijd, zeer nauwkeurig en op groote schaal verrichte waarnemingen o. a. door de Amerikaansche ingenieurs, FTELEIJ en STEARNS in BOSTON van 1877 tot 1879 en door den franschen „inspecteur général des ponts et chausseés" BAZIN van 1886 tot 1895, was gebleken, dat de coefficient $\frac{2}{3}\mu_1$ voor den volkomen overlaat in dunnen wand, waarbij de overstortende straal overal met de dampkringslucht in gemeenschap staat, en de beginsnelheid v als o kan worden aangenomen, varieert tusschen 0.40 en 0.45 en dus gemiddeld op 0.425 kan worden gesteld. Eerst in de uitgave van 1902 van het taschenbuch „*Hütte*" zien we bij den volkomen overlaat de coefficient $^2/_3\ \mu$ gelijk 0.42 gesteld (μ = 0.63). In dezelfde uitgave worden voor den onvolkomen overlaat nog altijd de coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1$ en μ_2 opgegeven, evenwel zonder vermelding hoe groot ze moeten worden gesteld. Dit wordt dus blijkbaar nu voortaan aan den lezer overgelaten.

Daar van de, in *Hütte*, voorkomende formules voor den afvoer van overlaten met smalle kruin hier in Indië bijna uitsluitend wordt gebruik gemaakt, kan het misschien zijn nut hebben, die formules eens nader te beschouwen. Ze zijn:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1\, b H \sqrt{2gH} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

voor een volkomen overlaat waarbij H de hoogte van het bovenwater boven de kruin voorstelt en

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1\, b h \sqrt{2gh} + \mu_2\, b a \sqrt{2gh} \quad \ldots \quad (2)$$

voor een onvolkomen overlaat, waarbij de aanvangsnelheid gelijk o wordt gesteld en h het verval tusschen boven- en benedenwater en a de hoogte van dit laatste boven de overlaatkruin voorstelt, terwijl b de breedte van den overlaat is. De eerste formule is afgeleid in de veronderstelling, dat de bovenwaterspiegel bij de overlaatkruin nog niet gedaald is wat niet juist is, daar uit de waarnemingen van BAZIN is gebleken, dat het water boven de kruin gewoonlijk reeds van $\frac{1}{5}$H tot $\frac{1}{12}$ H is gedaald. De afvoer Q zal dus bij den volkomen overlaat niet evenredig zijn met $H^{3/2}$. Toch kan de formule (1) wel worden gebruikt, indien daarbij slechts wordt in aanmerking genomen, dat $\frac{2}{3}\mu_1$ niet constant is maar verandert met H. Zooals reeds boven is medegedeeld verandert $\frac{2}{3}\mu_1$ bij den vrij in de lucht overstortenden overlaat in dunnen wand van 0.40 tot 0.45 en afnemende met toename van H.

De tweede formule is afkomstig van den franschen schrijver *Dubuat* (*) en afgeleid in de veronderstelling, dat de afvoer in twee deelen kan worden gesplitst, zijnde de afvoeren bij dezelfde standen van boven- en benedenwater, maar indien daarbij eerst het onderste gedeelte der overlaatruimte tusschen den benedenwaterstand en de overlaatkruin en daarna het bovenste gedeelte dier ruimte tusschen den boven- en benedenwaterstand wordt afgesloten. De bovenbedoelde splitsing zou juist zijn, indien door de afsluiting van een der deelen, de afvoer door het andere gedeelte niet gewijzigd werd. Maar dit is natuurlijk niet het geval. Door de afsluiting van een gedeelte der overlaatruimte wordt de waterbeweging in het niet afgesloten gedeelte en dus ook de afvoer daardoor veranderd. De formule berust dus theoretisch op een onjuisten grondslag. Het kan daarom

(*) Principes d'hydraulique, Tome I, § 146.

ook niet verwonderen, dat de formule (2) bij de latere fransche schrijvers niet wordt aangetroffen. Ik heb ten minste de formule niet gevonden noch in de oudere werken van BRESSE COLIGNON, BOILEAU noch in de nieuwere werken van FLAMANT, BOUSSINESQ en BAZIN. Alleen heb ik de formule (2) aangetroffen in de duitsche werken van RÜHLMANN en REDTENBACHER. De eerste raadt evenwel het gebruik van die formule niet aan alvorens nadere waarnemingen de juistheid daarvan hebben aangetoond (*). REDTENBACHER merkt omtrent die formule op, dat, hoewel voor den afvoer van een onvolkomen overlaat wel geen algemeen geldende formule zal zijn te geven, de formule van DUBUAT wel zal kunnen gebruikt worden, indien men zich met een ruwe benadering tevreden stelt. En in dat geval raadt hij aan de waarde der coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1$ en μ_2 aan te nemen zooals boven reeds is opgegeven. In het werk over bevloeingen van J. E. de MEIJIER wordt op blz. 260 omtrent die formule dan ook terecht opgemerkt, dat de coefficienten zullen moeten goed maken, wat de formule aan theoretische waarde mist, of met andere woorden, dat de formule wel als empirische formule kan gebruikt worden. Het komt er dus slechts op aan, de grootte der coefficienten zoodanig te bepalen, dat de formule voor de Q, waarden geeft die op weinig na overeenstemmen met die, welke door waarnemingen zijn bepaald. De voor $\frac{2}{3}\mu_1$ en μ_2 gebruikelijke coefficienten 0.57 en 0.62 of 0,42 en 0.62 (waarbij op grond van de waarnemingen van BAZIN op volkomen overlaten de 0.57 door 0.42 is veranderd) voldoen daaraan niet. Dat dit met de eerstgenoemde coefficienten het geval is werd reeds boven aangetoond, en dat het met het tweede stel coefficienten ook zoo is, kan uit het volgende blijken. Stelt men

$$H = a + h, \quad a = \frac{2}{3}H, \quad h = \frac{1}{3}H$$

dan gaat de formule:

$$Q = 0{,}42\ b\,h\sqrt{2gh} + 0{,}62\ b\,a\sqrt{2gh} \quad . \quad . \quad (3)$$

over in

$$Q = 0{,}318\ b\,H\sqrt{2gH} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

hetgeen wil zeggen dat de overlaat voor $a = \frac{2}{3}H$ minder afvoert dan een overlaat met zeer breede kruin bij de zelfde hoogten van den boven- en benedenwaterstand. **) Nu is uit de waarnemingen van BAZIN gebleken, dat verbreeding van de kruin vermindering van den afvoer veroorzaakt zoodat een overlaat in dunnen wand meer zal moeten afvoeren dan een met zeer breeden kruin en verticaal voorvlak. Volgens form. (4) zou juist het omgekeerde het geval zijn, waaruit volgt dat form (3) voor een waarde van $a = \frac{2}{3}H$ een veel te kleine afvoer geeft, hetgeen nog meer het geval zal zijn voor nog hoogere standen van het benedenwater, want de Q wordt dan bijna geheel bepaald door den laatsten term. Hieruit volgt dus, dat de formule (3) alleen juiste waarden voor Q zal geven, indien a gelijk o of zeer klein is, maar voor grootere waarden van a een te kleine waarde voor Q zal geven en wel des te kleiner naarmate a grooter is. Wil men dus den coefficient $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.42$ aanhouden, dan moet, opdat ook voor grootere waarden van a de juistheid blijft doorgaan de μ_2 grooter dan 0.62 zijn en voor $a = \frac{2}{3}H$ moet μ_2 grooter dan 0.70 zijn. Prof HEYNE neemt nu in zijn hooger genoemd opstel aan, dat μ_2 met de a zal toenemen volgens de formule:

$$\mu_2 = 0.62 + 0.38\ \frac{a}{t} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

waarin t de hoogte van het benedenwater boven den bodem voorstelt. Deze waarde van den coefficient μ_2 is door de volgende redeneering afgeleid.

Er wordt een kanaal verondersteld van een rechthoekig profil, waarin een overlaat is geplaatst, die over de geheele breedte van het kanaal doorloopt. Wordt nu de hoogte $t - a$ van den overlaat geleidelijk ververminderd, totdat deze o, dus $t = a$ wordt, dan zal bij dit grensgeval ook het verval verdwijnen en de oorspronkelijke toestand van het kanaal worden terugverkregen, waarvoor.

$$Q = b\,t\,v \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

is. De formule van DUBUAT:

$$Q = 0.42\,b\sqrt{2g}\left\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right\} + \mu_2\,b\,a\sqrt{2g(h+k)} \quad (7)$$

zal dus voor $\frac{a}{t} = 1$ en $h = o$ moeten overgaan in vergelijking (6), hetgeen voor $\mu_2 = 1$ werkelijk plaats heeft. Verder wordt μ_2 voor $\frac{a}{t} = o$ gelijk 0.62 gesteld en voor de waarden van $\frac{a}{t}$ gelegen tusschen o en 1. laat hij μ_2 evenredig met die waarde van 0.62 tot 1 toenemen. Tegen deze bepaling van μ_2 zijn de volgende bedenkingen aan te voeren. Ten eerste geldt de redenering, dat voor $\frac{a}{t} = 1$, $\mu_2 = 1$ moet worden alleen, indien de overlaat precies in het kanaalprofiel past. Ten tweede is willekeurig aangenomen, dat voor $a = o$, $\mu_2 = 0.62$ is. Ten derde is eveneens willekeurig aangenomen, dat voor tusschengelegen waarden van $\frac{a}{t}$ de μ_2 met die waarde evenredig moet veranderen. Zoo zou met hetzelfde recht een andere functie voor μ_2 kunnen worden aangenomen, zoodanig, dat ook voor $\frac{a}{t} = 1$, $\mu_2 = 1$ wordt, maar

*) Hijdromechanik van Dr. M. Rühlmann. Leipzig 1857 page 251.

**) Hiervoor wordt gewoonlijk aangenomen $Q = 0.35\ b\,H\sqrt{2gH}$.

die bv. voor a $= \frac{1}{2}$ t, de μ_2 niet gelijk 0.81 doet worden, zooals bij de formule van prof HEIJNE, maar b.v. gelijk 0.70 of gelijk 0.90. De aanname van prof HEIJNE is dus op zeer weinig na geheel willekeurig, en zooals we straks zullen zien, komt deze ook niet overeen met de op overlaten verrichte waarnemingen, hetgeen dan trouwens ook wel toevallig zou zijn.

Het resultaat van bovenstaande beschouwingen is dus dit, dat de formule van DUBUAT, noch met de coëfficienten 0.57 en 0.62, noch met 0.42 en 0,62, noch met 0.42 en de waarde van μ_2, volgens prof HEIJNE, juiste waarden voor de Q zal opleveren. We zullen nu om te kunnen uitmaken of de formule van DUBUAT voor empirische formule geschikt is, of met andere woorden, òf er een stel waarden voor $\frac{2}{3}\mu_1$ en μ_2 is te vinden, zoodanig, dat de met die formule berekende waarde voor Q steeds overeenstemt met de waargenomene, die formule voor verschillende waarden van H en h moeten toetsen aan de gedane waarnemingen. Nu zijn er tot nogtoe geen waarnemingen op overlaten met grootere nauwkeurigheid en op grooter schaal verricht dan door BAZIN in de jaren 1886 tot 1895. We zullen daarom alleen met deze waarnemingen rekening houden en daarvan in het kort de meest belangrijke resultaten mededeelen. Door de fransche regeering daartoe in staat gesteld, werden deze waarnemingen, onder toezicht van BAZIN, te *Dijon* bij het kanaal van *Bourgogne* door een afzonderlijk daarvoor aangewezen ingenieur van den franschen waterstaat verricht. (*) Langs genoemd kanaal werd een 215 M. lange kuip van rechthoekige doorsnede en 2 M. breedte gemetseld. Deze kuip werd van uit een eveneens gemetseld reservoir gevoed, dat op zijn beurt het water uit het kanaal van *Bourgogne* ontving. Waarnemingen werden verricht op de meest verschillende soorten van overlaten, zooals: overlaten in dunnen wand, overlaten met rechte en gebogen voor- en achtervlakken, zoowel indien de kruin scherp als een zekere breedte heeft, schotbalkoverlaten, overlaten met zeer breede kruin. De gang der metingen nu was de volgende. Op 15 M afstand van het reservoir werd in het gemetselde kanaal over de volle breedte van 2 M een overlaat gemaakt van schotbalken waarbij de naden goed waren dicht gemaakt en waarvan de bovenste voorzien was van een ijzeren plaat van 7 m M dikte, zie fig (1). Op deze wijze werd gevormd een overlaat in dunnen wand. Vooraf was door BAZIN waargenomen, dat het overstortende water over overlaten van dezen vorm, een zeer verschillende gedaante kan hebben. Deze verschillende vormen zijn in de figuren (2) tot (6) voorgesteld. Ook bleek het, dat bij een zelfden overlaat en bij dezelfde hoogte H van den ongedaalden waterspiegel van het bovenwater boven de kruin, de gedaante van het overstortende water soms plotseling van vorm kan veranderen zoodat de afvoer voor een zelfde H verschillend kan zijn. De voornaamste oorzaak hiervan is de verandering van de drukking onder het overstortende water. Indien echter wordt gezorgd, dat de dampkringslucht daaronder steeds vrijen toegang heeft, dan heeft het overstortende water een constanten vorm, aangegeven in fig. (2), en in dat geval is voor een zelfde H, de afvoer Q ook steeds dezelfde. Deze overlaat was dus geschikt om als étalon te dienen, dat is als een overlaat, die kan getareerd worden en waarmede dan alle andere overlaten kunnen worden vergeleken. Daarom werdt een overlaat van den in fig. (1) aangegeven vorm op 15 M afstand van het reservoir in het kanaal opgesteld, waarbij gezorgd werd, door een aangebrachte verwijding van het kanaal, onmiddelijk beneden dien overlaat, dat de lucht steeds vrij onder het overstortende water kan toetreden. De bedoelde overlaat had een even groote breedte als het kanaal, waardoor de zijdelingsche contractie werd geëlimineerd, en de hoogte was 1.13 M. Deze overlaat moest nu worden getareerd, dat is het vaste verband worden gezocht, dat daarbij tusschen den afvoer Q en de grootheid H bestaat. Daartoe werd bij verschillende waarden dezer laatste grootheid de hoeveelheid water gemeten, die gedurende 10 tot 30 minuten over den overlaat stort, door het water in het 200 M lange kanaal beneden den overlaat op te vangen en de inhoud daarvan te meten. De H kan natuurlijk gedurende dien tijd niet precies constant gehouden worden, zoodat de op- en neergaande beweging van het bovenwater precies bekend moest zijn.

Daarvoor werd op 5 M boven den overlaat een kleine gemetselde kamer uitgebouwd die door een riool met het kanaal verbonden was. Hierin werd door een zelfregistreerende peilschaal de op- en neergaande beweging van het water aangegeven, terwijl de waterstand, waarmede het nulpunt van den wijzer der peilschaal overeenkwam, telkens door afzonderlijke toestellen nauwkeurig werd bepaald. En voor H werd nu aangenomen de gemiddelde waarde voor de hoogte van den bovenwaterstand, gedurende den geheelen overstorttijd. Op deze wijze werd het nauwkeurig verband gevonden tusschen H en Q. Substitueert men nu telkens twee bij elkaar behoorende waarden van deze grootheden in de formule

$$Q = m\,b\,H\sqrt{2g\,H}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

dan kan door oplossing bij elke waarde van H de m bepaald worden, welke voor H gelijk 0.05 tot 0.60 M varieerde tusschen 0.4258 tot 0.4485. Deze overlaat eenmaal nauwkeurig getareerd zijnde, kan het verband tusschen m en H. ook bij overlaten van andere hoogte dan 1.13 M bepaald worden. Men had daartoe slechts een overlaat van dezelfde constructie als de vorige, maar met een andere hoogte p, in het zelfde kanaal te plaatsen, beneden den eersten. Laat men nu verschillende hoeveelheden water over beide overlaten storten en worden bij beide de hoogten H en H_1 op de straks beschreven wijze bepaald dan zal, daar nu ook:

$$Q = m_1\,b\,H_1\sqrt{2g\,H_1}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

is, de m_1 uit (8) en (9) kunnen worden bepaald door

$$m_1 = m\left(\frac{H}{H_1}\right)^{3/2}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

terwijl de m kan worden gevonden uit de tarage van den type-overlaat. Op deze wijze werd het verband tusschen m_1 en H_1 bepaald bij overlaten van een hoogte p = 0.75; 0.50; 0.35 en 0.24 M en van de constructie als

(*) Een zeer uitvoerige beschrijving dezer waarnemingen is te vinden in de verschillende afleveringen van de Annales des ponts et chausseés van 1886 tot 1898 en een meer beknopte beschrijving in het werk van Bazin: Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. Paris 1898.

den type-overlaat van 1.13 M hoogte, waarbij natuurlijk gezorgd werd, dat bij al die overlaten de lucht vrij onder den overstortenden waterstraal kan toetreden. De zoo bepaalde waarden van den coefficient m zijn dus veranderlijk met de grootheden H en p. zoodat er naar een empirische formule kon worden gezocht, die het verband tusschen m, H en p overeenkomstig de waarnemingen aangeeft. Hieraan bleek te voldoen de formule :

$$m = \left(0.405 + \frac{0.003}{H}\right)\left\{1 + 0.55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2\right\} \quad \ldots (11)$$

Met zeer geringe afwijking wordt door deze formule dezelfde waarde voor m gevonden als door de waarnemingen is bepaald. In de volgende tabel zijn de waarden van m voor verschillende waarden van H en p opgegeven, zooals die met behulp van deze formule zijn berekend, waarbij de eerste factor van (11) is bepaald uit de laatste kolom van die tabel.

hoogten H van het boven-water boven de kruin.	waarden van den coefficient m voor de hieronderstaande hoogten p van den overlaat boven den bodem van het kanaal.									μ volgens berekening $0.405 + \frac{0.003}{H}$	μ volgens waarneming m $\frac{m}{1+0.55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2}$
	0.20 M	0.30 M	0.40 M	0.50 M	0.60 M	0.80 M	1.00 M	1.50 M	2.00 M		
M											
0.05	0.458	0.453	0.451	0.450	0.449	0.449	0.449	0.448	0.448	0.4650	0.4481
0.06	0.456	0.450	0.447	0.445	0.445	0.444	0.443	0.443	0.443	0.4550	0.4427
0.07	0.455	0.448	0.445	0.443	0.442	0.441	0.440	0.440	0.439	0.4477	0.4391
0.08	0.456	0.447	0.443	0.441	0.440	0.438	0.438	0.437	0.437	0.4425	0.4363
0.09	0.457	0.447	0.442	0.440	0.438	0.436	0.436	0.435	0.434	0.4383	0.4340
0.10	0.459	0.447	0.442	0.439	0.437	0 435	0.434	0.433	0.433	0.4350	0.4322
0.12	0.462	0.448	0.442	0.438	0.436	0.433	0.432	0.430	0.430	0.4300	0.4291
0.14	0.466	0.450	0.443	0.438	0.435	0.432	0.430	0.428	0.428	0.4264	0.4267
0.16	0.471	0.453	0.444	0.438	0.435	0.431	0.429	0.427	0.426	0.4237	0.4246
0.18	0.475	0.456	0.445	0.439	0.435	0.431	0.428	0.426	0.425	0.4216	0.4229
0.20	0.480	0.459	0.447	0.440	0.436	0.431	0.428	0.425	0.423	0.4200	0.4215
0.22	0.484	0.462	0.449	0.442	0.437	0 431	0.428	0.424	0.423	0.4186	0.4203
0.24	0.488	0.465	0.452	0.444	0.438	0.432	0.428	0.424	0.422	0 4175	0.4194
0.26	0.492	0.468	0.455	0.446	0 440	0.432	0 429	0.424	0.422	0.4165	0.4187
0.28	0.496	0.472	0.457	0.448	0.441	0.433	0.429	0.424	0 422	0.4157	0.4181
0.30	0.500	0.475	0.460	0.450	0.443	0.434	0 430	0.424	0.421	0.4150	0.4174
0.32	0.504	0.478	0.462	0.452	0.444	0.436	0.430	0.424	0.421	0.4144	0.4168
0.34	0.507	0.481	0.464	0.454	0.446	0.437	0.431	0.424	0.421	0.4138	0.4162
0.36	0.510	0.483	0.467	0.456	0.448	0.438	0.432	0.424	0 421	0.4133	0.4156
0.38	0.513	0.486	0.469	0.458	0.449	0.439	0.432	0.424	0.421	0.4129	0.4150
0.40	0.516	0.489	0.472	0.459	0.451	0.440	0 433	0.424	0 421	0.4125	0.4144
0.42	—	0.491	0.474	0.461	0.452	0.441	0 434	0.425	0 421	0.4121	0.4139
0.44	—	0.494	0.476	0.463	0.454	0.442	0.435	0.425	0.421	0.4118	0.4134
0.46	—	0.496	0.478	0.465	0.456	0.443	0.435	0.425	0.421	0.4115	0.4128
0.48	—	0.498	0.480	0.467	0.457	0.444	0 436	0.425	0.421	0.4112	0.4122
0.50	—	0.500	0.482	0.468	0.459	0.445	0 437	0.426	0.421	0.4110	0.4118
0.52	—	0.502	0.484	0.470	0.460	0.446	0.438	0.426	0.421	0.4108	0.4113
0.54	—	0.504	0.485	0.472	0.461	0.447	0.439	0.427	0.421	0.4106	0.4108
0.56	—	0.506	0.487	0.473	0.463	0.449	0.439	0.427	0.421	0.4104	0.4103
0.58	—	0.508	0.489	0.475	0.464	0.450	0.440	0.427	0.421	0.4102	0.4099
0.60	—	0.510	0 491	0.476	0.466	0.451	0.441	0.428	0.421	0.4100	0.4095

hoogten H van het boven-water boven de kruin.	waarden van den coefficient m voor de hieronderstaande hoogten p van den overlaat boven den bodem van het kanaal.									μ volgens berekening	μ volgens waarneming m
	0.20 M	0.30 M	0.40 M	0.50 M	0.60 M	0.80 M	1.00 M	1.50 M	2.00 M	$0.405 + \frac{0.003}{H}$	$1 + 0.55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2$
M											
0.62	—	—	0.492	0.478	0.467	0.452	0.442	0.428	0.422	0.4098	0.4091
0.64	—	—	0.494	0.480	0 469	0.453	0.443	0.429	0.422	0.4097	0 4087
0.66	—	—	0.495	0.481	0.470	0.454	0.444	0.429	0.422	0.4095	0.4084
0.68	—	—	0.497	0.483	0.471	0.455	0.445	0.430	0.422	0.4094	0.4080
0.70	—	—	0.498	0.484	0.473	0.456	0 446	0.430	0.423	0.4093	0.4077

In de bovenstaande waarden van den coefficient m, zit natuurlijk de invloed van de aanvangsnelheid v ver, scholen. Het was niet mogelijk waarnemingen te doen waarbij die snelheid nul is. Evenwel zal de v kleiner worden, naarmate de hoogte p van den overlaat toeneemt en bij de limiet zal voor $p = \infty$ $v = o$ worden. Wordt dus in vergelijking (11) $p = \infty$ gesubstitueerd, dan verkrijgt men de waarde van m, die behoort bij een aanvangsnelheid van nul. Wordt deze bijzondere waarde van m, μ genoemd, dan is.

$$\mu = 0.405 + \frac{0{,}003}{H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Deze waarden van μ vindt men in de voorlaatste kolom voor de verschillende waarden van H opgegeven. In de laatste kolom zijn de waarden van μ opgegeven, zooals deze uit de gedane waarnemingen zijn afgeleid. De door waarneming gevonden waarde van m, voor een zelfde H, maar voor verschillende waarden van p zijn gedeeld door den laatste term van vergelijking (11). Men vindt dan verschillende waarden voor μ en de gemiddelde van deze waarden is ingevuld in de laatste kolom der bovenstaande tabel. Het verschil in de waarden van μ uit de voorlaatste en laatste kolom geeft dus aan de gemiddelde afwijking tusschen de waarneming en de berekening volgens formule (11). Zooals blijkt zijn die afwijkingen voor de waarden van H kleiner dan 0.10 M. nog al groot maar voor H grooter dan 0.10 M. beloopen de afwijkingen niet meer dan 0.6 %. Verder is nog opmerkelijk, dat de waarden van m, in de verschillende kolommen eerst met de toename van H afnemen, om daarna weder toe te nemen. De oorzaak hiervan ligt in den invloed van de aanvangsnelheid v, die eindelijk zoo groot begint te worden, dat de m, in plaats van met toename van H af te nemen, zooals bij de μ het geval is, gaat toenemen. Deze toename, die bij de kleine waarden van p groot is, wordt kleiner en kleiner, naarmate de p toe en dus de v afneemt.

De coefficient m in de bovenstaande tabel opgegeven, is die van een overlaat in dunnen wand, waarover het water vrij in de lucht kan overstorten, zooals in fig. (2) is voorgesteld. Deze m die door de hoogte H van het boven water en de hoogte p van den overlaat volkomen bepaald is, diende BAZIN nu als uitgangspunt voor al de overige overlaten, waarop proefnemingen werden gedaan.

Er werden niet zoozeer de absolute waarden m_1 bij de andere overlaten in beschouwing genomen als wel de verhouding van m_1 tot de m van den vrij overstortenden overlaat in dunnen wand van dezelfde hoogte en bij dezelfde hoogte H van het bovenwater boven de kruin. In de verhouding $\frac{m_1}{m}$ is dan de invloed van de aanvangsnelheid zoo goed als geelimineerd, zoodat het gemakkelijker zal zijn voor die verhouding een empirische formule te vinden, dan voor de waarde m_1 zelve, waarop ook v nog invloed uitoefent.

Op deze wijze werd o. a. beschouwd de onvolkomen overlaat in dunnen wand, waarbij het benedenwater boven de kruin staat. Het overstortende water neemt dan den vorm aan voorgesteld in fig. 7. of fig. 8. De laatste vorm komt alleen voor, indien het verval H — a kleiner is dan $^1/_5$ à $^3/_{10}$ van de hoogte van den overlaat. De m_1 werd bepaald uit de formule:

$$Q = m_1 \, b \, H \sqrt{2 g \, H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

In het zelfde kanaal was ook weder een der reeds getareerde type-overlaten geplaatst, waarover het water dus vrij in de lucht moest overstorten, en ook daar werd de hoogte van het bovenwater boven de kruin gemeten. Door deze hoogte is de Q bepaald door de verrichte tarage, zoodat uit (13) de m_1 kan worden opgelost. Nu kan in de vorige tabel de waarde van m gezocht worden, die behoort bij een typeoverlaat van dezelfde hoogte als den te beproeven overlaat en bij dezelfde hoogte H van het bovenwater boven dê kruin. Deze m gedeeld op de door waarneming gevouden m_1 doet de verhouding $\frac{m_1}{m}$ vinden. Het bleek nu, dat deze verhouding alleen afhankelijk is van de verhoudingen van de hoogte p van den overlaat boven den bodem en de hoogten H en a van het boven- en benedenwater boven de kruin, omdat indien H, a en p. in dezelfde verhouding werden veranderd de $\frac{m}{m_1}$ ongewijzigd bleef. BAZIN nam nu als empirische formule voor de laatste verhouding aan:

$$\frac{m_1}{m} = 1.05\left(1 + \frac{1}{5}\frac{a}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{H-a}{H}} \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

of indien de verhoudingen $\frac{a}{p}$ en $\frac{H-a}{p} = \frac{h}{p}$ als veranderlijke worden ingevoerd:

$$\frac{m_1}{m} = 1.05\left(1 + \frac{1}{5}\frac{a}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{\frac{h}{p}}{\frac{a}{p}+\frac{h}{p}}} \quad . \quad . \quad (15)$$

De formules (14) en (15) geven met zeer geringe afwijkingen de verhouding $\frac{m_1}{m}$ terug, zooals die uit de waarnemingen is gevonden. Met behulp van de formule (15) berekend, zijn in de onderstaande tabel de waarden van $\frac{m_1}{m}$ voor verschillende waarden van $\frac{h}{p}$ en $\frac{a}{p}$ opgegeven.

$\frac{h}{p}$	Verschillende waarden van $\frac{a}{p}$ in meters																	
M	0.	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
0.05	1.05	0.84	0.74	0.68	0.64	0.58	0.54	0.52	0.50	0.48	0.47	0.46	0.45	0.45	0.44	0.44	0.44	0.43
0.10	1.05	0.93	0.85	0.80	0.76	0.70	0.66	0.64	0.61	0.60	0.58	0.57	0.57	0.56	0.55	0.55	0.54	0.54
0.15	1.05	0.96	0.90	0.86	0.82	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.66	0.65	0.64	0.63	0.63	0.62	0.62	0.61
0.20	1.05	0.98	0.94	0.90	0.87	0.82	0.79	0.76	0.74	0.72	0.71	0.70	0.69	0.69	0.68	0.68	0.67	0.67
0.25	1.05	1.00	0.96	0.92	0.90	0.86	0.82	0.80	0.78	0.77	0.75	0.75	0.74	0.73	0.72	0.72	0.72	0.71
0.30	1.05	1.01	0.97	0.94	0.92	0.88	0.85	0.83	0.81	0.80	0.79	0.78	0.77	0.77	0.76	0.76	0.75	0.75
0.35	1.05	1.01	0.98	0.96	0.94	0.90	0.88	0.86	0.84	0.83	0.82	0.81	0.80	0.80	0.79	0.79	0.79	0.78
0.40	1.05	1.02	0.99	0.97	0.95	0.92	0.90	0.88	0.87	0.85	0.84	0.84	0.83	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81
0.45	1.05	1.02	1.00	0.98	0.96	0.94	0.92	0.90	0.89	0.87	0.87	0.86	0.85	0.85	0.84	0.84	0.84	0.84
0.50	1.05	1.03	1.01	0.99	0.98	0.95	0.93	0.92	0.90	0.89	0.89	0.88	0.87	0.87	0.87	0.86	0.86	0.86
0.55	1.05	1.03	1.01	1.00	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.90	0.89	0.89	0.88	0.88	0.88	0.88
0.60	1.05	1.03	1.02	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.92	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89
0.65	1.05	1.04	1.02	1.01	1.00	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91
0.70	1.05	1.04	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.96	0.96	0.95	0.94	0.94	0.94	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92

zooals blijkt is voor $a = o$, $\frac{m_1}{m} = 1.05$, of met andere woorden, een onvolkomen overlaat in dunnen wand, waarbij de benedenwaterstand juist gelijk met de kruin ligt, voert over 't algemeen 5 % meer af dan een volkomen overlaat in dunnen wand, waarbij de lucht vrijen toegang heeft onder het overstorteude water.

Ter bepaling van de, bij een onvolkomen overlaat in dunnen wand, overstortende hoeveelheid water Q, kan de formule (13) geschreven worden onder den vorm:

$$Q = \frac{m_1}{m}\, m\, b\, H\sqrt{2\,g\,H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

waarbij de $\frac{m_1}{m}$ kan bepaald worden uit de laatste en de m uit de eerste tabel. Mocht men geen dezer tabellen ter beschikking hebben dan kan Q berekend worden uit de formule:

$$Q = 1.05\left(1 + \frac{1}{5}\frac{a}{p}\right)\sqrt[3]{\frac{H-a}{H}}\left(0.405 + \frac{0.003}{H}\right)\left\{1 + 0.55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2\right\} b\, H\sqrt{2\,g\,H} \quad . \quad . \quad (17)$$

De formule is wel lang, maar door middel daarvan, kan dan ook de Q bepaald worden met een zeer geringe afwijking van de waarde, welke door waarneming zou zijn gevonden.

De vraag kan nu gesteld worden of voor de coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1$ en μ_2 in de formule van DUBUAT bepaalde getallen kunnen worden gevonden, zoodanig, dat deze formule voor alle waarden van H, a en p dezelfde waarde voor Q geeft als de formule (17) van BAZIN. Daarom werd door mij voor eenige waarden van H gelegen tusschen 0.40 en 0.70 M en van p gelegen tusschen 0.60 en 2 M, met waarden van a, geleidelijk van o tot H toenemende, met behulp van formule (16) en de bovenstaande tabellen de Q berekend en daaruit vervolgens de $k = \frac{v^2}{2\,g}$ bepaald. Deze waarden en die voor a en $h = H - a$ werden in de formule (7) van DUBUAT gesubstitueerd en vervolgens daaruit de μ_2 opgelost. Het bleek toen, dat voor μ_2 waarden werden gevonden gelegen tusschen 0.90 en 0.60, maar zonder regelmatige verandering. Met de μ_2 door de formule van prof. HEYNE aangegeven, kwamen de gevonden

waarden niet overeen, maar weken daarvan soms tot 10% en meer af. Men vindt echter een regelmatiger verandering van μ_2, indien de formule van DUBUAT eenigszins gewijzigd wordt. BAZIN geeft voor den volkomen overlaat in dunnen wand nog een andere empirische formule dan volgens de boven opgegevene formules (8) en (11). Deze andere formule luidt:

$$Q = \mu\, b\left(H + \alpha\frac{v^2}{2g}\right)\sqrt{2g\left(H + \alpha\frac{v^2}{2g}\right)} \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

waarin μ gelijk is aan de waarde, volgende uit vergelijking (12) of gelijk aan de waarden, opgegeven in de laatste kolom der eerste tabel.

Indien nu hierin voor α de waarde $\frac{5}{3}$ wordt gesteld, den geeft de formule (18) voor Q met zeer geringe afwijkingen, dezelfde waarden als door de empirische formules (8) en (11) worden gevonden. Volgens de formule (18) heeft dus de aanvangsnelheid v een veel grooteren invloed op de Q als gewoonlijk wordt aangenomen door $\alpha = 1$ te stellen. Dit is een gevolg daarvan, dat de waterdeeltjes, die over den overlaat storten voor het grootste gedeelte aan de oppervlakte zijn gelegen en dus een grootere aanvangsnelheid hebben, dan de gemiddelde snelheid in het profil. Voor waarden van H grooter dan 0.40 M wordt de factor $1.05\left(0.405 + \frac{0.003}{H}\right)$ uit de formule (17) gemiddeeld gelijk 0.43. Om de formule van DUBUAT hiermede in overeenstemminng te brengen zal deze moeten luiden:

$$Q = 0.43\, b\sqrt{2g}\left(h + \frac{5}{3}k\right)^{3/2} + \mu_2\, b\, a\sqrt{2g\left(h + \frac{5}{3}k\right)} \quad . \quad (19)$$

Worden nu de bovenbedoelde, uit formule (17) berekende waarden van Q, met de bijbehoorende a, h en k in de vergelijking (19) gesubstitueerd, dan vindt men voor μ_2 waarden, die meer regelmatig met a, h en p veranderen, maar lager zijn dan de straks gevondene en tot beneden 0.60 dalen, indien de a klein is. Het zal daarom in dat geval waarschijnlijk wel mogelijk zijn voor μ_2 een functie van die grootheden te vinden, zoodanig, dat de zooeven bedoelde waarden van μ_2 aan deze functie voldoen. Ik heb echter niet getracht een dergelijke empirische formule voor μ_2 te vinden, omdat de formule (19) van DUBUAT dan toch, al zou de uitdrukking voor μ_2 ook eenvoudig worden, niet minder lang zal zijn dan de formule (17) van BAZIN. Deze laatste heeft dan echter nog het voordeel, dat bij gegevene waterstanden en hoogte van den overlaat de Q direct kan worden berekend, terwijl dat door middel van de formule (19) slechts door probeeren zou kunnen geschieden, daar de k weder van de Q afhankelijk is, terwijl deze grootheid in vergelijking (17) niet voorkomt. Deze laatste vergelijking zou dan daarom toch nog de voorkeur verdienen. Van de formule (7) zou alleen gebruik kunnen gemaakt worden, indien men zich met ruwe benadering tevreden stelt, en voor μ_2 de door prof HEIJNE opgegevene waarde wordt aangenomen.

In het voorgaande is slechts de overlaat in dunnen wand behandeld. Van meer belang zijn nog de door BAZIN verrichte proefnemingen op overlaten, waarvan de kruin een zekere breedte heeft, en waarvan de voor- en achtervlakken òf zekere helling hebben, òf verticaal zijn, zooals bij de schotbalkoverlaten. Zeer in het kort zullen ook van deze proefnemingen de voornaamste resultaten worden medegedeeld.

Uit de waarnemingen, verricht op schotbalkoverlaten ter hoogte van p gelijk 0.30 M. tot 2.00 M. en ter breedte c van 0.10 M. tot 0.25 M. en waarbij de benedenwaterstand beneden de kruin ligt, bleek het volgende. Indien $H < 1\frac{1}{2}c$ is blijft het water over de geheele breedte c in aanraking met de kruin, zooals is voorgesteld in fig. (9). Is daarentegen $H > 2$ c dan stort het water over, als bij een overlaat in dunnen wand, zooals is voorgesteld in fig (10). Voor waarden van H gelegen tusschen $1\frac{1}{2}c$ en 2c is de toestand onbepaald en zal nu eens overstorting als in fig (9), dan weder overstorting als in fig (10) plaats hebben. Zoolang dus $H > 2c$ is kunnen op den schotbalk, overlaat de boven opgevene formules voor den overlaat in dunnen wand worden toegepast. Voor de waarden van H kleiner dan 2c werd weder de methode gevolgd, als beschreven bij den onvolkomen overlaat in dunnen wand. Met behulp van een der getareerde type-overlaten werd de verhouding bepaald van den coefficient m voor een overlaat in dunnen wand met vrije overstorting, die dezelfde hoogte p en dezelfde hoogte H van den bovenwaterstand boven de kruin heeft, als de schotbalk overlaat, tot den coefficient m_1 voor den schotbalkoverlaat. Het bleek nu, dat die verhouding voldeed aan de empirische formule:

$$\frac{m_1}{m} = 070 + 0.85\frac{H}{c} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

welke geldig is, zoolang het water volgens fig. (9) aan de kruin blijft gehecht. Dit kan voor H gelegen tusschen $1\frac{1}{2}$ c en 2 c, al of niet plaats hebben en de $\frac{m_1}{m}$ verandert dan in het eerste geval volgens de voorgaande formule tusschen 0.98 en 1.07 Praktisch kan men volstaan door aan te nemen, dat de overgang van het eene in het andere geval plaats grijpt voor $H = 1.6$ c, waarvoor volgens formule (20) $\frac{m_1}{m}$ juist gelijk 1 wordt. Men kan dus den volgenden regel aannemen. Voor schotbalkoverlaten, met een beneden waterstand beneden de kruin gelegen, zijn te gebruiken de formules (8) en (11), geldig voor den onvolkomen overlaat in dunnen wand, met dit onderscheid, dat voor $H < 1.6$ c. de verkregen uitkomst voor Q nog vermenigvuldigd moet worden met een breuk, die gevonden wordt door middel van de formule (20). Voor $H = 0.5$ c; 0.75 c; 1.2 c; 1.4 c; 1.6 c wordt deze breuk volgens die formule gelijk 0.79; 0.84; 0.885; 0.92; 0.96 en 1.

De bovengenoemde regel voor den afvoer van volkomen schotbalkoverlaten is alleen geldig, indien onder het overstortende water de lucht vrijen toegang heeft, evenals de formules (8) en (11) ook alleen in dit geval geldig zijn voor den overlaat in dunnen wand. Heeft de lucht geen vrijen toegang onder het overstortende water dan neemt dit zoowel bij schotbalkoverlaten als overlaten in dunnen wand, verschillende vormen aan, die in de fig. (3) tot (6) zijn voorgesteld. De afvoer is dan anders, maar zij is in verreweg de meeste gevallen grooter dan indien de lucht wel vrijen toegang had onder het over-

stortende water. De verhooging van den afvoer is dikwijls gering, maar kan in enkele gevallen tot 20% oploopen.

Indien het benedenwater boven de kruin van den schotbalkoverlaat staat, dan is dit geval veel gecompliceerder dan bij den overlaat in dunnen wand. De afvoer hangt dan voor een groot gedeelte van de omstandigheid af, of het water aan de kruin gehecht blijft dan wel of het alleen het voorste gedeelte der kruin aanraakt, zoo als in de figuren (9) en (10) is voorgesteld. Had deze overgang, zoo als we boven zagen, bij een volkomen schotbalkoverlaat steeds plaats indien H gelegen is tusschen $1^1/_2$ c en 2 c, bij onvolkomen schotbalkoverlaten is de hoogte H, waarbij de overgang van den eenen in den anderen toestand geschiedt, zeer onbepaald. Bij deze overlaten werd door BAZIN waargenomen, dat bij een schotbalkbreedte van 0.10 M de afscheiding van de kruin plaats vond bij waarden van H gelegen tusschen 0.12 M tot 0.36 M. Een bepaalde formule geldig voor onvolkomen schotbalkoverlaten is dus niet te geven. Alleen kan gezegd worden, dat bij groote waarden van H kan aangenomen worden, dat deze overlaat zich gedraagt als een overlaat in dunnen wand en dat dus, bij benedenwaterstanden boven de kruin gelegen, daarop kan toegepast worden de formule (17). Voor kleine waarden van H is de afvoer onbepaald. Indien echter kan worden aangenomen, dat aanhechting van het water aan de kruin plaats heeft, dan kan de formule toegepast worden, die boven is opgegeven voor den volkomen schotbalkoverlaat; met andere woorden, men kan dan benaderd aannemen, dat de benedenwaterstand geen invloed uitoefent op den afvoer.

Overig blijven nog te beschouwen de overlaten in doorsnede voorgesteld in de figuren (11) en (12), waarbij de vóór- en achtervlakken verschillende hellingen hebben en de kruin bij de eerste scherp en bij de tweede soort een zekere breedte heeft. In de eerste plaats werden op deze overlaten proefnemingen gedaan bij benedenwaterstanden, welke beneden de kruin liggen. Voor de eerste soort bleek bij een zelfden overlaat de verhouding $\frac{m_1}{m}$ nagenoeg constant te zijn, indien H tusschen 0.10 M en 0.40 M verandert.

In de volgende tabel is aangegeven, hoe bedoelde verhouding met de helling van vóór en achtervlak verandert. (*)

(*) Een helling van $^3/_1$ of $^1/_2$ wil zeggen, dat de tangens van den hellingshoek met het horizontale vlak gelijk 3 en $^1/_2$ is.

volkomen overlaten met scherpe kruin en hellend vóór- en achtervlak.												
helling van het voorvlak	verticaal	verticaal	verticaal	verticaal	$^3/_1$	$^2/_1$	$^1/_1$	$^1/_1$	$^1/_1$	$^1/_2$	$^1/_2$	$^1/_2$
helling van het achtervlak	$^1/_1$	$^1/_2$	$^1/_5$	$^1/_{10}$	$^1/_2$	$^1/_2$	$^1/_1$	$^1/_2$	$^1/_5$	$^1/_1$	$^1/_2$	$^1/_5$
$\frac{m_1}{m}$	1.13	1.02	0.90	0.83	1.07	1.08	1.18	1.12	1.00	1.18	1.12	1.04

Uit deze cijfers blijkt, dat een vermindering van de helling van het voorvlak, waardoor vermindering van de contractie op de kruin ontstaat, een vergrooting van den afvoer Q veroorzaakt; dat daarentegen vermindering van de helling van het achtervlak een vermindering van Q veroorzaakt.

Bij de tweede soort overlaten bleek de verandering van $\frac{m_1}{m}$ veel gecompliceerder te zijn. Ze hangt dan niet alleen van de hellingen van vóór- en achtervlak maar ook van de breedte der kruin af, en verandert bovendien met de grootte van H. In de volgende tabel zijn de waarden van $\frac{m_1}{m}$ voor verschillende gevallen opgegeven.

kruinsbreedte	helling van het voorvlak	hellingen van het achtervlak				
		$^1/_1$	$^1/_2$	$^1/_3$	$^1/_4$	$^1/_5$
0.10 M.	verticaal	0.88 — 1.14	0.86 — 1.04	0.85 — 0.98	—	0.82 — 0.90
0.10 „	$^1/_1$	0.93 — 1.18	0.91 — 1.13	—	—	0.87 — 1.00
0.10 „	$^1/_2$	0 94 — 1.13	0.95 — 1.11	—	—	0.90 — 1.01
0.20 „	verticaal	—	0.74 — 1.01	—	—	—
0.20 „	$^2/_1$	0.82 — 1.09	0.80 — 1.03	0.79 — 0.99	—	0.80 — 0.94
0.20 „	$^1/_1$	0.87 — 1.09	0.87 — 1.05	—	—	0.86 — 0.97
0.20 „	$^1/_2$	0.89 — 1.06	0.89 — 1.05	—	—	0.88 — 0.98
0.40 „	verticaal	—	0.75 — 0.86	—	—	—
0.40 „	$^2/_1$	—	0.78 — 0.91	—	0.79 — 0.88	—

Zooals uit deze cijfers blijkt, wordt $\frac{m_1}{m}$ grooter, indien de helling van het voorvlak flauwer wordt, en wordt $\frac{m_1}{m}$ kleiner, indien de kruin breeder en de helling van het achtervlak flauwer wordt. Hierbij moet opgemerkt worden, dat de waarnemingen zijn geschied met waarden van H gelegen tusschen 0.10 M en 0.40 M, zoodat de laagste grens van $\frac{m_1}{m}$ betrekking heeft op H = 0.10 M en de hoogste op H = 0.40 M. terwijl $\frac{m_1}{m}$ tusschen die grenzen met de H geleidelijk verandert.

BAZIN zegt, dat het voor deze overlaten, zeer moeielijk zal zijn, wegens het groot aantal factoren, waarvan de verhouding $\frac{m_1}{m}$ afhankelijk is, een empirische formule voor die verhouding te geven, die aan elk bijzonder geval voldoet. Toch kan m. i. wel eenig praktisch nut uit deze waarnemingen getrokken worden, door op de volgende manier tot een praktischen regel te geraken. Bij de stuwdammen, die gewoonlijk bij de irrigatiewerken voorkomen zal wel zelden het voor- en achtervlak een flauwere helling dan $^1/_2$ hebben. Uit de bovenstaande tabel volgt, dat, voor een achtervlak met een helling van $^1/_1$, een voorvlak met een helling van $^2/_1$ tot $^1/_2$ en een kruinsbreedte van 0.20 M, $\frac{m_1}{m}$ gemiddeld verandert tusschen 0,86 tot 1.08 Bij dezelfde hellingen van het voorvlak en dezelfde kruinsbreedte maar met een helling van het achtervlak van $^1/_2$ verandert $\frac{m_1}{m}$ gemiddeld tusschen 0,85 en 1.04. Volgens de formule (20), boven opgegeven voor den afvoer over schotbalkoverlaten, verandert $\frac{m_1}{m}$ indien c = 0.20 M wordt gesteld, voor H = 0.10 tot H = 0.40 tusschen 0,885 en 1,07. Dit verschilt zeer weinig met de boven uit de tabel gevonden verandering van $\frac{m_1}{m}$ bij een helling van het achtervlak van 1 op 1, en het verschil is iets meer, maar ook nog niet groot, met de verandering 0.85— 1.04, gevonden bij een achtervlak van $^1/_2$. Als praktische regel zou dus voor stuwdammen kunnen gelden, waarvan het voorvlak helt van $^2/_1$ tot $^1/_2$ en het achtervlak van $^1/_1$ tot $^1/_2$, dat tusschen de grenzen H = 0 en H = 2 c (c = breedte kruin) de formule (20) voor schotbalkoverlaten kan worden toegepast. Nu is nog de vraag welke de afvoer is voor grootere waarden van H, dan tweemaal de kruinsbreedte. Vergelijkt men de waarden van $\frac{m_1}{m}$ voor een kruinsbreedte van 0.10 M en met hellingen van het achtervlak van $^1/_1$ en $^1/_2$ uit de laatste tabel met de overeenkomende waarden van $\frac{m_1}{m}$ voor overlaten met scherpe kruin uit de voorlaatste tabel voor de zelfde hellingen van vóór en achtervlak, dan blijkt daaruit, dat de hoogste grenswaarden in beide tabellen nagenoeg gelijk zijn. Hieruit volgt dus, dat bij een kruinsbreedte van 0.10 M voor genoemde hellingen van vóór- en achtervlak, bij een hoogte van het bovenwater van H = 0.40 M., dat is gelijk 4 maal de kruinsbreedte, de invloed van de kruin reeds geheel is verdwenen, zoodat het voor die hoogte hetzelfde is, of de kruin al of niet scherp is. Dit kan wel als algemeen geldig worden aangenomen, al zou het ook voor andere kruinsbreedten iets anders kunnen zijn. We zouden nu voor stuwdammen of overlaten met willekeurige kruinsbreedte c en hellingen van het voorvlak van $^2/_1$ tot $^1/_2$ en van het achtervlak van $^1/_1$ tot $^1/_2$ den volgenden regel kunnen aannemen. Bepaal de afvoer Q met behulp van de formules (8) en (11) geldig voor overlaten in dunnen wand met vrije overstorting in de lucht, met dien verstande, dat de daaruit gevonden waarde van Q vermenigvuldigd wordt voor

$$H = 0 \text{ tot } H = 2c \text{ met } \frac{m_1}{m} = 0.70 + 0.185 \frac{H}{c}$$

$$H = 2c \text{ ,, } H = 4c \text{ ,, } \frac{m_1}{m} = 1.07 \text{ tot } 1.18 \text{ toenemende}$$

$$H > 4c \text{ ,, } 1.18$$

Deze regel geldt voor een helling van het achtervlak van $^1/_1$. Voor een helling van dat vlak van $^1/_2$ geldt dezelfde regel met verandering van 1.18 door 1.11. Deze laatste cijfers zijn verkregen uit de voorlaatste tabel als gemiddelde waarde van $\frac{m_1}{m}$ voor overlaten met scherpe kruin, hellingen van het voorvlak van $^2/_1$ tot $^1/_2$ en van het achtervlak van respectievelijk $^1/_1$ en $^1/_2$. Er wordt op gewezen, dat het bovengenoemde alleen betrekking heeft op overlaten met benedenwaterstanden, beneden de kruin gelegen.

Op dezelfde overlaten met boven den kruin gelegen beneden-waterstanden werden door BAZIN eveneens proefnemingen gedaan. Om te doen zien, welke de invloed is van den beneden waterstand op den afvoer, worden in de volgende tabel eenige cijfers gegeven, uit de proefnemingen van BAZIN, verricht op een overlaat met een helling van het voorvlak van $^2/_1$, een kruinsbreedte van 0.20 M en hellingen van het achtervlak van respectievelijk $^1/_1$ en $^1/_2$. De cijfers in de 2^{de} t/m 7^{de} kolom hebben betrekking op de hoogte van het bovenwater boven de kruin.

Hoogte H van den type-overlaat	Hoogte van het benedenwater boven de kruin van den te beproeven overlaat.					
	0.06 M.	0.12 M.	0.18 M.	0.24 M.	0.30 M.	0.36 M.
	Helling van het achtervlak $^1/_1$					
0.10 M.	0.162 M.	0.169 M.	0.199 M.	—	—	—
0.20 „	0.209 „	0.211 „	0.227 „	0.271 M.	—	—
0.25 „	—	0.253 „	0.263 „	0.294 „	0.336 M.	—
0.30 „	—	0.293 „	0.299 „	0.321 „	0.362 „	—
0.35 „	—	—	0.337 „	0.352 „	0.388 „	—
0.40 „	—	—	0.375 „	0.386 „	0.418 „	—
	Helling van het achtervlak $^1/_2$					
0.15 M.	0.165 M.	0.169 M.	0.197 M.	0.257 M.	—	—
0.20 „	0.210 „	0.212 „	0.223 „	0.271 „	0.324 M.	—
0.25 „	0.255 „	0.256 „	0.261 „	0.286 „	0.340 „	0.392 M.
0.30 „	—	0.299 „	0.301 „	0.314 „	0.359 „	0.415 „
0.35 „	—	0.341 „	0.342 „	0.350 „	0.371 „	0.432 „
0.40 „	—	0.384 „	0.386 „	0.389 „	0.401 „	0.444 „

Uit deze cijfers blijkt, dat de invloed van het benedenwater nauwelijks merkbaar is, vóór, dat dit tot op de helft van H boven de kruin is gestegen. Bij een overlaat met een kruin van 0.40 M. breedte bleek zelfs die invloed eerst merkbaar, toen het benedenwater tot twee derde der hoogte H boven de kruin steeg. Ook voor deze overlaten werd door BAZIN wegens de nog grootere gecompliceerdheid dan het vorige geval, geen empirische formule gegeven. Om toch nut uit de waarnemingen te trekken zal weder de toevlucht moeten worden genomen tot een praktischen regel. We hebben boven gezien, dat deze soort overlaten, indien de benedenwaterstand beneden de kruin ligt, voor een groot gedeelte wat den afvoer Q betreft kunnen gelijkgesteld worden met schotbalk overlaten. De vergrootende werking, die het hellende voorvlak op den afvoer uitoefent wordt dus ongeveer gecompenseerd door de verminderende werking van het hellende achtervlak. Verder is voor de kleine hoogten H de invloed, die het benedenwater op den afvoer uitoefent zoo gering, dat die praktisch zal kunnen verwaarloosd worden, zoodat ook voor deze overlaten voor hoogten van H gelegen tusschen o en tweemaal de kruinsbreedte c, de gewone formule voor volkomen schotblak-overlaten zal kunnen worden toegepast. Voor grootere hoogten dan H = 2c zijn door BAZIN geen waarnemingen verricht. Voor deze hoogten zou weder kunnen worden aangenomen, evenals boven voor den volkomen overlaat werd gefdaan dat de invloed van de kruin gering is en de avoer, dezelfde is, alsof de kruin scherp was. We moeten dus dan te rade gaan met de door BAZIN verrichte waarnemingen op overlaten met scherpe kruin en hellende vóór en achtervlakken en waarbij de benedenwaterstand boven de kruin is gelegen. Met behulp van de door BAZIN gegevene cijfers, betrekkelijk een overlaat met verticaal vóórvlak, een achtervlak van een helling van $^1/_1$, een scherpe kruin en een hoogte van 0.75 M. boven den bodem van het kanaal, (*) werd door mij berekend met behulp van de formule (17), wat de afvoer zou zijn, indien de overlaat in dunnen wand was. De op deze wijze, door berekening, gevonden afvoer is voor alle standen van het benedenwater steeds grooter dan de volgens BAZIN door waarneming gevonden afvoer, maar het verschil bedraagt gemiddeld niet meer dan 2 à 3% van den afvoer. Dit geldt voor een overlaat, waarvan het voorvlak verticaal is, zoodat voor andere overlaten, waarvan de voorvlakken een helling hebben, de afvoer nog wel iets grooter kan zijn. Evenwel zal het verschil met den overlaat in dunnen wand niet zoo groot zijn of als praktische regel zal wel kunnen gesteld worden, dat bij overlaten met hellende voorvlakken van verticaal tot $^1/_1$ en achtervlakken van $^1/_1$ tot $^1/_2$ voor H grooter dan tweemaal de kruinsbreedte de formule (17) voor overlaten in dunnen wand kan worden toegepast.

Behalve de bovengenoemde debietmetingen werden door BAZIN nog verschillende andere metingen verricht, zooals die van de snelheid en drukking in het inwendige van het overstortende water. Vooral de grootte der drukking p onder de overstortende laag ter hoogte van de kruin bleek een zeer belangrijke grootheid te zijn, daar bij de overlaten een bepaald verband bleek te

(*) Zie annales des ponts et chaussées van 1898 2e trimestre page 200 — 203.

bestaan tusschen de verhoudingen $\frac{m_1}{m}$ en $\frac{p}{H}$, waarvoor empirische formules konden worden opgesteld. Ook de vorm van het overstortende water werd nauwkeurig gemeten. Zoo is in fig. (21) voorgesteld de gedaante van het overstortende water, zooals die door BAZIN is opgemeten bij een overlaat in dunnen wand, waarbij de lucht vrijen toegang heeft onder het water. De hoogteliggingen van de twee punten A en B zijn vooral van belang. De eerste bepaald de dikte d van de waterlaag A C boven de kruin, de tweede bepaald de opheffing e = B D van de onderkant van het water, ter plaatse waar de sterkste contractie plaats vindt. Bij genoemden overlaat bedraagt die opheffing e van 0.113 H tot 0,09 H terwijl de dikte d nagenoeg constant gelijk 0.85 à 0.86 H is gevonden. Bij andere soorten van overlaten zijn die grootheden weder eenigszins anders. In het bovenstaande zijn enkele mededeelingen gedaan over die proefnemingen welke, mij van het meeste belang voorkwamen. Daarmede is echter slechts een uiterst beknopt overzicht van het voornaamste gegeven en daarom kan het genoemde werk van BAZIN, voor een verdere bestudeering, ter lezing zeer worden aanbevolen.

Al het voorgaande heeft slechts betrekking op overlaten, waarbij geen zijdelingsche contractie plaats heeft, want de proefnemingen van BAZIN werden steeds verricht op overlaten, die even lang waren als de breedte van het rechthoekig in doorsnede zijnde kanaal. Proefnemingen om den invloed van de zijdelingsche contractie op den afvoer van overlaten te bepalen, werden door BAZIN niet verricht. Door den Amerikaanschen ingenieur FRANCIS werd op grond van door hem verrichte proefnemingen aangenomen (*) dat, indien de lengte van den overlaat minstens gelijk 3 H is, de invloed van elke zijdelingsche contractie een zoodanige is, alsof de lengte van den overlaat met 0,1 H verminderd wordt. Heeft men dus bij een overlaat aan elke zijde contractie, dan zal voor de lengte van den overlaat in plaats van b, b — 0.2 H moeten gesteld worden, zoodat de invloed van die zijdelingsche contractie dan zoodanig zal zijn, dat de afvoer Q, zonder die contractie, nog zal moeten vermenigvuldigd worden met

$$1 - 0.2\,\frac{H}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (21)$$

Bij een overlaat van 100 M lengte zou deze grootheid, bij H = 3 M slechts gelijk 0 994 worden, zoodat voor lange overlaten de invloed der zijdelingsche contractie gerust zal kunnen worden verwaarloosd. Bij korte overlaten zal echter een correctie aan Q volgens bovengenoemde uitdrukking, moeten worden aangebracht.

Bovendien zal, indien de gemiddelde breedte B van het kanaal of de rivier onmiddellijk boven den overlaat grooter is dan de lengte b van den overlaat voor de waarde van den coefficient m niet van vergelijking (11) kunnen gebruik gemaakt worden, maar zal deze coefficient moeten bepaald worden uit de vergelijking:

$$m = \left(0.405 + \frac{0.003}{H}\right)\left(1 + 0.55\,\frac{b^2\,H^2}{B^2\,(H+p)^2}\right)$$

(*) Lowell hydraulic Experiments. New-York 1868.

en verder de Q door middel van vergelijking (8). De formule (18) zal echter in dit geval, voor de bepaling van Q, onveranderd kunnen gebruikt worden.

Somtijds wordt een volkomen overlaat als meetinrichting gebezigd en de Q bepaald door middel van de formule

$$Q = m\,b\,H\sqrt{2\,g\,H}$$

waarbij m = 0.35 of 0.42 wordt gesteld al naarmate de kruin een zekere breedte heeft of scherp is. Uit het voorgaande is gebleken, dat men op deze wijze tot zeer foutieve uitkomsten zou kunnen geraken daar de m niet alleen van de kruin, maar van den geheelen vorm van den overlaat en van de drukhoogte H afhankelijk ls, maar zelfs ook nog plotseling met den vorm van de overstortende waterstraal kan veranderen. In het algemeen is dus een overlaat een zeer ongeschikt middel tot meting van de hoeveelheid water. Alleen één soort overlaat zou daarvoor gebruikt kunnen worden, namelijk de overlaat in dunnen wand, geplaatst in een kanaal van rechthoekige doorsnede, en van de zelfde breedte als de lengte van den overlaat, waarbij tevens gezorgd wordt, dat de lucht steeds vrijen toegang onder het overstortende water heeft. Deze overlaat werd, zooals we boven zagen, door BAZIN als étalon gebezigd, waarmede alle overige overlaten werden vergeleken. De coefficient m is in dat geval alleen afhankelijk van H en de waarden daarvan kunnen ontleend worden aan de door BAZIN opgemaakte tabel, die in het begin van dit opstel is opgegeven, voor elke hoogte van den overlaat.

We zullen nu nog enkele opmerkingen maken over de bepaling van den afvoer van sluizen, waarvoor meestal de meest uiteenloopende formules worden toegepast. Het meest wordt nog gebruik gemaakt van de formules, welke in het „taschenbuch HÜTTE" worden opgegeven onder het hoofdstuk „Schleusenwehren", en die bij een aanvangsnelheid gelijk 0, luiden:

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu\,b\sqrt{2g}\,(h^{3/2} - h_0^{3/2}) + \mu\,b\,a\sqrt{2\,g\,h} \quad . \quad (22)$$

indien de boven- en benedenkant der schuifopening respectievelijk h_0 beneden den bovenwaterstand en a beneden den benedenwaterstand zijn gelegen en het verval h grooter dan h_0 is en.

$$Q = \mu\,b\,a\sqrt{2\,g\,h} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23)$$

indien de bovenkant der schuifopening gelijk met den benedenwaterstande ligt. De coefficient μ wordt dan meestal gelijk 0,62, of 0.65 gesteld.

Nu zijn de Schleusenwehre van HÜTTE niets anders dan openingen in een wand, terwijl de sluizen, zooals die bij de irrigatiewerken worden aangetroffen uit sluiskokers bestaan, waarin het water geleidelijk kan binnenstroomen, terwijl alleen ter plaatse, waar de schuif wordt aangebracht, de koker boven is afgesloten. Toch wordt bijna altijd de bovenwaterstand doorgetrokken tot aan de schuifopening, zooals in figuur (13) is voorgesteld en wordt

het geval dan gelijkgesteld met de Schleusenwehre van HÜTTE. Dit is natuurlijk onjuist, want dadelijk bij den voorkant van den sluiskoker of bij het begin van de afronding zal een snelheid moeten onstaan, die een verval vereischt. De daling van den bovenwaterspiegel zal dus reeds daar beginnen en eindigen bij of even voorbij het einde van de afronding. Nu ligt de schuif gewoonlijk nog op eenigen afstand voorbij dit punt, daar bijna altijd nog eerst schotbalk-sponningen aanwezig zijn, zoodat meestal altijd de daling van den waterspiegel ter plaatse van de schuif geheel zal hebben plaats gehad. Indien dus slechts de onderkant van de schildmuur der schuifopening gelijk met of even boven den beneden-waterstand is gelegen zal de schuifopening hoegenaamd geene belemmering aan de doorstrooming door den sluiskoker geven. Het geval is dus geheel iets anders dan de Schlensenwehre van HÜTTE en de formules, in dat taschenbuch daarvoor gegeven, zijn dus ook niet toepasselijk op den afvoer door sluiskokers.

Van welke formule nu wel zal kunnen gebruikt gemaakt worden? M. i. zou daarvoor kunnen dienen de formule:

$$Q = m\ bh \sqrt{2g\ (H - h)}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (24)$$

welke gewoonlijk wordt toegepast voor een overlaat met breede kruin (*), waarbij verondersteld wordt, dat het water boven de kruin zich in horizontale richting beweegt, zie fig. (14). De breede kruin met de leimuren vormen hetzelfde als de sluisvloer met de sluismuren of pijlers; ze vormen een koker. We kunnen dan ook voor den sluiskoker evenals dit voor den overlaat met breede kruin gedaan wordt, aannemen, dat het water in den sluiskoker zich zoodanig zal plaatsen, indien de benedenwaterstand zich daartegen niet verzet, dat de Q een maximum wordt, hetgeen plaats vindt voor $h = \frac{2}{3} H$, waarbij H de hoogte van het bovenwater en h die van het water in den koker, boven den sluisvloer (kruin overlaat) voorstelt. De formule gaat dan in dit geval over in:

$$Q = 0.385\ m\ bh \sqrt{2g\ H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25)$$

De formules (24) en (25) gelden dus zoowel voor sluiskokers als voor overlaten met breede kruin. Voor deze laatste wordt m gewoonlijk gelijk 0.90 gesteld en de formule (25) gaat dan over in de bekende formule

$$Q = 0.35\ bh \sqrt{2g\ H}.$$

Ook prof. SCHOLS past in afd. V van de Waterbouwkunde van HENKET deze formules op den afvoer door sluizen toe. We kunnen nu aannemen, dat indien de waterstand beneden de sluis op een gelijke of grootere hoogte dan $\frac{2}{3} H$ boven de sluisvloer ligt het water in den sluiskoker op dezelfde hoogte zal liggen, en indien de benedenwaterstand op geringere hoogte dan $\frac{2}{3} H$ boven de sluisvloer ligt de waterstand in den sluiskoker steeds op $\frac{2}{3} H$ boven de vloer zal gelegen zijn. Wordt dus door h niet de waterhoogte in den koker maar de hoogte van den beneden- waterstand boven de sluisvloer verstaan, dan kan gezegd worden, dat form. (24) kan toegepast worden voor $h > \frac{2}{3} H$ en form (25) voor $h < \frac{2}{3} H$. Bij de grens $h = \frac{2}{3} H$ geven beide formules dezelfde waarde voor Q.

Prof SCHOLS berekent nog dat het water in den sluiskoker zal kunnen oploopen. alvorens die te verlaten, waarvoor het verval bij de uittrede in de sluis grooter zal kunnen zijn dan H — h. Voor een praktisch gebruik van de formules (24) en (25) kunnen we wel van dit oploopen afzien, daar dit slechts ten gevolge heeft, dat voor vervallen kleine dan $\frac{2}{3} H$ de afvoer iets te klein en dus de sluisbreedte iets te groot wordt gevonden, hetgeen geen groot bezwaar heeft. Het omgekeerde zou erger zijn. Bovendien verliest het aanbrengen van een correctie aan Q wegens het oploopen van het water in den sluiskoker ook veel van zijn waarde door de omstandigheid, dat de coefficient m nooit juist bekend is, en het dus best kan zijn, dat door het aannemen van een min of meer willekeurige waarde voor m. een fout begaan wordt in de Q. die nog grooter is dan die, welke ontstaat door het verwaarloozen van de oplooping van het water. De boven opgegeven regel voor het gebruik der formules (24) en (25) zal dus kunnen blijven gevolgd worden.

De vraag is nu nog, hoe groot de coefficient m. moet genomen worden. Deze heeft natuurlijk een andere beteekenis dan de coefficient μ. in de formule (23) uit HÜTTE. Daar is μ. de coefficient van volkomen contractie bij de doorstrooming door een opening in een dunnen wand, en deze heeft bij verschillende vormen en grootte der opening een zeer weinig veranderlijke waarde van gemiddeld 0.62. Hier is de m een soort afvoercoefficient, waarmede de theoretische waarde der grootheid $b\ h \sqrt{2\ g\ (H - h)}$, wegens verschillende verliezen, moet vermenigvuldigd worden om de werkelijke afvoer Q te verkrijgen. De grootte van m zal afhangen van de meerder of mindere geleidelijkheid, waarmede het water den koker kan binnenstroomen. Ze zal in 't algemeen veel grooter zijn dan μ en zelfs tot 1 kunnen naderen. Vooral zal ze dus afhangen van de mate van afronding der sluis aan de bovenstroomsche zijde. Door proefnemingen zou dus moeten worden bepaald, op welke wijze ze daarvan afhangt. Er zijn echter zeer weinig waarnemingen op dit gebied verricht. In een verhandeling, voorkomende in het hollandsche tijdschrift van ons Instituut van 1853 — 54, vermeld generaal DELPRAT door hem verrichte waarnemingen over den afvoer der Katwijksche uitwateringsluizen. In de notulen van de hollandsche vergadering van 12 April 1881 deelt prof SCHOLS mede, dat deze waarnemingen van DELPRAT door hem zijn getoetst aan de formules (24) en (25), hierboven opgegeven, en daarbij is gebleken, dat voor m een nagenoeg constante waarde werd gevonden, die gemiddeld

(*) Flamant. Hydraulique. 2e édition. Paris 1900. page 91. waar deze formule voor den overlaat met breede kruin wordt opgegeven.

0.94 bedroeg. Blijkbaar geeft prof. SCHOLS, op grond van deze uitkomsten, in genoemd gedeelte der waterbouwkunde van HENKET op, dat bij afronding der sluis aan de bovenzijde, de coefficient m op 0.90 tot 0.95 kan gesteld worden.

BAZIN heeft, behalve de boven reeds vermelde proefnemingen, ook nog enkele waarnemingen gedaan op overlaten met een kruin van 2. M breedte. Bij een hoogte van het bovenwater boven de kruin van H = 0.35 tot 0.45 M vond BAZIN voor den coefficient 0.385 m uit de formule (25), de waarde 0.337, indien de kruin boven rechthoekig is afgesneden, en de waarde 0.373, indien de kruin boven met een straal van 0.10 M is afgerond. Voor een aanvangsnelheid gelijk nul zou deze laatste waarde 0.364 zijn, hetgeen overeenkomt met $\frac{0.364}{0.385} = 0.94$ voor de m in de formule (25). In de figuren (17) en (18) is aangegeven, hoe door BAZIN het wateroppervlak werd waargenomen voor de verschillende hoogten H van het bovenwater. Daaruit is te zien, dat de waterspiegel niet precies evenwijdig met de kruin loopt, zooals in theorie bij den overlaat met breede kruin en den sluiskoker wordt aangenomen. Bovengenoemde waarde van 0.373 of m = 0.94 geldt dus, indien geen zijdelingsche contractie aanwezig is, zooals bij al de proeven van BAZIN het geval is. Eenige zijdelingsche contractie veronderstellende zou dus de gewoonlijk gebruikte waarde van 0.35 voor den coefficient 0.385 m bij overlaten met breede kruin kunnen worden aangehouden, hetgeen overeenkomt met een waarde m = 0.90. Voor sluizen, die altijd betrekkelijk smal zijn in vergelijking met overlaten of stuwdammen, zou derhalve volgens den grooteren invloed der zijdelingsche contractie de coefficient m kleiner moeten gesteld worden dan 0.90.

Nog zou kunnen vermeld worden het resultaat van eenige door de irrigatie-afdeeling *Brantas* verrichte waarnemingen aan de sluis *Bajong* in Kediri, waarvan de situatie in figuur (19) is voorgesteld. Uit 59 waarnemingen werd de coefficient m berekend, zoowel in de veronderstelling, dat de aanvangsnelheid u = o is, als bij aanname, dat de snelheid v in het kanaal, geheel als aanvangsnelheid moet in rekening gebracht worden. In 't eerste geval werd gevonden een gemiddelde waarde m = 1.01 met een middelbare fout van 0.12; in het tweede geval werd gevonden m = 0.74, met een middelbare fout van 0.08. Dat de snelheid v niet geheel als aanvangsnelheid in rekening zal mogen gebracht worden is duidelijk. Het aankomende water botst tegen de gesloten spuisluis aan, wordt teruggeworpen en botst weder tegen de nieuw aankomende waterdeeltjes aan. Een gedeelte van de levendige kracht van het aankomende water zal daardoor verloren gaan. Een ander gedeelte daarvan zal een oploopen van het water veroorzaken tegen de gesloten spuisluis. Deze laatste invloed van de snelheid v zit dus reeds opgesloten in het gemeten verval H — h.

Het komt mij daarom voor, dat men dichter bij de waarheid zal zijn, indien de aanvangsnelheid bij de sluis gelijk nul gesteld wordt, dan indien de snelheid in het kanaal als zoodanig geheel in rekening wordt gebracht, en dat dus m dichter bij 1.01 dan bij 0.74 zal liggen. De sluis Bajong was een niet zeer gelukkige keuze, daar de verrichte waarnemingen niets met zekerheid omtrent de waarde van m doen kennen. Wil men waarnemingen doen, dan is het beter een sluis te nemen, die òf in de as van het kanaal gelegen is, zoodat men zeker weet, dat de snelheid v in het kanaal geheel in rekening zal moeten worden gebracht òf gelegen is aan een kom, waarbij dan de aanvangsnelheid gelijk o kan gesteld worden. Dit laatste geval zou zich kunnen voordoen bij een in aanbouw zijnde inlaatsluis voor een irrigatiekanaal, waarbij de rivier geheel of gedeeltelijk is afgedamd.

De groote middelbare fout (ongeveer 11 à 12 % van m) in de vorige metingen geeft te kennen, dat òf de snelheid v een zeer ongelijkmatigen invloed heeft gehad op den afvoer der sluis òf dat de waarnemingen onnauwkeurig zijn verricht. Dit laatste kan nu zeer goed het geval zijn, waar het debiet Q der sluis door middel van stroomdrijvingen en profilmetingen wordt vastgesteld. Een middelbare fout in dergelijke debietmetingen van 5 tot 10% is niet ongewoon, en is somtijds zelfs nog grooter. Hoe goed dergelijke debietbepalingen dus ook zijn, indien geen groote nauwkeurigheid wordt vereischt; ze zijn te onnauwkeurig om voor de bepaling van coefficienten van sluizen en overlaten gebruikt te worden. Men dient dan gebruik te maken van een directe meting van het debiet door reservoirvulling, zooals dat door BAZIN en andere waarnemers werd toegepast bij hunne proefnemingen op overlaten. Deze methode vereischt echter eene bijzondere inrichting en is daarom voor, op kleine schaal te verrichten, waarnemingen minder doelmatig. Een andere meer gemakkelijke methode is de volgende. Men maakt boven of beneden de sluis een gemetseld en waterdicht bepleisterd kanaal van rechthoekige doorsnede en plaatst daarin aan het uiteinde een overlaat in dunnen wand, in doorsnede voorgesteld in figuur (1), daarbij zorg dragende, dat de lucht steeds vrijen toegang heeft onder het overstortende water. Een dergelijke overlaat is door BAZIN zeer nauwkeurig getareerd. Door waarneming van de hoogte H van het ongedaalde bovenwater boven de overlaatkruin, kan dan met behulp van de boven opgegevene tabel voor de coefficienten m, het debiet Q met een zeer voldoenden graad van nauwkeurigheid bepaald worden. Natuurlijk zal ook het verval H–h met groote nauwkeurigheid moeten worden gemeten, daar, zooals dikwijls bij inlaatsluizen het geval is, dit verval niet meer dan 10 à 20 cM. zal bedragen en een fout van 1 à 2 cM. daarop gemaakt, reeds grooten invloed op het resultaat zal hebben. Hoewel boven gezegd is, dat voor een praktisch gebruik der formules (24) en (25) het oploopen van het water in den sluiskoker zal kunnen verwaarloosd worden, zal bij de waarnemingen tot een nauwkeurige bepaling van m er wel rekening mede moeten worden gehouden.

Op grond van al het voorgaande, zal mogen worden aangenomen, dat in 't algemeen een waarde van m gelegen tusschen 0.80 en 0.90 niet te hoog zal zijn. Ook voor korte siphons, waarbij de wrijving in de siphon mag verwaarloosd worden, wordt gewoonlijk gesteld:

$$h = 1.50 \frac{v^2}{2g} \text{ tot } 1.25 \frac{v^2}{2g}$$

hetgeen overeenkomt met een debiet van

$$Q = 0.83\ F \sqrt{2g\ h} \text{ tot } 0.90\ F \sqrt{2g\ h.}$$

Een siphon verschilt in zooverre van een sluiskoker, dat bij de eerste de geheele wand, terwijl bij de laatste slechts drie zijden met water in aanraking komen en het

water boven vrij doorstroomt. Om echter meer zekerheid te hebben, dat aan een sluis eene niet te kleine breedte wordt gegeven zou het aanbeveling kunnen verdienen de laagste der bovengenoemde waarden voor m aan te nemen, namelijk 0.80. De formule (24) gaat dan over in:

$$Q = 0.80\ b\,h\sqrt{2g(H-h)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (26)$$

welke formule ook door MARY is voorgesteld, en geldig is voor $h > \frac{2}{3} H$. Bij substitutie van $m = 0.80$ in de formule (25) gaat deze over in:

$$Q = 0.31\ bH\sqrt{2g\,H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

geldig voor $h < \frac{2}{3} H$. Moet een aanvangsuelheid v in rekening gebracht worden, dan wordt in beide formules de H vervangen door $H + \frac{v^2}{2g}$, daar hier bij de sluizen er minder aanleiding toe bestaat, zooals bij de overlaten om de $\frac{v^2}{2g}$ nog met een coefficient grooter dan de eenheid te vermenigvuldigen.

Bovengenoemde formules zijn toe te passen voor het geval het muurtje, dat de schuifopening aan de bovenste zijde afsluit, de doorstrooming door den sluiskoker niet belemmerd. Dit zal het geval zijn, indien de onderkant van dit afsluitmuurtje, iets boven den benedenwaterstand of iets hooger dan $^2/_3$ H boven de sluisvloer is gelegen, al naarmate de benedenwaterstand hooger of lager dan $^2/_3$ H boven die vloer is gelegen. Deze hoogten hebben natuurlijk betrekking op de normale leidingstanden of het stuwpeil in een rivier. Bij hoogere rivier- of leidingstanden, wanneer de schuif gedeeltelijk gesloten is, hebben we de capaciteit der sluis niet te beschouwen.

De vraag is nu, welke formule zal moeten gebruikt worden, indien het afsluitmuurtje der schuifopening de doorstrooming van het water wel belemmerd. Laat verondersteld worden, dat, zooals in fig. (20) is voorgesteld, de onderkant van dat muurtje van ab tot a'b' daalt, dan zal het water, wegens de vernauwing door het afsluitmuurtje veroorzaakt- van a tot c opgestuwd worden. Het verval a d tusschen boven- en benedenwater wordt dan in twee deelen verdeeld. Het eerste gedeelte c d dient om de snelheid in den koker boven de schuifopening te doen ontstaan, het tweede gedeelte a c om die snelheid te vergrooten voor de doorstrooming door de vernauwde opening.

Hoe lager a'b' daalt, hoe meer de waterspiegel c e in den koker boven de schuif tot de horizontale lijn d e zal naderen. Ook zal een contractie aan de bovenzijde der opening, die gering zal zijn indien a'b' slechts even in de vloeistof reikt, toenemen met daling van a'b', totdat eindelijk aan den bovenkant volkomen contractie zal plaats vinden. Daar echter zijdelings en beneden door de afronding der opening de contractie steeds onvolkomen blijft, zal de coefficient m, die bij onbelemmerde doorstrooming op 0.80 werd gesteld, bij daling van den onderkant a'b' der opening, geleidelijk kleiner worden, maar nimmer tot de waarde 0.62, die voor volkomen contractie langs alle zijden geldt, afnemen.

Is nu h^1 de hoogte der schuifopening en $h^1 < h$ dan zal volgens het bovenstaande de formule gelden:

$$Q = m^1\ b\ h^1\sqrt{2g\,(H-h)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28)$$

Het kan ook voorkomen, dat indien $h < \frac{2}{3} H$ is, de h^1 gelegen is tusschen h en $\frac{2}{3} H$.

Passen we op dit geval weder toe het beginsel, dat het water in den koker tot een zoodanigen stand boven den benedenwaterstand zal rijzen, dat de afvoer een maxiumim wordt, dan zal die stand in den koker moeten gelegen zijn, gelijk met den bovenkant der schuifopening. Het verval in de sluis is dan $H - h^1$ en de afvoerformule wordt dan:

$$Q = m^1\ b\ h^1\sqrt{2g\,(H-h^1)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29)$$

waarbij $h < h^1 < \frac{2}{3} H$. is.

In beide formules (28) en (29) zal de m_1, wegens de contractie aan de bovenzijde der opening, kleiner zijn dan de m, bij onbelemmerde doorstrooming, dat is, in verband met de formules (26) en (27), kleiner dan 0.80, en wel des te kleiner, naar mate de bovenkant der opening meer ondergedompeld is ten opzichte van den waterstand, onmiddellijk boven de opening, maar grooter blijvende den 0.62.

Behalve de formule:

$$Q = 0.62\ bh\sqrt{2g\ (H\text{-}h)}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (30)$$

die reeds boven werd vermeld, is ook veel gebruikelijk voor den afvoer van sluizen de formule voor den overlaat met breede kruin:

$$Q = 0.35\ b\,H\sqrt{2g\ H.} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (31)$$

indien $h < \frac{2}{3} H$ is. In het voorgaande hebben we trachten aan te toonen, dat de eerste formule, als geldende voor de doorstrooming door een opening in een dunnen wand, een veel te kleine afvoer, de tweede formule als geen rekening houdende met den grooteren invloed der zijdelingsche contractie op den afvoer, bij nauwe sluizen dan bij langere overlaten, een te groote waarde voor den afvoer door sluiskokers zal geven (*). Toch worden beide formules dikwijls op een zelfde sluis toegepast, hetgeen hierop neerkomt, dat aangenomen wordt, dat de afvoer der sluis bij $h = \frac{2}{3} H$ plotseling in reden van 0.62 tot 0.90 toeneemt (0.35 = 0.385 m of m = 0.90). De boven opgegevene formules (26) tot en met (29) komen mij daarom, als met de werkelijkheid meer in overeenstemming zijnde, voor het gebruik meer aanbevelenswaardig voor.

(*) Zelfs heb ik voor sluizen wel zien toepassen de formule $Q = 0{,}57\ b\,H\sqrt{2g\,H}$ die een nog veel grooteren afvoer geeft, dan formule (31).

Van het boven medegedeelde over overlaten kan, voor een gemakkelijk overzicht, het volgende resumeé worden gegeven. De zeer gebruikelijke formule van DUBUAT:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1\sqrt{2g}\left\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right\} + \mu_2 b a\sqrt{2g(h+k)}$$

geeft met de coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.57$ en $\mu_2 = 0.62$,

waarvan veelal wordt gebruik gemaakt, voor den afvoer van een onvolkomen overlaat in dunnen wand zeer slechte uitkomsten. Indien a klein is, is de, door die formule bepaalde, waarde van Q ongeveer 30 tot 40 % grooter dan die, welke door BAZIN, op grond van zijn waarnemingen wordt opgegeven.

Wordt evenwel gebruik gemaakt van de coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.42$ en $\mu_2 = 0.62$, welke ik in den laatsten tijd nog al eens heb zien toepassen, dan geeft de formule van DUBUAT alleen voor zeer kleine waarden van a ten naastenbij goede uitkomsten, maar voor grootere waarden van a, steeds te kleine waarden voor Q. Voor zeer groote waarden van a kan de uitkomst tot ± 45 % te klein worden gevonden, ingevolge de proefnemingen van BAZIN.

Worden daarentegen de, door prof HEIJNE opgegevene, coefficienten $\frac{2}{3}\mu_1 = 0.42$ en $\mu_2 = 0.62 + 0.38\frac{a}{t}$ gebruikt, dan geeft de formule van DUBUAT uitkomsten, die hoogstens 10 à 12% afwijken van de door BAZIN opgegevene waarden van Q.

De formule van DUBUAT is dus eigenlijk met de coefficienten 0,57 en 0,62 of met 0.42 en 0.62 niet bruikbaar en die formule zou alleen voor een ruwe benadering kunnen toegepast worden, indien gebruik gemaakt wordt van de, door prof. HEIJNE opgegevene, coefficienten. Zijn echter nauwkeuriger waarden van Q gewenscht, dan dient gebruik gemaakt te worden van de door BAZIN opgegevene formules, en wel, voor volkomen overlaten, van de formule (8), waarbij de coefficient m bepaald wordt met behulp van de boven opgegevene tabel of met behulp van de formule (11); en voor onvolkomen overlaten, van dezelfde formules (8) en (11), maar waarbij de uitkomst nog moet vermenigvuldigd worden met de, met behulp van de formule (15) te berekenen, getallenwaarden.

Dit alles geldt voor overlaten in dunnen wand, waarbij de lucht vrijen toegang heeft onder het overstorde water. Is dit niet het geval, dan is de Q meestal iets grooter, maar hoogstens 20%. Voor overlaten met scherpe kruin en hellende vóór- en achtervlakken kunnen benaderd ook dezelfde formules (8), (11) en (15) worden toegepast. Voor schotbalk-overlaten en overlaten met hellende vóór- en achtervlakken en een zekere kruinsbreedte kan nog benaderd van diezelfde formules gebruik gemaakt worden, zoolang de hoogte H van het ongedaalde bovenwater boven de kruin niet kleiner is dan tweemaal de kruinsbreedte.(*) Is H evenwel kleiner, dan moet de uitkomst, door de formules (8) en (11) verkregen, nog vermenigvuldigd worden met de, door middel van formule (20) te bepalen getallenwaarden. Ook zou echter, voor de laatste soort overlaten, in dit geval kunnen gebruik gemaakt worden van de, voor den overlaat met breede kruin geldende, formule (31).

Het bovenstaande geldt alleen voor overlaten, waarbij geen zijdelingsche contractie plaats heeft, of voor zeer lange overlaten, waarbij de invloed der zijdelingsche contractie kan verwaarloosd worden. Voor kortere overlaten, met zijdelingsche contractie, moeten de, door middel van bovengenoemde formules gevonden, waarden van Q nog met de, uit de formule (21) te bepalen breuk, vermenigvuldigd worden.

Ook indien de breedte B van het kanaal grooter is dan de lengte b van den overlaat moeten de, door de bovenopgegevene, formules bepaalde, waarden van Q nog vermenigvuldigd worden met:

$$\frac{1 + 0.55\left(\frac{b\,H}{B(H+p)}\right)^2}{1 + 0.55\left(\frac{H}{H+p}\right)^2}$$

eene grootheid, die steeds kleiner dan de eenheid is. Alleen indien in plaats van de formules (8) en (11) van de formule (18) is gebruik gemaakt moet de laatstgenoemde correctie niet plaats hebben.

Batavia Maart 1905.

F. H. VAN KOOTEN.

(*) Voor de overlaten met hellende vóór- en achtervlakken zijn door BAZIN geen empirische formules, en overeenstemming met de door hem verrichte waarnemingen, opgegeven. Voor een praktisch gebruik kan echter de boven opgegevene regel voldoende nauwkeurig worden geacht.

BEPALING VAN DE LENGTE VAN OVERLATEN, TER VOORKOMING VAN HET OVERLOOPEN VAN RESERVOIRS

(Hierbij behoort plaat 6).

Bij reservoirs, waarin voor irrigatie of andere doeleinden water wordt opgezameld, wordt behalve het normale peil, waartoe getracht wordt het reservoir zooveel mogelijk gevuld te houden, ook nog een hoogste peil aangenomen, waarboven, in verband met de hoogte van afsluitdijken of muren, het water in het reservoir nimmer mag rijzen. Om nu te voorkomen, dat, bij grooten aanvoer van water uit het stroomgebied, hetwelk op het reservoir afwatert, het water niet boven het hoogste peil zal stijgen, wordt gewoonlijk bij het reservoir een overlaat aangebracht, waarvan de kruin gelijk met of lager dan de normale waterspiegel ligt. In het eerste geval behoeft de overlaat niet afgesloten te worden en is zij zelfwerkend; in het tweede geval moet de overlaat afgesloten en op tijd weder geopend worden.

Voor de bepaling van de lengte van zulk een overlaat wordt gewoonlijk maar uitgegaan van een bepaalde hoeveelheid water, die per seconde op het reservoir kan toegevoerd worden, en de lengte van den overlaat wordt dan zoodanig bepaald, dat deze, eveneens per seconde, die hoeveelheid bij den hoogsten waterstand kan afvoeren. Het is duidelijk, dat de bepaling op deze wijze van de overlaatlengte zeer willekeurig is, terwijl het gemakkelijk is in te zien, dat die lengte groot of klein moet zijn, al naarmate de oppervlakte van het reservoir klein of groot is ten opzichte van die van het stroomgebied. Op de volgende wijze kan dat nader worden aangetoond. Is I de inhoud van het gedeelte van het reservoir, dat begrepen is tusschen het normale en hoogste peil en het water in het reservoir staat bij den eersten stand, dan zullen, indien I klein is ten opzichte van de oppervlakte F van het stroomgebied, dat op het reservoir afwatert, reeds kortstondige regens een voldoende hoeveelheid water kunnen aanvoeren om de ruimte I te vullen. Dergelijke kortstondige regens hebben echter een groote intensiteit, zoodat de overlaat ook veel per seconde zal moeten kunnen afvoeren en dus een groote lengte zal moeten hebben. Is daarentegen I groot ten opzichte van F dan zijn kortstondige regens niet voldoende om de ruimte I te vullen. We moeten dan de langdurige regens in aanmerking nemen, die een grootere hoeveelheid water kunnen aanvoeren en dus in staat zijn het reservoir tot aan het hoogste peil te vullen. Deze langdurige regens zijn, echter van geringe intensiteit en de overlaat, behoeft dan slechts veel minder per seconde te kunnen afvoeren, en kan dus van veel geringere lengte zijn. Hieruit blijkt dus dat het niet onverschillig is, hoe groot de lengte van den overlaat in elk gegeven geval wordt genomen.

In het volgende zal daarom worden aangegeven, hoe voor elk gegeven reservoir en stroomgebied de minimum lengte van den overlaat kan bepaald worden, opdat voor geen enkelen regen het water in het reservoir boven het hoogste peil kan stijgen, indien bij het begin van den regen de waterspiegel op normaal peil staat. Daarbij zal dan ook van een bepaald verband moeten worden uitgegaan, tusschen den regenduur T en de hoeveelheid regen Q, die in dien tijd valt op de eenheid van oppervlakte van het stroomgebied, dat op het reservoir afwatert. Ook zal het op de lengte van den overlaat van invloed zijn hoe de verdeeling van de hoeveelheid regen Q over den tijd T plaats heeft. We zullen eerst aannemen. dat die verdeeling regelmatig is, dus, dat in elke eenheid van tijd een constante hoeveelheid $\frac{Q}{T}$ valt. De geheele hoeveelheid regen, die op het reservoir terecht komt zal dan zijn:

$$\propto FQ$$

en we nemen aan, dat dit in den zelfden tijd T geschiedt, waarin de regen is gevallen en dat per eenheid van tijd ook een constante hoeveelheid

$$q = \frac{\propto FQ}{T} = \propto F\frac{Q}{T} \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

op het reservoir wordt aangevoerd, waarin $\propto$ een zekere coefficient is kleiner dan de eenheid, die aanwijst welk gedeelte van den gevallen regen tot afvoer komt.

Verder zal worden aangenomen, dat het oppervlak van het reservoir tusschen normaal en hoogste peil constant is. Indien dus I de bergruimte en H het hoogteverschil is tusschen genoemde peilen dan wordt de constante oppervlakte voorgesteld door.

$$O = \frac{I}{H} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Later zal dan worden nagegaan wat de invloed is op de lengte van den overlaat, indien die oppervlakte, zooals gewoonlijk het geval is, niet constant is.

De afvoer A van den overlaat, indien de waterspiegel op eene hoogte h boven den kruin is gelegen, zal worden voorgesteld door.

$$A = m\,l\,h\sqrt{2\,g\,h} = p\,l\,h^{3/2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

De coefficient m wordt, al naar den vorm van den overlaat, gewoonlijk gesteld op 0.35 tot 0.42. In het vervolg zal de eerste waarde voor dien coefficient worden aangenomen. De grootheid p is dan gelijk 1,55. Bij een andere waarde voor den coefficient m kan gemakkelijk later de correctie in het resultaat worden aangebracht.

Er moet nu de betrekking gezocht worden, die er bestaat tusschen de hoogte h, die het water in het reservoir boven de overlaatkruin is gestegen en den tijd t, gerekend van af het begin van den aanvoer. De hoeveel-

heid water die op dat oogenblik de stijging dh veroorzaakt, is gelijk aan het verschil van den aan- en afvoer gedurende den tijd dt of

$$O dh = (q - p l h^{3/2})\, dt \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Wordt hierin:

$$\frac{p l h^{3/2}}{q} = x^3 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

en dus

$$dh = 2 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{p l}\right)^2} \times dx$$

gesteld, dan gaat bovenstaande vergelijking over in:

$$dt = \frac{2 O}{\sqrt[3]{p^2 l^2 q}} \times \frac{x\, dx.}{1 - x^3}$$

De laatste factor kan gesplitst worden in:

$$\left(\frac{1}{3(1-x)} + \frac{1+2x}{6(1+x+x^2)} - \frac{1}{2(1+x+x^2)}\right) dx$$

Zoodat de bovenstaande differentiaalvergelijking, na integratie, overgaat in:

$$t = \frac{2 O}{\sqrt[3]{p^2 l^2 q}} \left\{ -\frac{1}{3} \log (1-x) + \frac{1}{6} \log (1 + x + x^2) \right.$$

$$\left. - \frac{1}{\sqrt{3}} \text{Bg tg} \frac{2x+1}{\sqrt{3}} + C \right\} \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Er zal nu in de eerste plaats beschouwd worden een overlaat, waarvan de kruin gelijk ligt met den normalen waterspiegel in het reservoir, dat is met den waterspiegel, die gerekend wordt steeds bij het begin van den aanvoer aanwezig te zijn. In dit geval is h = o voor t = o en dan is dus ook x = o, zoodat voor de constante van integratie, na substitutie in vergelijking (6) van deze waarden, wordt gevonden:

$$C = \frac{1}{\sqrt{3}} \text{Bg tg} \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Wordt deze waarde van C en de waarde van x uit (5) in vergelijking (6) gesubstitueerd, dan geeft deze vergelijking de betrekking aan, die elk oogenblik bestaat tusschen den tijd t, den aanvoer per seconde q, de lengte l van den overlaat, en de hoogte h van den waterspiegel in het reservoir boven de kruin van den overlaat. Worden dus drie dezer grootheden gegeven, dan kan de vierde grootheid met behulp van (6) worden gevonden.

Bijvoorbeeld, worden l en q gegeven, den kan op elk oogenblik t, de hoogte h van den waterspiegel worden gevonden. De lengte l van den overlaat kan echter ook als een onbekende worden beschouwd, en we kunnen met behulp van vergelijking (6) de l dan zoodanig bepalen, dat bij een gegeven aanvoer per seconde q, op het einde van den regen, dat is voor t = T de waterspiegel juist tot de hoogte h = H boven de overlaatkruin is gestegen. Gaan we nu van een bepaald verband uit tusschen den regenduur T en de in dien tijd gevallen hoeveelheid water Q op de eenheid van het stroomgebied F, dan is met behulp van vergelijking (1) ook het verband bekend tusschen den regenduur T en den aanvoer q per eenheid van tijd op het reservoir. Wordt nu in vergelijking (6) de waarde van x uit (5) en voor t en q achtereenvolgens gesubstitueerd de bij elkaar behoorende waarden T_1 en q_1; T_2 en q_2 enz en voor h telkens H, dan kunnen door herhaalde oplossing van die vergelijkingen de bijbehoorende overlaat-lengten l_1, l_2 enz. gevonden worden, die aan den overlaat moeten worden gegeven, om te veroorzaken, dat het water in het reservoir op het einde van de beschouwde regens, juist tot aan het hoogste peil stijgt. Neemt men nu van al die gevonden lengten de grootste, dan is dit de minimum- lengte, die aan den overlaat kan worden gegeven, opdat voor geen enkelen regen de waterstand boven het hoogste peil kan stijgen. De herhaalde oplossing van l uit vergelijking [6] is echter een zeer tijdroovend werk, daar het alleen door successieve benadering kan geschieden. Daarom zal een andere wijze van oplossing worden aangegeven, die veel gemakkelijker tot het resultaat voert.

Daatoe worden beide leden van de vergelijking (6) met $\frac{q}{Oh}$ vermenigvuldigd, en de waarde van l uit (5) opgelost, in den eersten factor van het 2de lid van vergelijking (6) gesubstitueerd. Vervangt men vervolgens de neperiaansche logarithmen door gewone en substitueert men daarna $x^3 = z$, dan gaat vergelijking (6) over in:

$$\frac{q t}{Oh} = \frac{2}{\sqrt[3]{z^2}} \left\{ -0{,}7675 \log \left(1 - \sqrt[3]{z}\right) + \right.$$

$$0{,}38375 \log \left(1 + \sqrt[3]{z} + \sqrt[3]{z^2}\right) -$$

$$\left. \frac{1}{\sqrt{3}} \text{Bg tg} \frac{2\sqrt[3]{z}+1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{\sqrt{3}} \text{Bg tg} \frac{1}{\sqrt{3}} \right\} \quad . \quad . \quad (7)$$

Het eerste lid dezer vergelijking stelt voor de verhouding van den totalen aanvoer in t seconden, tot de in dien zelfden tijd in het reservoir geborgen hoeveelheid water O h. Het tweede lid der vergelijking is uitsluitend afhankelijk van z, dat is, van de verhouding van den afvoer van den overlaat tot den aanvoer op het reservoir per seconde, na t seconden. We kunnen de vergelijkingen (7) en (5) ook schrijven onder den vorm:

$$\frac{q t}{Oh} = f(z) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

$$\frac{p l h^{3/2}}{q} = z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

Tusschen de verhoudingen, voorkomende in (8) en (9), bestaat dus steeds een vast verband. Dit verband kunnen we aangeven, door met behulp van vergelijking (7) voor verschillende waarden van z de f(z) te berekenen. In den hieronderstaanden staat is het resultaat dier berekening opgegeven.

z	f (z)	z	f (z)	z	f (z)
1	∞	0.75	1.645	0.45	1.256
0.99	3.588	0.70	1.553	0.40	1.217
0.95	2.566	0.65	1.470	0.35	1.181
0.90	2.156	0.60	1.405	0.30	1.145
0.85	1.924	0.55	1.349	0.20	1.090
0.80	1.764	0.50	1.300	0	1.000

Uit deze cijfers blijkt, dat f (z) alleen een eindige waarde heeft indien z kleiner dan 1 is, of met andere woorden, dat de afvoer van den overlaat steeds kleiner is dan den aanvoer op het reservoir per seconde. Verder is voor z=0, f(z)=1, hetgeen wil zeggen, dat, indien de geheele aanvoer q t juist gelijk is aan de waterberging O h, geen overlaat noodig is.

Met behulp van deze tabel en de vergelijkingen (8) en (9) kunnen nu alle voorkomende vraagstukken gemakkelijk worden opgelost. Bij voorbeeld, bij een gegeven overlaatlengte l en een gegeven aanvoer q. per seconde, kan de tijd t bepaald worden, waarna de waterspiegel tot h boven de overlaatkruin is gestegen. Daartoe heeft men slechts in (9) voor l, q en h de waarden te substitueeren, waardoor z gevonden wordt.

De bovenstaande tabel geeft dan de bijbehoorende waarde van f (z), waarna met behulp van (8), t kan worden opgelost. Op deze wijze is de lijn van de hoogte h van den waterspiegel in fig (2) geconstrueerd voor 't geval l = 219 M, q = 397,5 M^3, O = 1 k M^2 is. Op dit geval komen we straks terug.

We kunnen met behulp van de bovenstaande tabel en de formules (8) en (9) nu ook gemakkelijk het vraagstuk oplossen, dat ons hier meer speciaal bezighoudt. Daar de hoogte h = H dan steeds betrekking op het einde van den regen heeft, dat is voor t = T, moeten we deze waarden dan in (8) en (9) voor t en h substitueeren. Worden dan in die vergelijkingen tevens de waarden van q en O uit vergelijking (1) en (2) gesubstitueerd, dan gaan de vergelijkingen (8) en (9) over in de volgende:

$$\frac{\alpha F Q}{l} = f(z) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

$$\frac{p l H^{3/2}}{\alpha F \frac{Q}{T}} = z \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

De laatste vergelijking kunnen we ook schrijven onder den vorm:

$$l = \frac{\alpha F \frac{Q}{T} z}{p H^{3/2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

Uitgaande nu van de regens T_1, Q_1; T_2, Q_2 enz. substitueeren we de waarde van Q in vergelijking (10) waardoor f (z) gevonden wordt daar α, F en I gegevens zijn. Uit de tabel wordt de, bij f (z) behoorende, waarde van z gevonden en deze en de waarde van $\frac{Q}{T}$ in (12) gesubstitueerd, doet de waarde van l vinden. En van de zoo gevonden waarden voor l_1, l_2 enz. wordt de grootste genomen.

We zullen nu deze methode op een bepaald geval toepassen en daarbij uitgaan van het verband tusschen den regenduur T en de hoeveelheid gevallen regen Q per eenheid van stroomgebied, zooals dat is opgegeven door den hoofdingenieur MELCHIOR op plaat 7 van de aflevering 1895—96 van dit tijdschrift. Ook daar is uitgegaan van een gelijkmatige verdeeling van den regenval over den tijdsduur T, zoodat de daar genoemde grootheid q gelijk is aan $\frac{Q}{T}$. Op die plaat 7 is verder T in uren uitgedrukt en q in M^3 en per kM^2 stroomgebied. In onze formule (7) en in de daaruit afgeleide tabel is echter q en $\frac{Q}{T}$ per vierkante meter en t in seconden uitgedrukt. Om dus die tabel in overeenstemming te brengen met de eenheden van plaat 7 dier aflevering, moeten de cijfers voor f (z) met 10^6 vermenigvuldigd en door 3600 gedeeld of wat hetzelfde is met rond 278 vermenigvuldigd worden. Wordt deze vermenigvuldiging uitgevoerd en tevens nog eenige waarden voor f (z) geinterpoleerd, dan gaat de voorgaande tabel over in de volgende:

z	f (z)	z	f (z)	z	f (z)	z	f (z)
1	∞	0.75	457	0.53	369	0.31	320
0.99	997	0.74	451	0.52	366	0.30	318
0.95	713	0.73	446	0.51	363	0.29	316
0.94	684	0.72	441	0.50	361	0.28	315
0.93	659	0.71	436	0.49	358	0.27	313
0.92	636	0.70	431	0.48	356	0.26	312
0.91	616	0.69	426	0.47	353	0.25	310
0.90	599	0.68	421	0.46	351	0.24	309
0.89	583	0.67	416	0.45	348	0.23	307
0.88	569	0.66	412	0.44	346	0.22	306
0.87	556	0.65	408	0.43	344	0.21	304
0.86	545	0.64	404	0.42	342	0.20	303
0.85	534	0.63	400	0.41	340	0.18	300
0.84	524	0.62	396	0.40	338	0.16	298
0.83	515	0.61	393	0.39	336	0.14	295
0.82	506	0.60	390	0.38	334	0.12	293
0.81	498	0.59	387	0.37	332	0.10	290
0.80	490	0.58	384	0.36	330	0.08	288
0.79	483	0.57	381	0.35	328	0.06	285
0.78	476	0.56	378	0.34	326	0.04	283
0.77	469	0.55	375	0.33	324	0.02	280
0.76	463	0.54	372	0.32	322	0	278

Er zal nu worden uitgegaan van een stroomgebied van F = 50 K M² en α zal gelijk worden gesteld aan 0.60. De hoogte H van het hoogste peil boven het normale of den kruin van den overlaat zal 1 meter worden genomen. Verder zal worden uitgegaan achtereenvolgens van een waterberging van

$$I = O\,H = 1\ K\,M^2 \times 1\ M = 1$$
$$= 3\ \ \times 1\ \ = 3$$
$$= 4{,}3\ \ \times 1\ \ = 4{,}3$$

Het is nu niet noodig telkens l volgens formule (11) uit te rekenen, daar het slechts te doen is om de grootste waarde van l. Uit formule (11) volgt:

$$\text{max. } l = \frac{\alpha F}{pH^{3/2}} \text{ max. } \frac{Q}{T} z \ldots . \quad (13)$$

We hebben dus slechts max. $\frac{Q}{T}$ z te bepalen en met behulp van verlijking (13) max. l te berekenen. De berekening van de noodige overlaatlengte l wordt nu als volgt in een staat vereenigd, waarbij de $\frac{Q}{T}$ uit plaat 7 van de aflevering 1895-96 van dit tijdschrift wordt afgeleid:

F = 50 K M², α = 0.60, H = 1 M.

O KM²	I=OH	$\frac{\alpha F}{I}$	T uur.	$\frac{Q}{T}$ M³	Q M³	$\frac{\alpha F}{I} Q = f(z)$	z	$z\frac{Q}{T}$	max l = $\frac{\alpha F}{pH^{3/2}} \times$ max z $\frac{Q}{T}$
			¾	16.85	12.64	379	0.56	9.4	
			1	14.85	14.85	446	0.73	10.8	
			1¼	13 70	17.1	513	0.82⁸	11.3	
1	1	30	1½	12.80	19.2	576	0.88⁵	11.3	219 M
			1¾	12.00	21.0	630	0.92	11.0	
			2	11.40	22.8	684	0.94	10.7	
			4	8.40	33.6	336	0.39	3.3	
			5	7.40	37.0	370	0.53	3.9	
3	3	10	6	6.55	39.3	393	0.61	4.0	77 M
			7	5.85	41.0	410	0.65⁵	3.8	
			8	5.30	42.4	424	0 68⁵	3.6	
			10	4.45	44.5	312	0.26	1.16	
			13	3.90	46.8	332	0.35	1.36	
			14	3.45	48.3	338	0.40	1.38	
4.3	4.3	7	16	3.30	49 6	347	0.44⁵	1.38	27 M
			18	2.80	50.4	353	0.47	1.32	
			20	2.55	51.0	357	0.48⁵	1.24	

Uit dezen staat blijkt, dat de noodige overlaatlengte l in sterke mate toeneemt met afname der waterberging I; verder, dat voor $I = \frac{\alpha F}{30}$ de meest ongunstige regenduur 1¼ à 1½ uur is en voor $I = \frac{\alpha F}{7}$ die duur reeds tot 14 à 16 uur is toegenomen. Er blijkt vervolgens uit, dat, indien het verband tusschen den regenduur T en de hoeveelheid gevallen regen per vierkante eenheid stroomgebied maar een zoodanige is, dat de Q met de T toeneemt, maar in minder sterke mate dan de toename van de T zelf, of met andere woorden, indien de Q-lijn op T als abscissen een zoodanige is, dat deze de holle zijde naar de abcissenas keert, dan zal met toename der T de z toenemen en de $\frac{Q}{T}$ afnemen en zal voor het product z.$\frac{Q}{T}$ een maximum gevonden worden.

Laat men nu de verhouding $\frac{\alpha F}{I}$ geleidelijk veranderen van 50 à 60 tot 5 à 6, dan verandert de ongunstigste regen bij de verschillende stroomgebieden

geleidelijk van een duur van $^1/_2$ uur tot een duur van 48 uur. Berekent men nu voor al die gevallen de maximum z $\frac{Q}{T}$ en zet deze na deeling door p = 1.55 als ordinaat uit op $\frac{\alpha F}{I}$ als abscis, dan verkrijgt men de verschillende kromme lijnen, welke op de hier achterstaande plaat 6 in fig. 1 zijn aangegeven voor een stroomgebied van 0, 10, 20, 50 en 100 K. M.^{2} De ordinaten geven dan tevens aan de overlaatlengten, die per K. M.^{2} stroomgebied en voor α = 1 en H = 1 M noodig zijn. Bij voorkomende gevallen zal deze lengte dus nog vermenigvuldigd moeten worden met

$$\frac{\alpha F}{H^{3/2}}$$

Wordt als voorbeeld genomen een reservoir, waarvoor F = 18 K. M^2., O = 1.25 K. M^2., H = 0.90 M en α = 0.75 is dan is

$$\frac{\alpha F}{I} = \frac{0.75 \times 18}{1,25 \times 0,9} = 12$$

Bij een abscis 12 en voor F = 18 K. M^2. wordt met behulp van de bedoelde kromme lijnen in fig. 1 een ordinaat van 4.9 gevonden. De noodige overlaatlengte l moet dus zijn:

$$l = \frac{0.75 \times 18}{0.90^{3/2}} \times 4.9 = 77 \text{ M.}$$

Indien de regenval geen 200 m.M. is, waarvan bij de samenstelling der kromme lijnen op plaat 7 van de aflevering 1895—96 werd uitgegaan en waarop dus ook onze kromme lijnen in fig. 1 berusten, maar r m.M. is, dan moeten de waarden voor Q alle met $\frac{r}{200}$ vermenigvuldigd worden. Men kan dan toch van de kromme lijnen in fig. 1 blijven gebruik maken indien nu slechts als abscis wordt genomen.

$$\frac{\alpha F}{I} \times \frac{r}{200}$$

Men verkrijgt dan de juiste waarde voor f (z) en dus ook voor z. Max. z $\frac{Q}{T}$ is dan echter nog te groot wegens te groote $\frac{Q}{T}$, zoodat de noodige overlaatlengte wordt verkregen door de max. z. $\frac{Q}{T}$ of de ordinaat uit de kromme lijnen van fig. (1) nog met $\frac{r}{200}$ te vermenigvuldigen.

Indien verder voor den overlaat, die wordt aangebracht, een andere coefficient m dan 0.35 moet worden toegepast dan moet ook de lengte uit de krommelijnen van fig 1 gevonden, nog met $\frac{m}{0.35}$ overmenigvuldigd worden. Ook kan in plaats van de oppervlakte F van het stroomgebied zelf, die van den omgeschrevenen ellips n F worden gebruikt, zooals dat in de verhandeling, voorkomende in de aflevering 1895—96 van dit tijdschrift is uiteengezet. De algemeene regel voor de bepaling der overlaatlengte uit de kromme lijnen in fig 1 van plaat 6 wordt dan de volgende. Zoek de lengte y van de ordinaat behoorende bij de abscis

$$x = \frac{\alpha F}{OH} \times \frac{r}{200} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

en de kromme n F, dan is de gezochte overlaatlengte

$$l = y \times \frac{\alpha F}{H^{3/2}} \times \frac{r}{200} \times \frac{0,35}{m} \quad . \quad . \quad . \quad (15).$$

In het straks behandelde voorbeeld, waarbij F = 18 K.M^2, O = 1.25 K.M^2, H = 0.90 M en α = 0.75 werd genomen en waarvoor l = 77 M werd gevonden, zou, indien bovendien n = 3 m = 0.42 en r = 150 m.M wordt gesteld, volgens bovengenoemde formules worden gevonden x = 9, waarvoor bij n F = 3 × 18 = 54 K.M^2 een ordinaat van y = 2 behoort en dus een overlaatlengte van:

$$l = 2 \times \frac{0.75 \times 18}{0.90^{3/2}} \times \frac{150}{200} \times \frac{0.35}{0.42} = 20 \text{ M.}$$

De overlaatlengte is nu slechts ongeveer een vierde van die, welke straks gevonden werd. De vermindering is voornamelijk veroorzaakt door den geringeren regenval, tengevolge waarvan in max z $\frac{Q}{T}$ zoowel de z als de $\frac{Q}{T}$ kleiner is geworden.

In het voorgaande is een gelijkmatige verdeeling van den geheelen aanvoer op het reservoir α F Q over den tijd T verondersteld of met andere woorden een constanten aanvoer per seconde van α F $\frac{Q}{T}$. We zullen nu nagaan wat den invloed op de overlaatlengte is, indien de verdeeling van den totalen aanvoer α F Q niet gelijkmatig is. Boven werd reeds aangegeven, hoe met behulp der formules (8) en (9) en de tabel van f (z) op elk oogenblik t de hoogte h van den waterspiegel in het reservoir boven den overlaatkruin kan bepaald worden. In fig (2) is de lijn der h op t als abscissen geconstrueerd voor het geval dat reeds boven werd beschouwd en waarvoor F = 50 KM, α = 0.60, I = 1 KM^2 × 1 M = 1, H = 1 M en l = 219 M is. Voor T = $1^3/_8$ uur bereikt het water dan de hoogte van H = 1 M boven de overlaatkruin. Uit de vergelijkingen (3) en (4) volgt dat voor t = o en h = o

$$\frac{dh}{dt} = \frac{q}{O} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

$$\frac{dA}{dt} = \frac{3}{2} p l h^{1/2} \frac{q}{O} \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

Hieruit volgt, dat de h kromme in den oorsprong een raaklijn heeft van bepaalde helling, maar de A kromme (afvoerkromme van den overlaat) aan de abscissenas raakt. Al naarmate dus de aanvoer q in den aanvang grooter of kleiner is zal de h kromme in den oorsprong O een grootere helling hebben en zal de waterspiegel en dus ook de afvoer van den overlaat sneller stijgen. Gaan we nu over van een zeer sterken aanvoer tot een zeer geringen aanvoer in het begin, maar waarbij de totale aanvoer α F Q steeds dezelfde blijft, dan zullen de verschillende afvoerkrommen OA'B' tot OA'' B'' een beloop moeten hebben als in figuur 3 is aangegeven, omdat de inhoud van de, door de afvoerkromme, de abscissenas en de eindordinaat, ingesloten figuur bij alle kromme lijnen O A B dezelfde moet zijn. Deze inhoud stelt voor den totalen afvoer van den overlaat, en deze laatste is voor al de beschouwde gevallen gelijk, omdat zij het verschil is van den constanten totalen aanvoer α F Q en de constante hoeveelheid water I = O H, die in het meer is geborgen, want op het einde van den duur T moet het water weder tot H boven de overlaatkruin gestegen zijn. De daarvoor noodige overlaatlengtes verhouden zich dus in de verschillende gevallen als de eindordinaten C B, die den afvoer voorstellen op het eind van den regen, waarbij de hoogte H dezelfde is. Uit het voorgaande blijkt dus, dat de overlaatlengte des te kleiner kan zijn, naarmate de regen of aanvoer op het reservoir in het begin sterker is, en afneemt naar het einde van den tijd T; bij zeer geringen aanvoer in het begin, en sterk toenemende op het einde van T is de lengte van den overlaat het grootst.

Een constanten aanvoer op het reservoir, waarbij de afvoer-kromme door O A B is voorgesteld, is derhalve noch de gunstigste noch de ongunstigste veronderstelling omtrent de verdeeling van den totalen aanvoer α F Q over den tijd T. Deze aanname zal dus het doelmatigste zijn, om als maatstaf te dienen voor de bepaling van de lengte van den overlaat, zooals boven is geschied.

De meest gunstige verdeeling verkrijgt men, indien de aanvoer plaats heeft zooals in figuur 4 is voorgesteld. In 't algemeen wordt, zooals in figuur 3, de inhoud O D E C, die gelijk is aan den totalen aanvoer α F Q door de afvoerkromme O A B in twee deelen verdeeld, waarvan het bovenste gedeelte O D E B de in het reservoir tusschen normaal en hoogste peil geborgen hoeveelheid water voorstelt en het onderste gedeelte O A B C de door den overlaat in den tijd T afgevoerde hoeveelheid. In figuur 4 is de aanvoerlijn voorgesteld door D E A B. In een zeer korten tijd t_1 = DE. wordt zooveel water op het reservoir toegevoerd, dat de waterspiegel daarin stijgt tot H. boven de overlaatkruin. Daarna neemt de aanvoer plotseling af, tot deze gelijk wordt aan den afvoer van den overlaat bij genoemde hoogte. Van dat oogenblik af blijft de waterspiegel steeds op dezelfde hoogte tot het einde van den tijd T toe en de aanvoerlijn D E A B en de afvoerlijn O A B vallen voor dat gedeelte samen. Wordt de tijd t_1, waarin de groote hoeveelheid water op het reservoir wordt toegevoerd, kleiner en kleiner genomen, dan nadert de afvoerlijn meer en meer tot de horizontale lijn A^1 B. en de totale afvoer van den overlaat tot

$$T \times \text{pl. } H^{3/2} = \alpha \text{ F Q} - \text{I.}$$

Zoodat de lengte l van den overlaat bij deze verdeeling van den aanvoer zal moeten zijn.

$$l = \frac{\alpha \text{ F Q} - \text{I}}{\text{T p. } H^{3/2}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (18).$$

Passen we dat toe op het voorbeeld, dat in de bovenstaande lijst voorkomt en waarvoor F = 50 KM², α = 0.60, H = 1 M, Q = 39,3 M³, I = 3.10^6 M³ en T = 6 uur is, dan vindt men volgens laatstgenoemde formule l = 37 M. Hieruit volgt, dat de overlaatlengte, die bij een gelijkmatige verdeeling van den geheelen aanvoer van 30 × 39,3 = 1179 M³ over 6 uren, zooals gevonden is 77 M moet zijn, door verplaatsing van den aanvoer naar het begin van den tijd T, uiterlijk tot 37 M. kan verminderd worden.

Omgekeerd zou door verplaatsing van den aanvoer naar het einde van den tijd T, de overlaatlengte grooter moeten zijn dan 77 M.

Dat de oppervlakte O van het reservoir niet constant is, zooals is aangenomen, maar in werkelijkheid bij den normalen waterspiegel kleiner dan $\frac{\text{I}}{\text{H}}$ en bij den hoogsten waterstand grooter dan $\frac{\text{I}}{\text{H}}$ zal zijn heeft tot invloed, dat het water in het reservoir in het begin van den tijd T iets sneller en op het eind iets langzamer zal stijgen, dan is verondersteld, en dus de overlaatslengte iets geringer zal kunnen zijn dan door de aanname van een constante O is gevonden.

Nu zal overgegaan worden tot het bepalen van de noodige lengte van den overlaat, indien de kruin daarvan lager ligt dan den normalen waterspiegel in het reservoir, en de overlaat, bij geen aanvoer van water, afgesloten is. Aangenomen wordt, dat de kruin op een diepte H_1 beneden den normalen waterspiegel is gelegen en dat de hoogste waterstand in het reservoir op een hoogte H boven de kruin is gelegen. Noemt men dan weder h de veranderlijke hoogte van den waterspiegel boven de kruin dan geldt weder de formule (6) van boven.

Ter bepaling van de constante van integratie moet nu voor t = o, h = H_1 gesubsttiueerd worden. Dit doende en de daarvoor ontstane vergelijking aftrekkende van de oorspronkelijke, verkrijgt men (daarin de constante C latende staan):

$$t = \frac{2\,O}{\sqrt[3]{p^2 l^2 q}}\ \varphi\,(x^3) - \frac{2\,O}{\sqrt[3]{p^2 l^2 q}}\ \varphi\,(x_1{}^3) \quad \ldots \quad (19)$$

waarin

$$x^3 = \frac{p\,l\,h^{3/2}}{q} \quad \text{en} \quad x_1{}^3 = \frac{p\,l\,H_1{}^{3/2}}{q}$$

is. Wordt nu

$$z = x^3 \text{ en } z_1 = x_1{}^3$$

gesteld dan is:

$$\frac{2\,O}{\sqrt[3]{p^2 l^2 q}} = \frac{O\,h}{q} \times \frac{1}{\sqrt[3]{z^2}} = \frac{O\,H_1}{q} \times \frac{1}{\sqrt[3]{z_1{}^2}}$$

Dit gesubstitueerd in vergelijking (19) gaat deze over in:

$$t = \frac{O\,h}{q}\,\frac{1}{\sqrt[3]{z^2}}\,\varphi(z) - \frac{O\,H_1}{q}\,\frac{1}{\sqrt[3]{z_1^{\,2}}}\,\varphi(z) =$$

$$= \frac{O\,h}{q}\,f(z) - \frac{O\,H_1}{q}\,f(z_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

waarin f (z) dezelfde functie is, welke gediend heeft om de bovenstaande tabel te bepalen. Daar

$$z_1 = z\left(\frac{H_1}{h}\right)^{3/2}$$

is kan de bovenstaande vergelijking (20) ook geschreven worden onder den vorm

$$\frac{q\,t}{O\,(h - H_1)} = \frac{1}{1 - \frac{H_1}{h}}\left\{ f(z) - \frac{H_1}{h}\,f\left[z\left(\frac{H_1}{h}\right)^{3/2}\right]\right\}$$

$$= F\left(z, \frac{H_1}{h}\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

Voor $H_1 = o$ gaat deze vergelijking, zooals het behoort, over in de vergelijking (8). Er blijkt dus hieruit, dat de verhouding van den geheelen aanvoer q t gedurende den tijd t tot de hoeveelheid water O (h — H_1), die tot op dat oogenblik in het reservoir is geborgen, niet, zooals bij den straks beschouwden overlaat, alleen een functie is van de verhouding z, maar deze nu een functie is van z en $\frac{H_1}{h}$. Daar we echter bij de bepaling van de overlaatlengte slechts te beschouwen hebben het laatste oogenblik van den tijd T, zoo gaat de voorgaande betrekking voor t = T en h = H over in:

$$\frac{q\,T}{O\,(H - H_1)} = \frac{1}{1 - \frac{H_1}{H}}\left\{ f(z) - \frac{H_1}{H}\,f\left[z\left(\frac{H_1}{H}\right)^{3/2}\right]\right\}$$

$$= F\left(z, \frac{H_1}{H}\right) \quad . \quad . \quad (21)$$

In dit geval is dus de bedoelde verhouding een functie van z en $\frac{H}{H_1}$. We kunnen dus voor verschillende waarden van $\frac{H}{H_1}$ de waarde van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ berekenen, met behulp van de boven opgegevene tabel voor f (z). Met een voorbeeld zal dat worden aangegeven. Nemen we aan $\frac{H_1}{H} = 0.6$, en zoeken we de waarde van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor z = 0.8. Voor deze waarde van z wordt in de boven opgegevene tabel voor f (z) gevonden

$$f(z) = 490.$$

en voor $z = 0.6^{3/2} \times 0.8 = 0{,}4644 \times 0.8 = 0.37$ wordt gevonden

$$f\left[\left(\frac{H_1}{H}\right)^{3/2} z\right] = 332$$

zoodat.

$$F\left(z, \frac{H_1}{H}\right) = \frac{1}{1 - 0.6}\,(490 - 0{,}6 \times 332) = 727.$$

wordt.

Dezelfde berekening kan uitgevoerd worden voor z = 0.99, 0.95, 0.90, 0·85 enz. tot aan o. We verkrijgen dan de verschillende waarden van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor $\frac{H_1}{H} = 0{,}6$. Eveneens kan voor $\frac{H_1}{H} = 0.2$, 0.4 enz. de grootte van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ bepaald worden. In de volgende tabel zijn al deze waarden van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ opgegeven.

z.	$F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor $\frac{H_1}{H}$ gelijk							
	0	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
1	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
0.99	997	1174	1455	1666	1965	2427	3240	5200
0.95	713	819	982	1102	1262	1497	1880	2648
0.90	599	677	793	876	985	1137	1380	1769
0.85	534	596	687	750	830	940	1100	1344
0.80	490	541	615	664	727	810	925	1143
0.70	431	467	518	552	592	643	710	800
0.60	390	416	453	476	502	533	575	628
0.50	361	380	407	424	442	463	485	520
0.40	338	352	370	382	395	409	425	443
0.30	318	327	338	346	352	360	370	380
0.20	303	309	316	321	325	329	334	340
0.10	290	292	295	297	299	301	303	305
0	278	278	278	278	278	278	278	278

Daar $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor $H_1 = o$ overgaat in f(z) zijn de cijfers en de 2de kolom dezelfde als die, welke boven reeds zijn opgegeven in de tabel van f(z). Voor $z = 1$ is, zooals blijkt, $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor alle waarden van $\frac{H_1}{H}$ gelijk oneindig groot. Ingevolge vergelijking (21) is in dit geval ook $T = \infty$. In woorden wel dit dus zeggen, dat voor een aanvoer, die oneindig lang duurt, de afvoer van den overlaat eerst op het einde gelijk kan worden aan den aanvoer per seconde. Verder blijkt dat voor $z = o$, $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ voor alle waarden van $\frac{H_1}{H}$ gelijk 278 of gelijk $1 \times \frac{10^6}{3600}$ is. Dit wil ingevolge vergelijking (21) in woorden zeggen, dat indien de geheele aanvoer qT op het reservoir juist gelijk is aan de hoeveelheid water, die tusschen het normale en hoogste peil in het reservoir kan worden geborgen, $z = o$ dus ook $l = o$ is en dus geen overlaat noodig is.

In figuur (5), op de achterstaande plaat, zijn de waarden van $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ uit de bovenstaande tabel als abscissen uitgezet, en op deze als ordinaten de bijbehoorende waarden van z. De kromme lijnen, die daardoor zijn verkregen, kunnen nu dienen om voor elke waarde van $\frac{H_1}{H}$ en $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ de bijbehoorende waarde van z te bepalen.

Hierdoor is men weder in staat de lengte van den overlaat, voor een willekeurige waarde van H_1 en H te vinden, opdat voor geen enkelen regen het water hooger stijge dan tot eene hoogte H boven de overlaatkruin, daar nu voor elken regen van den dnur T volgens de vergelijkingen (21) bij de verhouding

$$\frac{q\ T}{o\,(H - H_1)} = \frac{\alpha\ F\ Q}{o\,(H - H_1)} = F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$$

met behulp van de bovengenoemde kromme lijnen de z, en daarna het maximum van de verschillende $z\ \frac{Q}{T}$ kan worden gevonden, waaruit de overlaat-lengte kan worden bepaald. Als voorbeeld nemen we weder het reeds meermalen behandelde geval, waarbij $F = 50\ KM^2$, $\alpha = 0.60$ en $O = 3\ KM^2$ is gesteld. We nemen nu een overlaat aan, waarvan de kruin 3 M beneden den normalen waterspiegel ligt, zoodat dan $H_1 = 3$ M, $H = 4$ M wordt en dus $\frac{H_1}{H} = 0.75$. De waarden van z moeten dus gezocht worden halverwege tusschen de krommen in fig. (5) waarbij 0.7 en 0.8 is geplaatst. De, bij elken regenduur T, behoorende $\frac{Q}{T}$, worden weder ontnomen aan de plaat 7 van de aflevering 1895—96. We verkrijgen nu den volgenden berekeningsstaat:

$F = 50\ KM^2$, $O = 3\ KM^2$, $\alpha = 0.60$, $H = 4$ M, $H_1 = 3$ M,

$$a = \frac{\alpha\ F}{O\ (H - H_1)} = 10,\ l = \frac{\alpha\ F}{pH^{3/2}}\ \max z\ \frac{Q}{T}$$

T	$\frac{Q}{T}$	Q	a Q	z	$z\ \frac{Q}{T}$	l
4 u.	8.40	33.6	336	0.20	1.68	
5 „	7.40	37.0	370	0.30	2.22	
6 „	6.55	39.3	393	0.35	2.29	5.54 M.
7 „	5.85	41.0	410	0.39	2.28	
8 „	5.30	42.3	423	0.41	2.17	

De lengte van den overlaat behoeft nu slecht 5.54 M te zijn, in plaats van 77 M, die boven voor de lengte van den vasten overlaat werd gevonden in hetzelfde geval. De nadeeligste regen is ook hier weder evenals bij den vasten overlaat, van den duur van 6 uur. De verhouding z, die aanduidt welk gedeelte de overlaat afvoert van den aanvoer per seconde, op het einde van den regen, is hier veel kleiner dan bij den vasten overlaat, zoodat de noodige lengte van den bewegelijken overlaat in veel sterkere mate vermindert dan in reden van $H^{3/2}$, dat is hier in reden van $1:4^{3/2}$ of in reden van 1:8. Nu is volgens den vorigen staat bij den vasten overlaat de z op het einde van den zes- urigen regen gelijk 0,61, terwijl de z volgens dezen staat op het einde van denzelfden regen 0,35 is De verhouding van de noodige lengtes bij beide overlaten is dus als $1:8 \times \frac{0,61}{0,35}$ = 1:14.

Er is bij het bovenstaande verondersteld, dat de bewegelijke overlaat, onmiddelijk bij het begin van den regen of het begin van den aanvoer geopend is; dat dus voor $t = o$, $h = H_1$ is. Dit zal meestal niet het geval zijn, ten eerste, omdat er tijd noodig is, voordat de overlaat geheel geopend is, maar ook, omdat met het openen dikwijls eerst zal begonnen worden, wanneer de aanvoer reeds eenigen tijd geduurd heeft. We zullen nu van de veronderstelling uitgaan, dat 1 uur na het begin van den aanvoer de, overlaat geheel geopend is. We kunnen nu bij elken regen van den duur T berekenen hoe hoog het water in het reservoir stijgt bij dichten overlaat in den tijd van één uur. Noem deze hoogte H_2. Wordt nu de t gerekend van af het oogenblik, dat de overlaat geopend is, dan is voor $t = o$ $h = H_1 + H_2$ en bij het einde van den regen $t = T - 1$. Verder is de verhouding, die bepaalt, van welke kromme lijn uit fig (5) moet worden gebruik gemaakt voor de bepaling van z, nu $\frac{H_1 + H_2}{H.}$, terwijl de waterberging in het resevoir na de opening van den overlaat nu is $O\ (H - H_1 - H_2)$. De H_2 wordt berekend uit de formule.

$$H_2 = \frac{\frac{Q}{T} \times 3600}{O}$$

Overigens is de berekening voor de bepaling van de overlaatlengte dezelfde als in het voorgaande. De berekeningstaat wordt nu als volgt:

$F = 50\ KM_2$ $O = 3\ KM_2$ $\alpha = 0.60$ $H = 4$ M. $H_1 = 3$ M.
opening van den overlaat 1 uur na het begin van den regen.

T	$\frac{Q}{T}$	H_2	$\frac{H_1 + H_2}{H}$	$\frac{\alpha F \frac{Q}{T}(T-1)}{O(H-H_1-H_2)}$	z	$z\frac{Q}{T}$	$l = \frac{\alpha F}{p H^{3/2}} \max z \frac{Q}{T}$
4 u	8.40	0.30	0.83	360	0.25	2.10	
5 „	7.40	0.26^5	0.82	403	0.35^5	2.63	
6 „	6.55	0.23^5	0.81	428	0.40^5	2.65	6.41 M.
7 „	5.85	0.21	0.80	444	0.44	2.57	
8 „	5.30	0.19	0.80	458	0.46	2.44	

De noodige overlaatlengte is dus nu 6.41 M, dat is ongeveer 1 meter langer, dan voor het geval, dat wordt aangenomen, dat de overlaat dadelijk geopend wordt. De nadeeligste regen heeft weder een duur van 6 uur.

Ook kan de tijd waarna de opening van den overlaat plaats heeft, nog langer gesteld worden bv. op 2 uren. De H_2 wordt dan grooter evenals de $\frac{H_1 - H_2}{H}$, terwijl $T - 1$ overgaat in $T - 2$. We hebben in dit geval de volgende berekening.

$F = 50\ KM^2$ $O = 3\ KM^2$ $\alpha = 0.60$ $H = 4$ M $H_1 = 3$ M.
opening van den overlaat 2 uren na het begin van den regen.

T	$\frac{Q}{T}$	H_2	$\frac{H_1 + H_2}{H}$	$\frac{\alpha F \frac{Q}{T}(T-2)}{O(H-H_1-H_2)}$	z	$z\frac{Q}{T}$	$l = \frac{\alpha F}{p H^{3/2}} \max z \frac{Q}{T}$
4 u	8.40	0.60	0.90	420	0.36	3.02	
5 „	7.40	0.53	0.88^5	472	0.44^5	3.29	7.96 M.
6 „	6 55	0.87	0.87	494	0.48	3.14	
7 „	5.85	0.42	0.85^5	505	0.50	2.92	
8 „	5.30	0.38	0.84^5	513	0.51^5	2.73	

De overlaatlengte wordt nu weder iets grooter gevonden, terwijl de nadeeligste regenduur tot 5 uur is afgenomen.

Het geval kan zich voordoen, dat aan het reservoir wel een vaste overlaat, waarvan de kruin gelijk met den normalen waterspiegel is gelegen, kan worden gemaakt maar slechts van een beperkte lengte, zoodat ook nog een bewegelijke overlaat, waarvan de kruin lager ligt, moet worden aangebracht. Het beste is dan, de lengte dezer overlaten te bepalen, alsof zij elk alleen zouden moeten worden aangebracht en dan van elk dezer een gedeelte te nemen. Zoo is gevonden, dat bij het bovengenoemde reservoir een vaste overlaat 77 M lang en een bewegelijke overlaat met een kruin, die 3 M beneden normaal peil ligt, en met opening, 1 uur na het begin van den regen, 6.41 M lang moet zijn. Aangenomen nu, dat slechts een vaste overlaat ter lengte van 30 M kan worden gemaakt, dan moet aan dezen nog toegevoegd worden een bewegelijke overlaat van $\left(1 - \frac{30}{77}\right) \times 6.41 = 4$ M lengte, waarvan de kruin 3 M beneden het normale peil ligt, en die één uur na het begin van den regen geopend wordt.

In het voorgaande is dus aangegeven, hoe bij een willekeurig verband tusschen regenduur T en hoeveelheid gevallen regen Q per vierkante eenheid van het stroomgebied met behulp van de $F\left(z, \frac{H_1}{H}\right)$ — lijnen in figuur (5) van achterstaande plaat, de lengte van een overlaat, waarvan de kruin op een hoogte H_1 beneden het normale peil in het reservoir ligt, kan worden bepaald, opdat voor geen enkelen regen het water hooger stijge dan tot H boven den kruin van den overlaat. Bovendien kan voor 't geval $H_1 = 0$ is en het verband tusschen T en Q is als op plaat 7 van de aflevering 1895—96 van dit tijdschrift is aangegeven, uit de kromme lijnen in figuur 1 van plaat 6 de noodige overlaatlengte per KM^2 stroomgebied en voor α en H gelijk 1 onmiddelijk worden afgelezen.

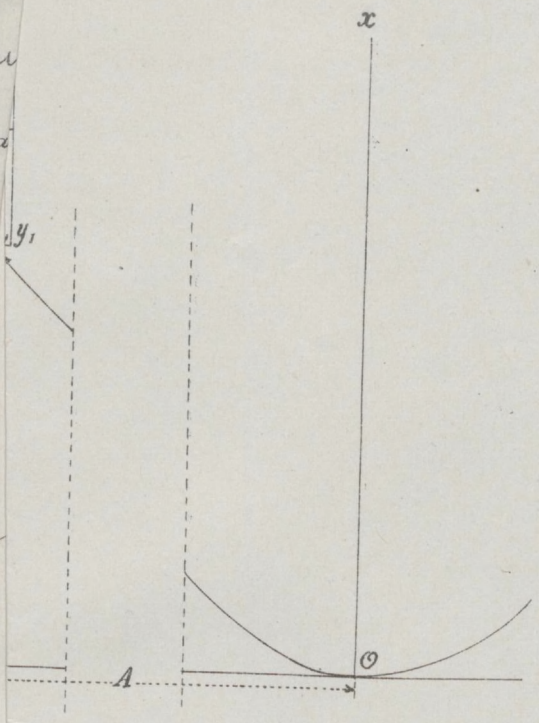
Batavia, Mei 1905. F. H. VAN KOOTEN.

Plaat 1.

etselde

Figuur 5.

Schaal 1:10.



Figu

Schaa

Figuur 7.

Schaal 1:50.

x

Behoort bij „Gemetselde goten in de Tjihea werken"

Figuur 1.

Schaal 1:10

Rechth. prof. $\phi = 6.00\ M^2$; $tg\,\alpha_1 = 0.0864$

$h^6 = tg\,\alpha_1\,(h + 0.5)$; $h = 0.682$

" " $\phi = 0.50\ M^2$; $tg\,\alpha_2 = 0.3072$

$(4h)^6 = tg\,\alpha_2\,(4h + 2.00)$; $h = 0.2465$

½ cirkelvorm. prof. $\phi = 6.00\ M^2$; $tg\,\alpha_3 = 0.14$

$z^6 = tg\,\alpha_3\,(z + 0.5)$; $z = 0.746$

" " " $\phi = 0.50\ M^2$; $tg\,\alpha_4 = 0.498$

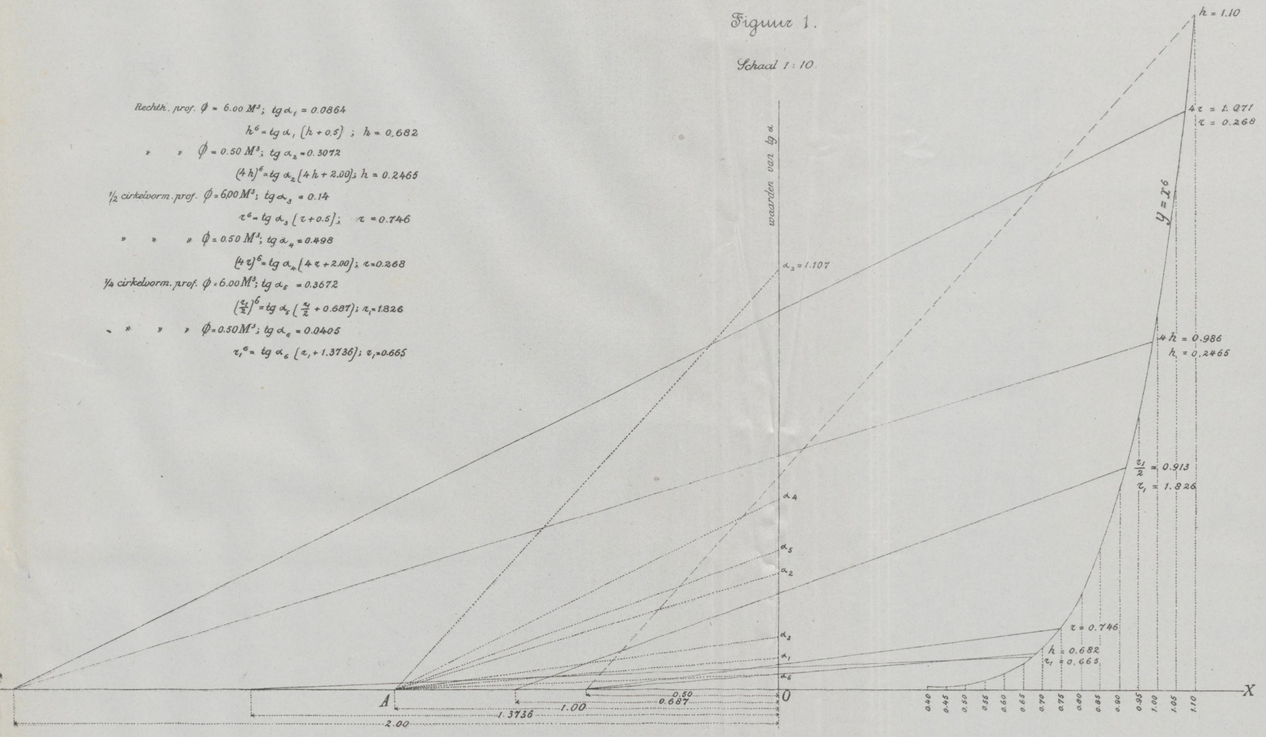
$(4z)^6 = tg\,\alpha_4\,(4z + 2.00)$; $z = 0.268$

¼ cirkelvorm. prof. $\phi = 6.00\ M^2$; $tg\,\alpha_5 = 0.3672$

$\left(\frac{z_1}{2}\right)^6 = tg\,\alpha_5\left(\frac{z_1}{2} + 0.687\right)$; $z_1 = 1.826$

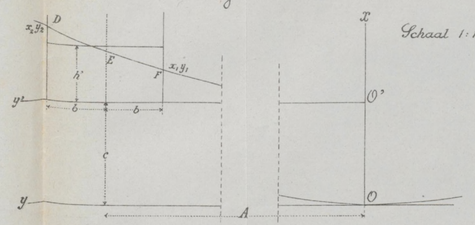
" " " " $\phi = 0.50\ M^2$; $tg\,\alpha_6 = 0.0405$

$z_1^6 = tg\,\alpha_6\,(z_1 + 1.3736)$; $z_1 = 0.665$



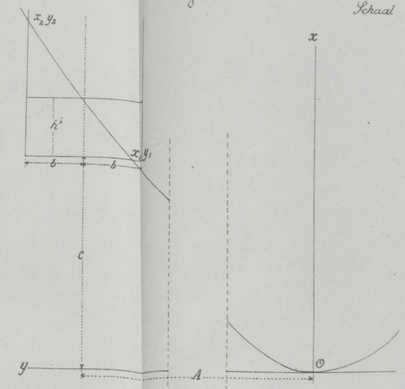
Figuur 4.

Schaal 1:10.



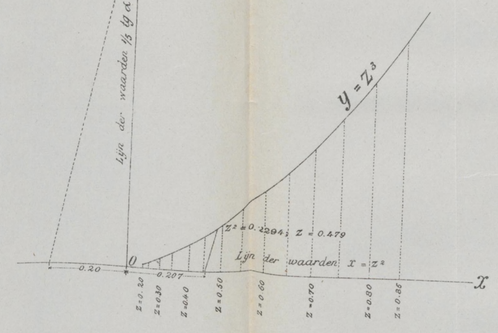
Figuur 5.

Schaal 1:10.



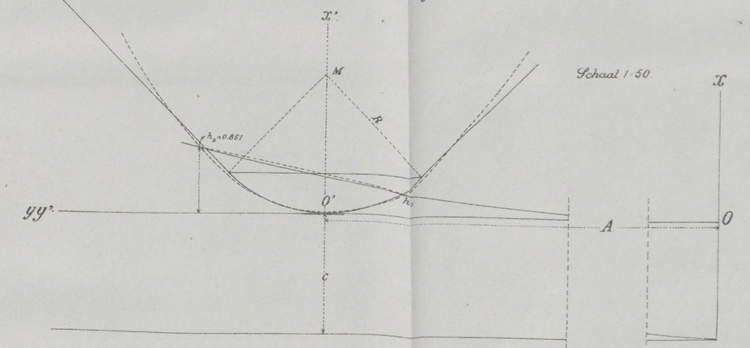
Figuur 6.

Schaal 1:10.

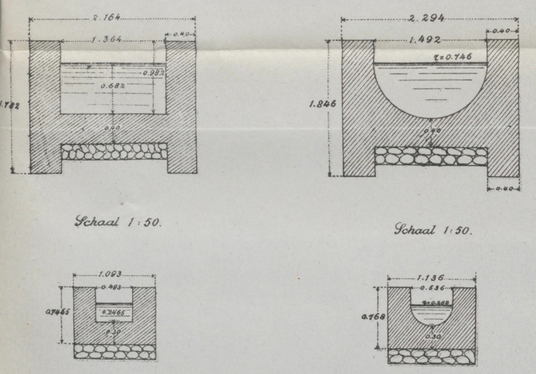


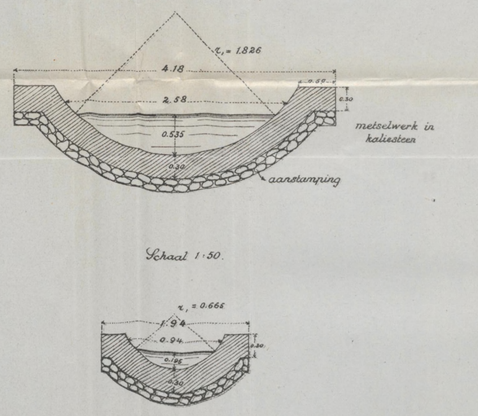
Figuur 7.

Schaal 1:50.



Schaal 1:50. Figuur 2.

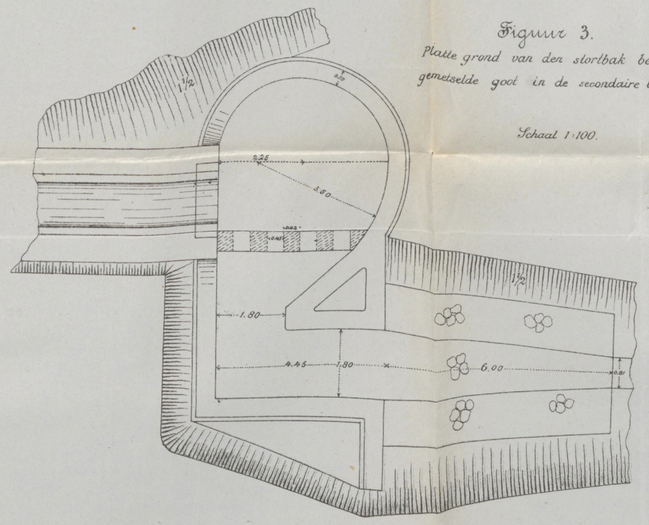




Figuur 3.

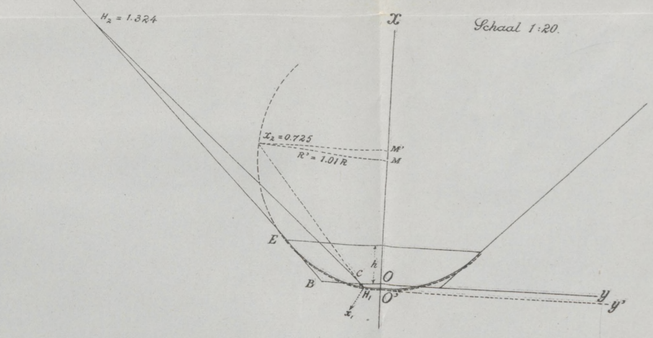
Platte grond van den stortbak beneden een gemetselde goot in de secondaire leidingen.

Schaal 1:100.



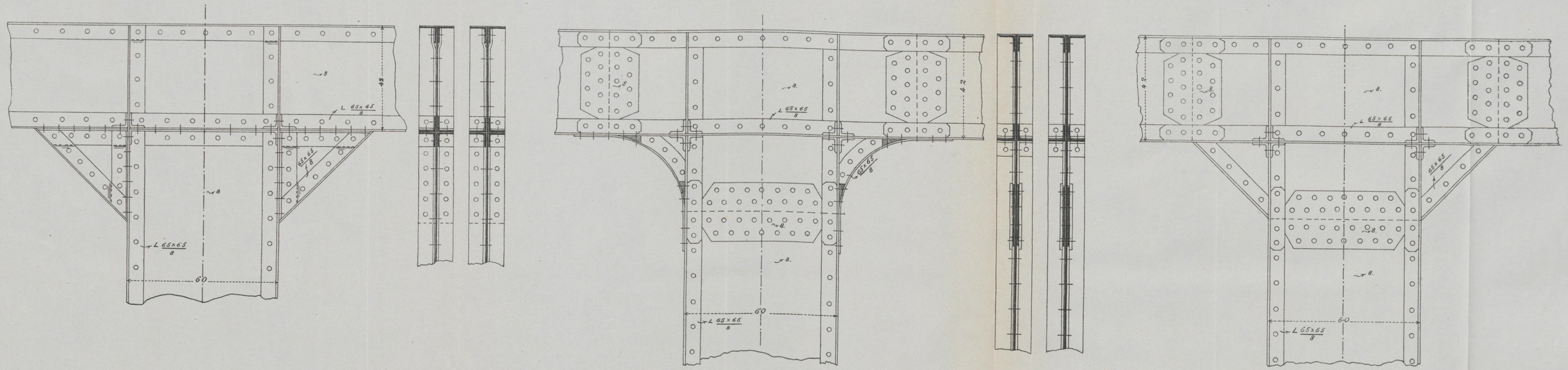
Figuur 8.

Schaal 1:20.



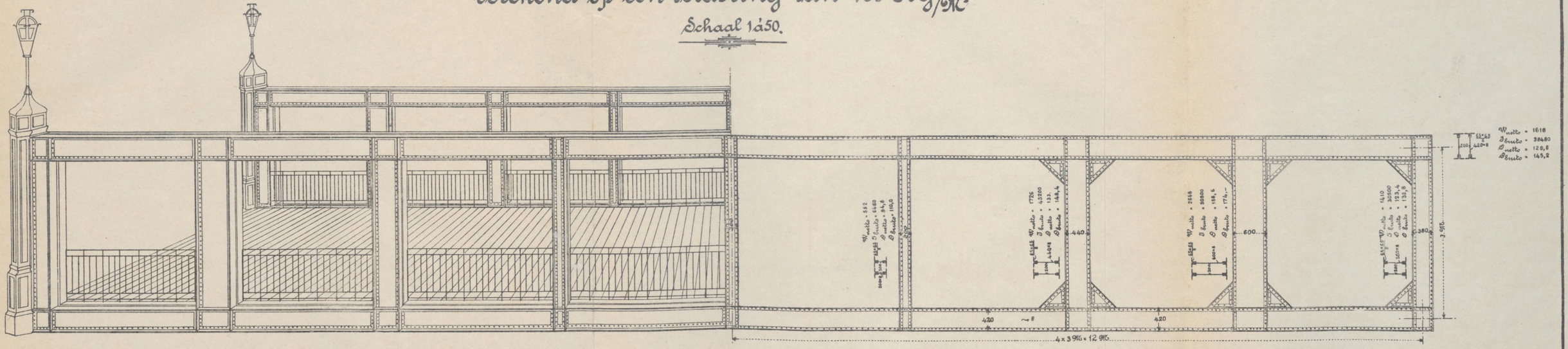
Mogelijke verbindingen der staven geconstrueerd tot het opnemen van momenten.

Schaal 1 à 10.

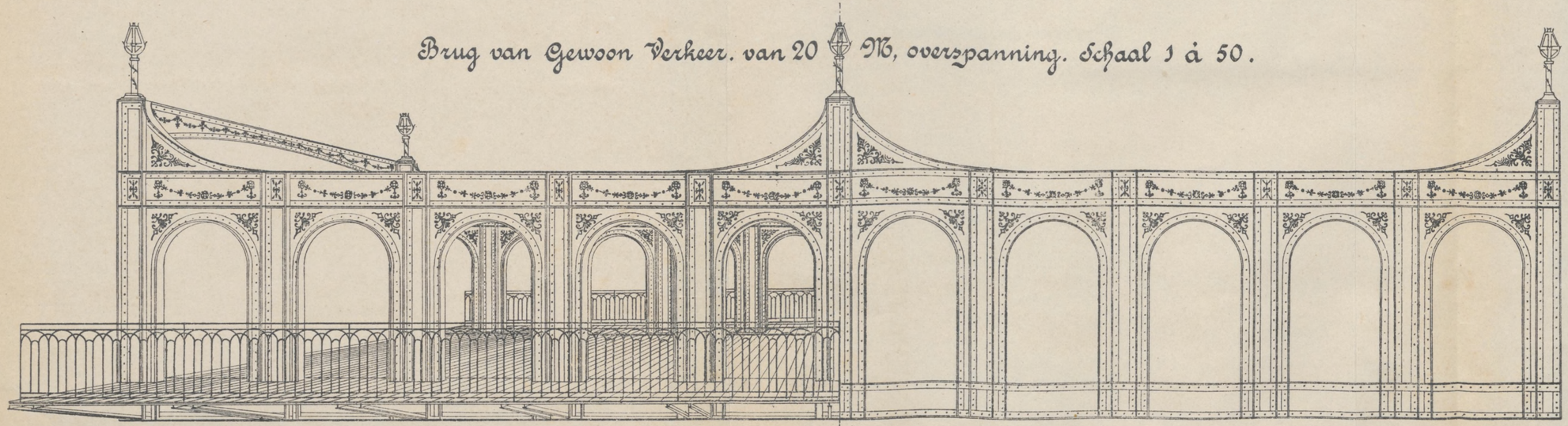


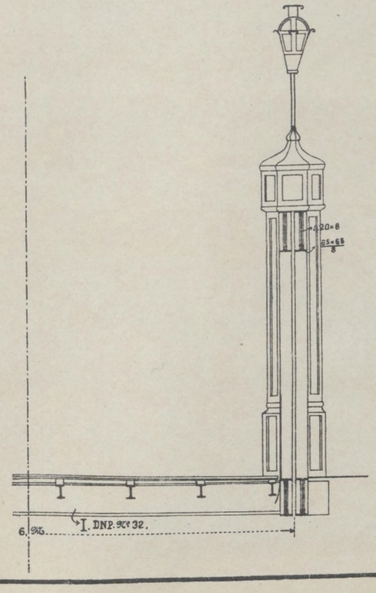
Brug van Gewoon Verkeer van 24 M. overspanning berekend op een belasting van 400 KG/M²

Schaal 1 á 50.



Brug van Gewoon Verkeer. van 20 M, overspanning. Schaal 1 á 50.





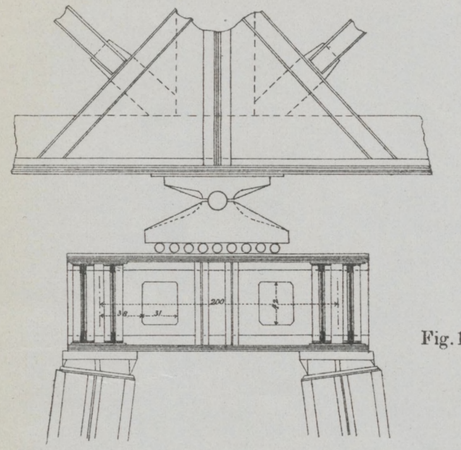


Fig.1.

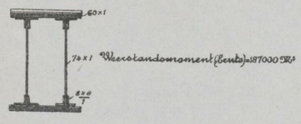


Fig.2.

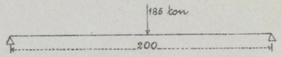


Fig.3.

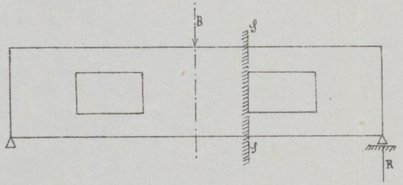


Fig.4.

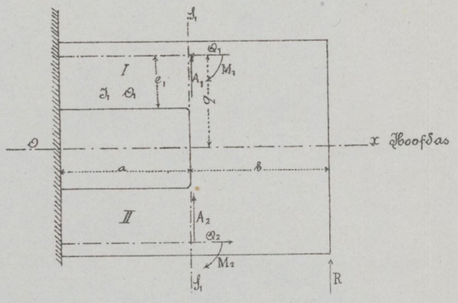


Fig.5.

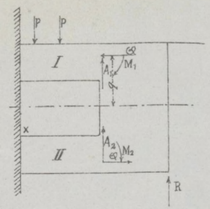


Fig.8.

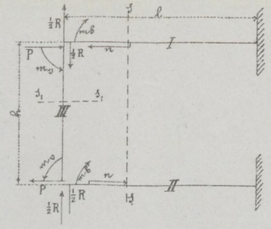


Fig.6.

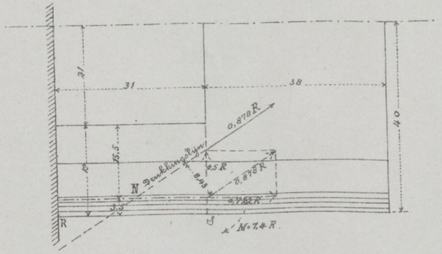


Fig.7.

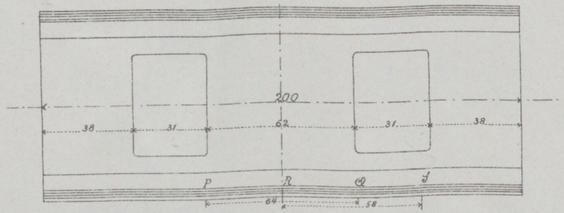


Fig.12.

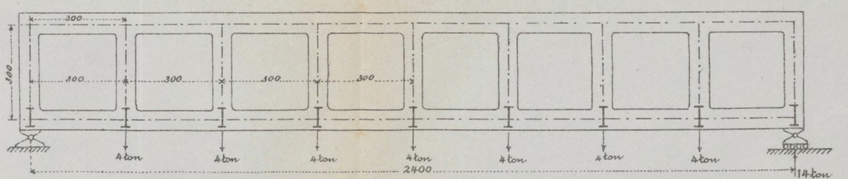


Fig.9.

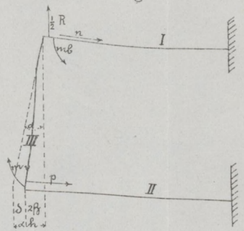


Fig.11.

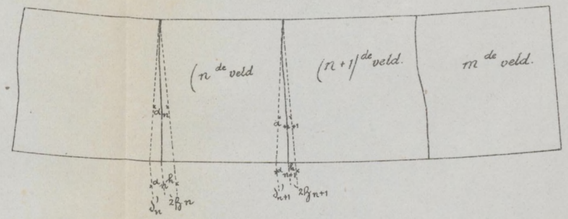


Fig.10.

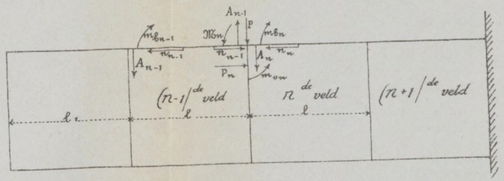


Fig. 1.

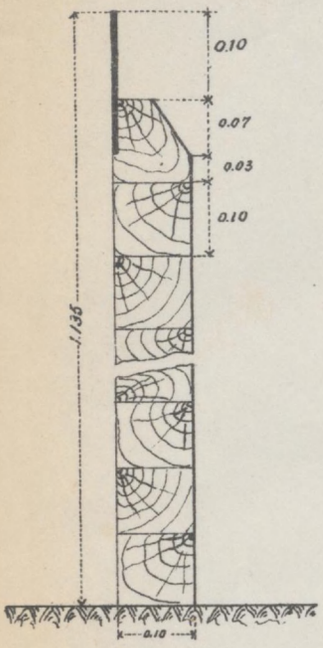


Fig. 2.

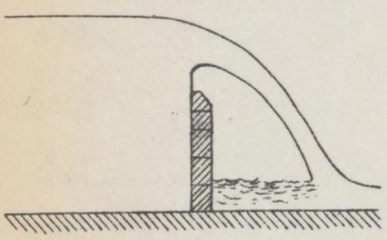


Fig. 3.

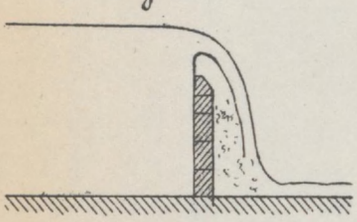


Fig. 4.

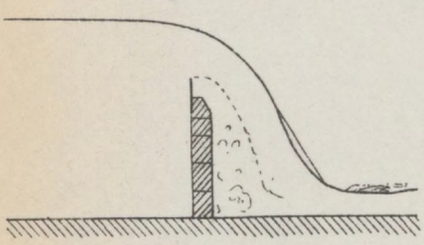


Fig. 5.

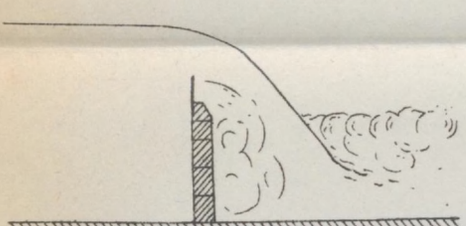


Fig. 6.

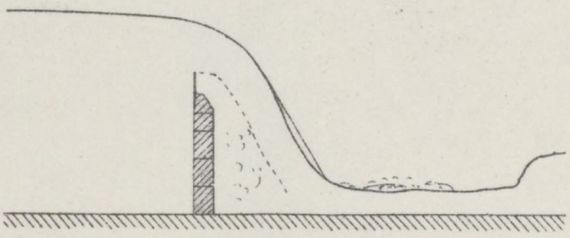


Fig. 7.

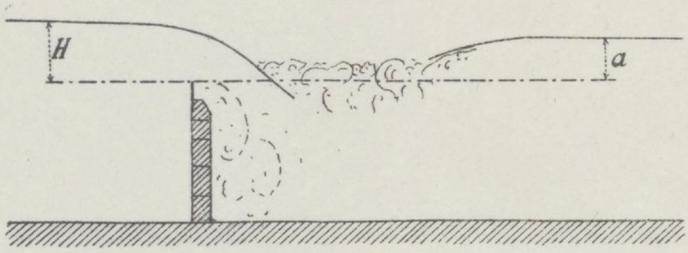


Fig. 8.

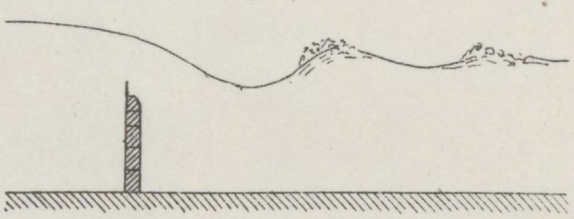


Fig. 9.

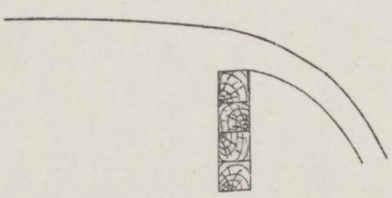


Fig. 10.

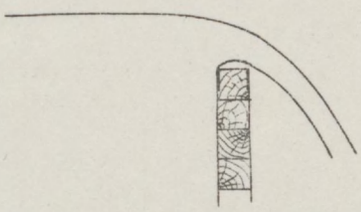


Fig. 11.

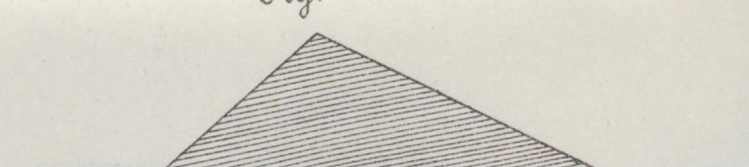


Fig. 12.

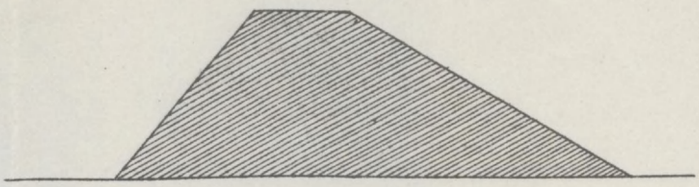


Fig. 13.

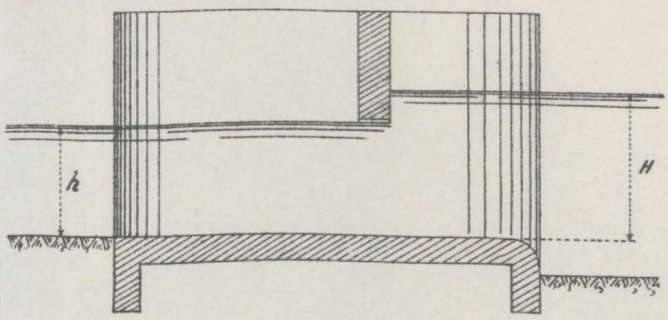


Fig. 14.

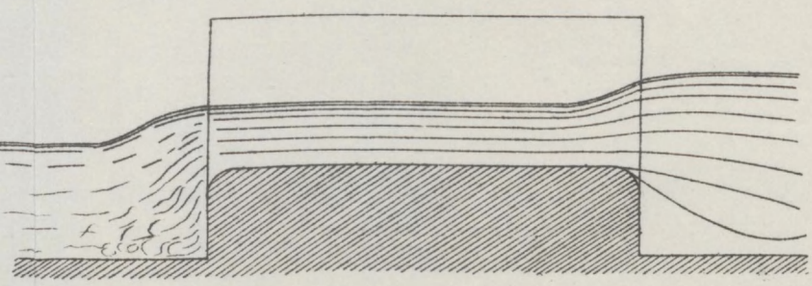


Fig. 15.

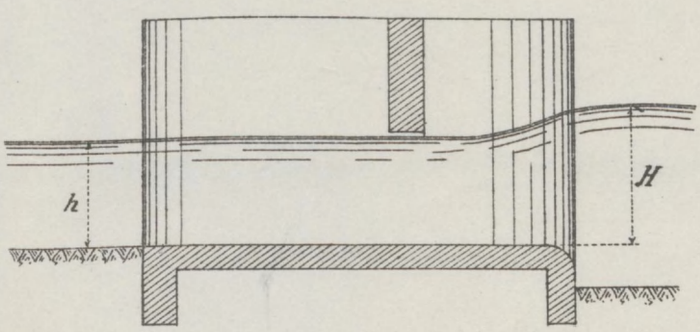


Fig. 16.

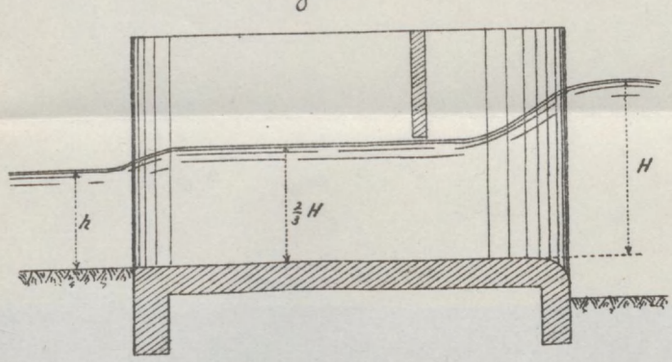


Fig. 17.

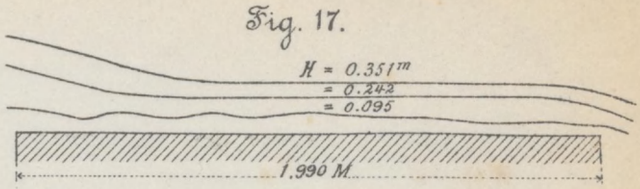


Fig. 18.

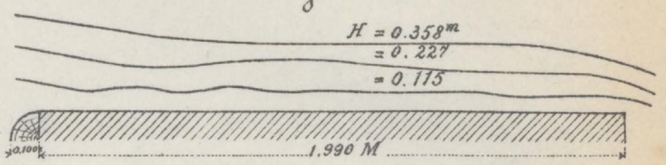


Fig. 19.

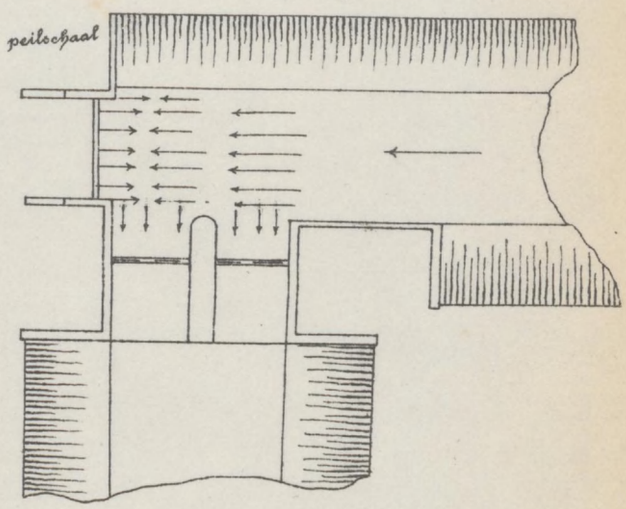


Fig. 20.

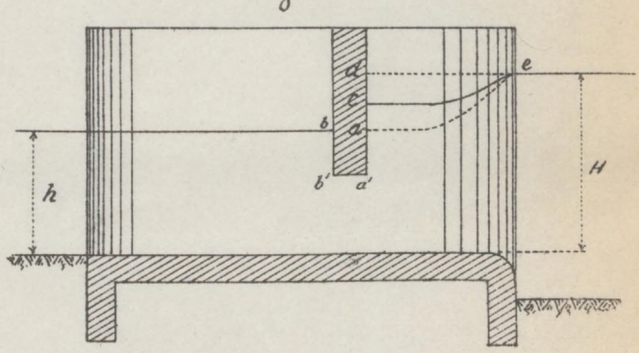


Fig. 21.

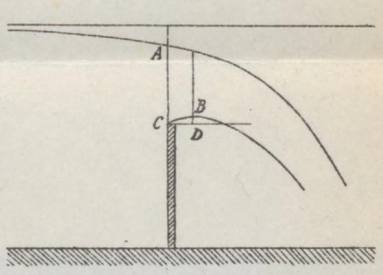


Fig. 1.

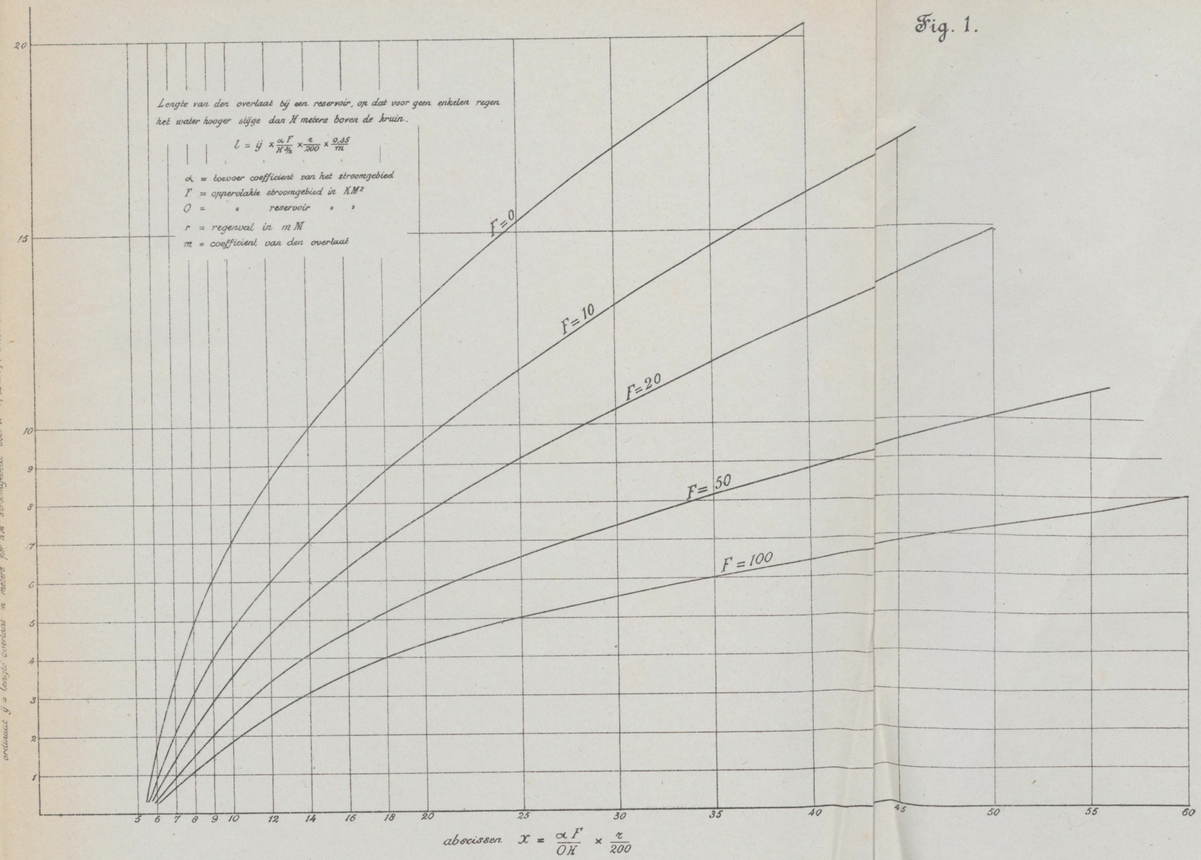


Fig. 2.

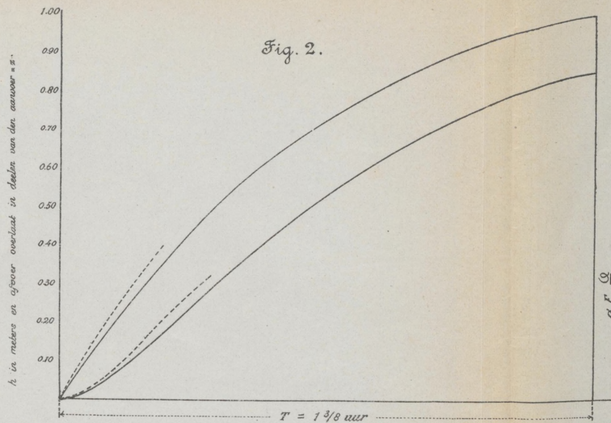


Fig. 3.

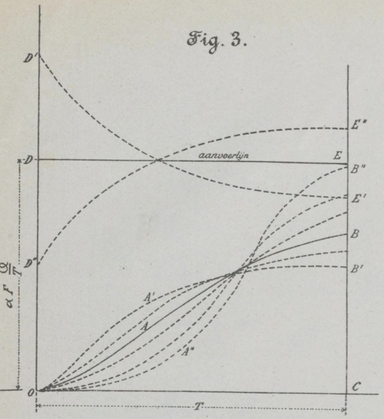


Fig. 4.

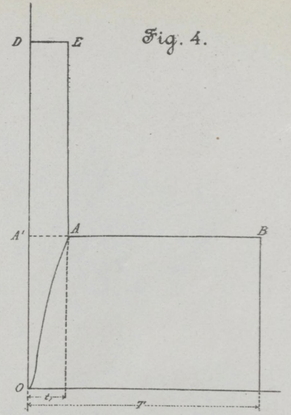
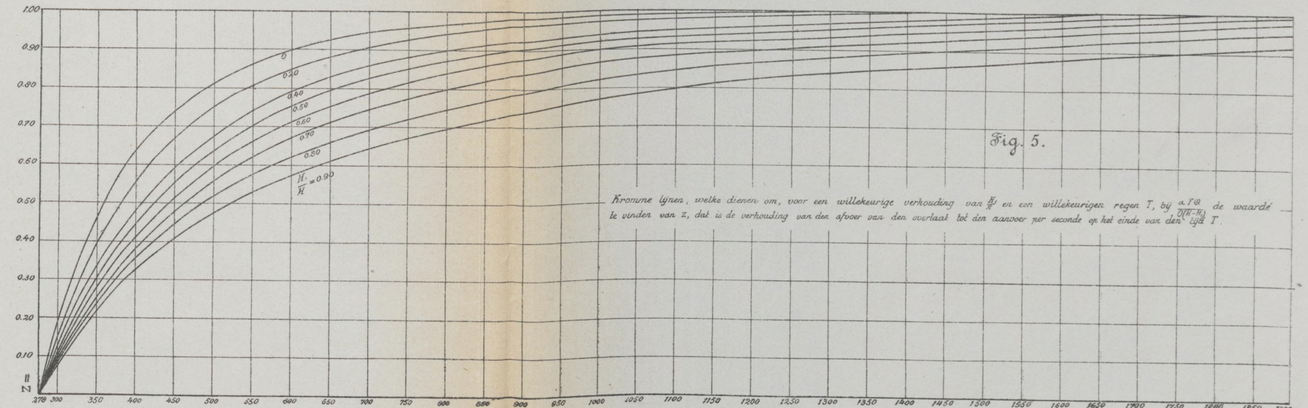



Fig. 5.