

DE INGENIEUR IN NEDERLANDSCH-INDIË

Orgaan der Groep Ned.-Indië van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs,

Maandblad gewijd aan de Techniek en Wetenschap in Ned.-Indië,

waarin opgenomen

De Waterstaats-Ingenieur, opgericht in 1913

en

De Mijnningenieur, opgericht in 1919.

Commissie van Toezicht:

jhr. ir. H. S. van Lennep,
ir. W. Holleman,
ir. F. M. Ch. Berkhout.

Commissie van Redactie:

Voorzitter: prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh;
Leden: ir. G. Meesters,
dr. ir. Tan Sin Hok.

Prijs per jaargang: f 20,—

Afzonderlijke nummers: f 2,—

Redactie-adres (zonder vermelding van persoonsnamen): Hoogeschoolweg 3, Bandoeng.

Adres voor administratie en abonnementen: Bragaweg 38, Bandoeng.

Adres voor advertenties: Firma G. Kolff & Co., Batavia-Centrum.

I. ALGEMEEN GEDEELTE.

INHOUD: Ter herdenking Ingr. A. E. Jurgensen West †. — Nieuwe inzichten inzake de werking en de constructie van wegdekken, door ir. P. L. E. Happé. — Eenige opmerkingen over de traagheidsellips van Culmann, door Vr. — *Berichten van allerlei aard*: Octrooien. — *Personalia*. — *Koninklijk Instituut van Ingenieurs*: Bestuursmededeelingen.

Ter herdenking Ingr. A. E. Jurgensen West †.

1887 — 1939

Adolf Emil Jurgensen West werd te Storeheddinge (Denemarken) geboren en trad 5 Mei 1913 als adspirant-ingenieur in dienst bij den Waterstaat en 's Lands Burgerlijke Openbare Werken. In 1915 volgde zijn benoeming tot ingenieur en 17 jaar later tot hoofd-ingenieur, hoofd van het Bruggenbureau van het Departement B.O.W., de tegenwoordige onderafdeeling Constructiebureau van het Departement van Verkeer en Waterstaat.

Zijn geheelen diensttijd heeft hij op het departement doorgebracht, waar zijn werk zich bijna uitsluitend heeft bewogen op het gebied van den bruggenbouw. Het begin van zijn loopbaan viel ongeveer samen met de periode, waarin tengevolge van de opkomst van het autoverkeer hier te lande zwaardere eischen dienden te worden gesteld aan de wegen en de bruggen, waardoor het noodig werd het ontwerp van veel voorkomende brugtypen te her-



zien. Naast den hieraan verbonden omvangrijken arbeid wijdde hij nog speciale aandacht aan de tot dien tijd hier te lande nog weinig toegepaste verstijfde hangbruggen. Twee zijner vroegste ontwerpen waren de verstijfde kabelbruggen nabij Pasirian in het regentschap Loemadjang. Deze werden gevolgd door vele andere, zoowel op Java als in de Buitengewesten, o.a. die over de Tjimandiri nabij de Wijnkoopsbaai. Zijn bekendste ontwerp is wel de hangbrug over de Kali Progo in de residentie Djokjakarta, waarvan de slanke lijnen in het oog vallen, wanneer men per trein deze

rivier passeerende den blik stroomafwaarts wendt. Doch ook vele bruggen van ander type getuigen van zijn veelzijdige kennis en helder inzicht.

Hoewel schier onvermoeibaar en steeds opgewekt, opgaande in zijn werk, was hij immer bereid zijn kennis en zijn tijd geheel belangeloos ter beschikking te stellen van hen, die zijn raad of bemiddeling

van noode hadden. Geen wonder dan ook, dat een ieder, die nader met hem in aanraking kwam, een warme sympathie voor hem koesterde. Een natuurlijk uitvloeisel van zijn hulpvaardigheid was, dat zelfs nadat hij einde Maart 1937, meenende plaats te moeten maken voor de jongere collega's, den dienst met pensioen had verlaten, nog steeds zijn hulp in technische en ook persoonlijke aangelegenheden werd ingeroepen, hetgeen anderzijds voor hem het aangename gevolg had, dat hij geen werk behoefde te zoeken. Integendeel was hij reeds spoedig genoodzaakt zich door het noodige personeel ter zijde te doen staan.

Helaas heeft dit succes niet lang mogen duren. Voor zichzelf steeds weinig eischende, werd hem deze eigenschap bij zijn laatste ziekte noodlottig.

Den 5den Mei j.l. bereikte ons het onverwachte bericht, dat hij in den vroegen ochtend was overleden.....

Met hem is een der bekendste figuren van het vroegere Departement der B.O.W. heengegaan en heeft de techniek een bekwaam ingenieur en conscientieus werker verloren.

Velen, wien hij met raad en daad ter zijde stond, zullen hem slechts noode missen. Het vele dat hij tot stand bracht en speciaal de talrijke uitgevoerde ontwerpen van zijn hand zullen een waarborg zijn, dat zijn nagedachtenis zal blijven leven in het land, dat hem reeds lang was lief geworden en in welks aarde hij thans de laatste rustplaats heeft gevonden.

L. A. Alting Mees.

Nieuwe inzichten inzake de werking en de constructie van wegdekken

door

ir. P. L. E. HAPPÉ.

Korte inhoud.

De uitkomsten van de vervormingsmetingen, door de Ned.-Indische Wegenvereniging verricht op platen, rustende op den grond, vormden voor steller dezès het motief, om voor de theorie der doorbuiging dezer platen, welke theorie tot nog toe op de a n n a m e van een z.g. beddingscoëfficiënt berustte, een zuiver wetenschappelijke afleiding te zoeken. Gehoopt werd daarmee tot resultaten te komen, welke meer in overeenstemming zouden zijn met de gemeten vervormingen, dan zulks bij de bestaande theorie het geval is.

Uit het ondervolgende moge blijken, dat steller daarin geheel geslaagd is.

Deformatiemetingen op steenslagwegdekken verricht wijzen uit, dat ook deze wegdekken zich geheel als een plaat gedragen. Ook andere wegdeksoorten, voor de eigenaardigheden waarvan thans een eenvoudige verklaring kan worden gegeven, blijken zooveel mogelijk als een plaat te moeten worden geconstrueerd. De consequenties die daaruit ten opzichte van de constructie en van de berekening dier wegdekken voortvloeien, worden nader beschouwd.

Inleiding.

In verschillende publicaties van steller dezès ¹⁾ werd, uitgaande van de bekende differentiaalvergelijkingen uit de plaattheorie, aangetoond dat onder — niet defecte — normale wegverhardingen nooit groote gronddrukken kunnen ontstaan en dat ook dus op zeer slappe grondslagen volstaan kan worden met betrekkelijk dunne verhardingslagen, mits zoodanig geconstrueerd, dat ze aan de onderzijde eenige trekspanning kunnen opnemen.

Deze zienswijze, welke leidt tot groote bezuiniging bij wegaanleg op slappen grond en tot bepaalde, van de gebruikelijke afwijkende, constructie-eischen, achtte de Ned.-Indische Wegenvereniging van zoodanig belang, dat zij besloot proeven te doen uitvoeren op bestaande steenslagwegen, teneinde daaruit de juistheid van die zienswijze te kunnen beoordeelen.

Opdat echter uit een en ander met zekerheid conclusies getrokken zouden kunnen worden, werden die proeven, op verzoek van steller, uitgebreid tot platen van ijzer en beton, dus tot lichamen, die zich

zeker als een plaat zullen gedragen. Immers, mochten de uitkomsten der proeven op deze platen niet in overeenstemming zijn met de bestaande vervormingstheorie voor platen, dan zou deze theorie eerst herzien en met de practijk in overeenstemming moeten zijn, alvorens een oordeel geveld zou kunnen worden, in hoeverre steenslagverhardingen zich als een plaat gedragen.

Zooals steller verwachtte, bleken de bij deze platen opgemeten vervormingen inderdaad af te wijken van die, welke zijn af te leiden uit de gebruikelijke, althans bekende theorie, welke men in navolging van de oplossing van H e r t z, voor de bepaling van de vormverandering van een ijslaag op water, ook wel voor de berekening van betonwegdekken toepast en van welke theorie door steller een overzicht werd gegeven in publicatie No. 170 van de Ned.-Indische Wegenvereniging.

Bij deze theorie wordt, teneinde de uit de plaattheorie bekende differentiaalvergelijking tot eenvoudige oplossing te kunnen brengen, voor den grond een „beddingscoëfficiënt” van constante grootte aangenomen. Deze aanname, welke trouwens voor gronddrukberoekeningen in de technische mechanica meer gebruikelijk is, komt dus feitelijk daarop neer, dat

1) Zie bijv. „De wegverharding”, dit tijdschrift No. 2 — 1935 en „De overbrenging van druk op den ondergrond door de wegverharding” in publicatie No. 170 van de Ned.-Indische Wegenvereniging.

de grond als een zware vloeistof wordt beschouwd. De in technische handboeken opgegeven grootte van 8 kg/cm^3 voor dien coëfficiënt komt n.l. overeen met een s.g. van 8000 voor die vloeistof.

Aangezien grond zich bij geringe belasting echter als een elastisch lichaam gedraagt en alleen bij grooteren druk plastisch dus eenigszins vloeistof-vormig wordt en dan alleen nog maar enkel onder en in de allernaaste omgeving van dien druk, meende steller bij zeer groote platen, onder welke de grond-druk, behalve misschien vlak onder het lastpunt, zéér klein is, tot betere overeenstemming tusschen theorie en practijk te moeten komen, door den grond niet als een vloeistof, maar als een elastisch-isotroop lichaam te beschouwen.

In Hoofdstuk I nu wordt de oplossing van dit vraagstuk gegeven; alzoo van het vraagstuk van de

bepaling van de vormveranderingen en spanningen in een elastische halfruimte, welke door een, in een punt belaste, plaat is afgedekt. Speciaal gaat het hier dan om de vormveranderingen en spanningen op de grenslaag tusschen halfruimte (grond) en plaat.

Bij deze oplossing zal korthedshalve verscheidene malen verwezen moeten worden naar de uitkomsten en formules, tot welke steller is gekomen in zijn publicatie „De spanningsverdeling in een homogene elastisch-isotrope plaat, tengevolge van een axiaal-symmetrische belasting”, verschenen in dit tijdschrift Nos. 4 en 5 — 1938 en welk artikel feitelijk de inleiding vormt van het hieronder volgende. In verband daarmede moge daarom van bedoeld artikel — hetwelk, bij verwijzing ernaar, met **A** zal worden aangeduid — hier eerst een lijst van eenige verbeteringen gegeven worden.

Corrigenda op het artikel

„De spanningsverdeling in een homogene elastisch-isotrope plaat tengevolge van een axiaal-symmetrische belasting” door ir. P. L. E. H a p p é, verschenen in dit tijdschrift Nos. 4 en 5, 1938.

No. 4 blz. I. 70 1e kolom, regel 11 v.o.

staat $x^2 + y^2 = r^2$; lees $z^2 + y^2 = r^2$;

2e kolom, regel 6 v.b.

staat $\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} = \Delta_1$; lees $\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} = \Delta_1 = \nabla_1^2$;

id. regel 23 v.o.

staat $F\left(x \frac{\partial}{\partial x}\right) f(r)$; lees $F\left(x \frac{\partial}{\partial r}\right) f(r)$;

id. regel 19 v.o.

staat $\cos(x \Delta_1) f(r)$; lees $\cos(x \nabla_1) f(r)$.

Deze verbetering, alzoo de vervanging van $(x \Delta_1)$ door $(x \nabla_1)$ ware voorts overal in het artikel aan te brengen, waar dit symbool voorkomt.

id. regel 15 en verder v.o.

Hier wordt de beteekenis van den index x uiteengezet. Juister wordt de beteekenis die schrijver aan dien index wil geven aldus omschreven: „de index x beteekent dat de orde van alle nabla's met 1 verminderd moet worden (dus ∇_1^n wordt ∇_1^{n-1}).

No. 4 blz. I. 73 2e kolom, regel 6 v.b.

staat $\dots + \frac{\partial \bar{\Theta}}{\bar{\Theta} \operatorname{tg} \partial \Theta} = 0$; lees $\dots + \frac{\partial \bar{\Theta}}{\bar{\Theta} \operatorname{tg} \Theta \partial \Theta} = 0$.

No. 4 blz. I. 77 1e kolom, regel 4 v.b.

staat $\frac{1}{a} J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[1 - \frac{1}{2!} \frac{x}{a} + \frac{1}{3!} \frac{x^2}{a^2} - \dots \right]_0^\infty$;

lees $\left[\frac{1}{a} J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[1 - \frac{1}{2!} \frac{x}{a} + \frac{1}{3!} \frac{x^2}{a^2} - \dots \right] \right]_{a=0}^{a=\infty}$.

idem, regel 5 v.b.

staat $\frac{1}{a} J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[\frac{1 - e^{-\frac{x}{a}}}{\frac{x}{a}} \right]_0^\infty$;

lees $\left[\frac{1}{a} J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[\frac{1 - e^{-\frac{x}{a}}}{\frac{x}{a}} \right] \right]_{a=0}^{a=\infty}$

Insteede van de hier gegeven bepaling van de waarde van $\int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) dk$ zou ook eenvoudiger gesteld kunnen zijn:

$$\int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) dk = \int_0^\infty J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) e^{-kx} dk = J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[-\frac{1}{x} e^{-kx} \right]_0^\infty = J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \frac{1}{x} = \frac{1}{R}.$$

No. 4 blz. I. 80, 1e kolom, regel 13 v.b.

staat $\int_0^\pi \frac{d\varphi}{b} \cdot \frac{R}{b} P_1(\varphi)$;

lees $\int_0^\pi \frac{d\varphi}{b} \cdot \frac{R}{b} P_1(\psi)$;

idem, regel 5 en 4 v.o.

staat $\int_0^\pi \frac{d\varphi}{\rho} = \frac{\pi}{b} J_0\left(r \frac{\partial}{\partial x}\right) \left[1 - \frac{1}{2} \frac{x}{b} + \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{x^2}{b^2} - \dots \right]$;

$$\text{lees } \int_0^\pi \frac{d\varphi}{\rho} = \frac{\pi}{b} J_0 \left(r \frac{\partial}{\partial x} \right) \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{b} \right)^2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \left(\frac{x}{b} \right)^4 - \dots \right].$$

No. 4 blz. I. 81, 1e kolom, regel 2 v.b.

$$\text{staat } 2\pi b J_1 \left(b \frac{\partial}{\partial x} \right) \left(\frac{1}{R} \right)_x;$$

$$\text{lees } 2\pi b J_1 \left(b \frac{\partial}{\partial x} \right) \left(\frac{1}{R} \right)_b;$$

idem, regel 16 v.b.

staat $[R < b; x = 0]$; lees $[R > b; x = 0]$;

2e kolom, regel 11 v.b.

$$\text{staat } \frac{\Gamma_1 \cdot \Gamma_1}{\Gamma_{1\frac{1}{2}} \cdot \Gamma_{1\frac{1}{2}}} = \frac{2}{\pi}; \text{ lees } \frac{\Gamma_1 \cdot \Gamma_1}{\Gamma_{1\frac{1}{2}} \cdot \Gamma_{1\frac{1}{2}}} = \frac{2}{\pi}.$$

No. 5 blz. I. 94 2e kolom, regel 17 v.b.

$$\text{staat } 3 P \int_x^{\sqrt{h^2 + b^2}} \dots; \text{ lees } 3 P \int_h^{\sqrt{h^2 + b^2}} \dots.$$

No. 5 blz. I. 99, 2e kolom, regel 17 v.b.

staat (zie verg. XXVI); lees (zie verg. XVII).

Hoofdstuk I.

Onderstaande *figuur 1* stelt een oneindig groote plaat voor, dik h cm, rustende op een halfruimte (den grond), welke homogeen-elastisch is.

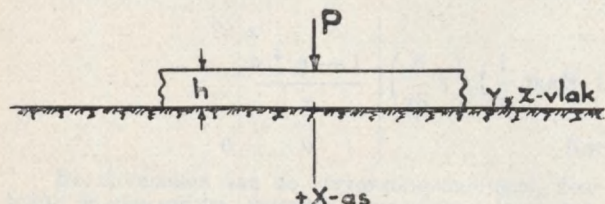


Fig. 1.

Op de plaat werke ergens een puntlast P , door welk punt wij de X -as aanbrengen. Het oppervlak van den grond moge het Y, Z -vlak vormen.

Bij het doorbuigen van de plaat op den grond zal deze een tegendruk uitoefenen, groot $\sigma_x (x=0)$. De verticale verplaatsingen of inzinkingen ξ_0 van het middenvlak van de onsamendrukbaar gedachte plaat kan men nu bepalen door oplossing van de bekende differentiaalvergelijking:

$$\frac{\partial^4 \xi_0}{\partial y^4} + 2 \frac{\partial^4 \xi_0}{\partial y^2 \partial z^2} + \frac{\partial^4 \xi_0}{\partial z^4} = \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot \sigma_x (x=0)$$

waarin m en E de materiaalconstanten van de plaat zijn.

Aangezien het bovenvlak van den grond, afgezien van oneindig kleine verschillen, dezelfde verplaatsingen in verticale richting zal vertoonen als het plaatmiddenvlak, is bovenstaande vergelijking, welke wij vanwege het axiaal-symmetrische geval kunnen omzetten tot

$$\Delta_1 \Delta_1 \xi_0 = \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot \sigma_x (x=0) \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{waarin } y^2 + z^2 = r^2 \text{ en } \Delta_1 = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial r^2}$$

ook van toepassing op het bovenvlak van den grond; althans zoolang de grond overal in contact blijft met de plaat.

In verg. (1) is $\sigma_x (x=0)$ nog geheel onbekend. Wij weten echter dat σ_x moet voldoen aan de bekende

differentiaalvergelijkingen van het elastisch evenwicht voor het axiaal-symmetrische geval (zie A verg. XXV). Voor de algemeene oplossing van deze vergelijkingen vond steller (zie A blz. I. 92):

$$\left. \begin{aligned} \xi &= ax \frac{\partial V}{\partial x} + \left(c - 3a + \frac{4a}{m_1} \right) V \\ \rho &= ax \frac{\partial V}{\partial r} + c \int \frac{\partial V}{\partial r} dx \\ \frac{\sigma_x}{2G_1} &= ax \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \left(c + \frac{2a}{m_1} - 2a \right) \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\tau}{2G_1} &= ax \frac{\partial^2 V}{\partial x \partial r} + \left(c + \frac{2a}{m_1} - a \right) \frac{\partial V}{\partial r} \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

enz.

Hierin stellen m_1 en G_1 de materiaalconstanten van den grond voor, zijn ξ en ρ de verplaatsingen van een punt (x, r) in X -richting, resp. in radiale richting, zijn c en a willekeurige constanten en is V een willekeurige potentiaalfunctie, alzoo een functie van x en r , welke voldoet aan de voorwaarde

$$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial V}{\partial r} + \frac{\partial^2 V}{\partial r^2} = \Delta V = 0$$

Bovenstaande vergelijkingen (2) kunnen wij voor ons geval al direct minder algemeen maken door op te merken dat, aangezien de grond in het algemeen wel tegen de onderzijde van de plaat zal kleven, ρ voor $x=0$, d.w.z. op het oppervlak van den grond, $= \rho$ van de plaat moet zijn. Bestaat de plaat nu uit een stof die veel steviger is dan de grond, dan is ρ_{plaat} praktisch, in verhouding tot de andere verplaatsingen van den grond, $= 0$ te stellen. Alzoo volgt dan uit de 2de van de vergelijkingen (2), dat $c = 0$ moet zijn en dat

$$\left. \begin{aligned} \xi &= ax \frac{\partial V}{\partial x} - a \frac{3m_1 - 4}{m_1} V \\ \sigma_x &= 2 G_1 a \left\{ x \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} - \frac{2m_1 - 2}{m_1} \frac{\partial V}{\partial x} \right\} \end{aligned} \right\} \dots \dots (3)$$

De oplossing van ons vraagstuk komt derhalve neer op het vinden van een potentiaalfunctie V , die zoodanig moet zijn, dat de daaruit afgeleide waarden voor ξ en σ_x volgens verg. (3) tevens voor $x = 0$ voldoen aan verg. (1), terwijl tevens voldaan moet worden aan de volgende voorwaarden:

- 1° vanzelf sprekend zullen ξ , σ_x en de plaatsspanningen, van het lastpunt af, zeer snel tot 0 moeten naderen;
- 2° geïntegreerd over een oneindig groot horizontaal vlak zal σ_x , op iedere willekeurige diepte x onder het grondoppervlak, steeds de waarde P moeten leveren;
- 3° onder het lastpunt bereikt ξ een eindige waarde;
- 4° onder het lastpunt zal de totale schuifkracht, welke werkt langs de wanden van een aldaar uitgesneden gedachten cylinder, evenwicht moeten maken met de uitwendige krachten (zie figuur 2).

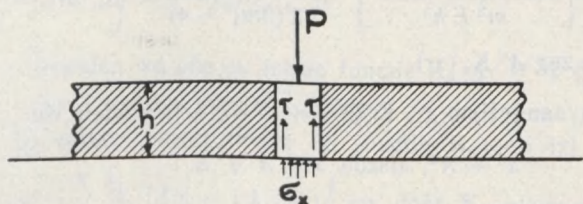


Fig. 2.

De 3de der hierboven genoemde voorwaarden vereischt eenige toelichting, omdat het meer voor de hand ligt, juist het tegendeel van het bovengestelde aan te nemen. Dat echter onder een puntlast de verplaatsing van een plaat eindig is, blijkt uit de gemakkelijk uit te voeren berekening van een aan de randen opgelegde of ingeklemde cirkelvormige plaat met een puntlast in het middelpunt; een berekening welke men in de meeste leerboeken over toegepaste mechanica kan aantreffen.

Wanneer nu dus zoo'n plaat onder een puntlast geen oneindig groote vervorming verkrijgt, zal zulks zeker niet het geval zijn bij een plaat welke, zooals in ons geval onder den puntlast een tegendruk (hier gronddruk) ondervindt.

Beschouwen wij nu σ_x nader. Op het bovenvlak van de grond, dus voor $x = 0$ is dan volgens verg. (3):

$$\sigma_{x(x=0)} = -2 G_1 a \frac{2m_1 - 2}{m_1} \frac{\partial V}{\partial x},$$

waarin $\frac{\partial V}{\partial x}$ nu dus een functie is alléén van r , stel $= f(xr)$.

$$\text{Alzoo } \sigma_{x(x=0)} = -2 G_1 a \frac{2m_1 - 2}{m_1} \cdot f(xr) \\ = \text{de gronddruk vlak onder de plaat.}$$

Voor het geval van een enkelen puntlast op een halfruimte is door Boussinesq een oplossing gegeven. Diezelfde oplossing verkrijgt men (zie A, No. 5, blz. I. 93) door in de hiervoor gaande vergelijkingen (2) te stellen:

$$V = \frac{1}{R} \text{ waarin } R = \sqrt{x^2 + r^2}$$

Deze potentiaalfunctie $\frac{1}{R}$ (= de potentiaal van een bronpunt) kunnen we (zie A blz. I. 77) voorstellen door

$$V = \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) dk$$

waarvan de daaruit afgeleide waarde voor σ_x volgens verg. (3), dus

$$2G_1 a \left\{ x \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) k^2 dk + \right. \\ \left. + \frac{2m_1 - 2}{m_1} \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) k dk \right\}$$

bij passende waarden van a , voor iedere waarde van x dus aan voorwaarde 2° voldoet.

Hebben we nu geen puntlast, maar op het bovenvlak van de halfruimte een belasting, die axiaalsymmetrisch volgens een zekere functie verloopt (deze moge $f(xr)$ zijn), dan zal natuurlijk ook voor iedere waarde van x aan de voorwaarde 2° voldaan kunnen worden, omdat het bovenstaande immers voor ieder punt van het belaste oppervlak van toepassing is.

Om nu voor dit geval de betreffende potentiaalfunctie V te vinden, waarvan de daaruit afgeleide waarde voor σ_x , voor $x = 0$, zal geven

$$\sigma_{x(x=0)} = -2G_1 a \frac{2m_1 - 2}{m_1} \cdot f(xr)$$

worde opgemerkt dat $f(xr)$ op het oppervlak van een oneindig grooten bol, dus hier voor $x = 0$, uitgedrukt kan worden door de tweedimensionale integraalformule (zie A verg. XVIII):

$$f(xr) = \int_0^\infty J_0(kr) k dk \int_0^\infty f(xr') J_0(kr') r' dr'$$

welke integraal dus ook, zooals we zagen, de waarde

moet zijn van $\frac{\partial V}{\partial x}$ voor $x = 0$.

Deze integraalformule is dus een potentiaalfunctie, waarin $x = 0$ is gesteld en moet dus ontstaan zijn uit de potentiaalfunctie

$$V = - \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) dk \int_0^\infty f(xr') J_0(kr') r' dr' \quad ^2).$$

Nu kunnen we $\int_0^\infty f(xr') J_0(kr') r' dr'$, natuurlijk

2) Opgemerkt moge worden, dat indien $f(xr)$ een puntlast in O voorstelt, men op deze wijze tot de reeds genoemde potentiaalfunctie $V = \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) dk$ komt.

order vooropstelling dat deze integraal een limiet heeft, voorstellen door $\varphi(\alpha k)$

$$\text{dus } V = - \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk \quad \dots (4)$$

zoodat in verband met de vergelijkingen (3), de op te lossen differentiaalvergelijking (1) wordt:

$$\begin{aligned} \Delta_1 \Delta_1 \frac{3m_1 - 4}{m_1} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk = - \\ - \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot 2G_1 \frac{2m_1 - 2}{m_1} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk \\ \text{of ook, aangezien } \Delta_1 J_0(kr) = -k^2 J_0(kr) \\ \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k^4 dk = - \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot 2G_1 \frac{2m_1 - 2}{3m_1 - 4} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk \quad \dots (5) \end{aligned}$$

Om deze vergelijking tot oplossing te brengen, wordt opgemerkt, dat wanneer in (1) x eens *niet* = 0 ware en we voor ξ en σ_x de waarden uit (3) invulden, we voor (1) zouden krijgen:

$$\Delta_1 \Delta_1 \left\{ x \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{3m_1 - 4}{m_1} V \right\} = \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot 2G_1 \left\{ x \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} - \frac{2m_1 - 2}{m_1} \frac{\partial V}{\partial x} \right\}$$

of, hierin voor V stellende: $-\int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk$

$$\begin{aligned} \Delta_1 \Delta_1 \left\{ x \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk + \right. \\ \left. + \frac{3m_1 - 4}{m_1} \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) dk \right\} = \\ = - \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot 2G_1 \left\{ x \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) k^2 dk + \right. \\ \left. + \frac{2m_1 - 2}{m_1} \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk \right\} \end{aligned}$$

Differentieeren we deze laatste vergelijking nu 3 maal naar x en stellen we daarna in de uitkomst $x = 0$, dan vinden we:

$$\begin{aligned} - \Delta_1^3 \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk = - \frac{12(m^2 - 1)}{m^2 E h^3} \cdot 2G_1 \frac{m_1 + 2}{4} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k^4 dk \\ \text{of, in verband met vergelijking (5):} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \Delta_1^3 \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk = \left[\frac{24(m^2 - 1) G_1}{m^2 E h^3} \right]^2 \cdot \\ \cdot \frac{(m_1 + 2)(2m_1 - 2)}{4(3m_1 - 4)} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk \quad \dots (6) \end{aligned}$$

We zien nu direct uit bovenstaanden vorm [n.l.

$-\Delta_1^3 \psi = c\psi$], dat $\int_0^\infty J_0(kr) \varphi(\alpha k) k dk$ een Bessel'sche functie van de orde 0 moet zijn, welke functie, in verband met de voorwaarde 1°, geen andere kan zijn dan:

$$c_1 K_0(\alpha r) \equiv c_1 \frac{\pi}{2} i H_0^{(1)}(i\alpha r) \quad (\text{zie A blz. I. 73}).$$

$$\begin{aligned} \text{Vergelijking (6) wordt nu dus: } - \Delta_1^3 K_0(\alpha r) = \\ = \left[\frac{24(m^2 - 1) G_1}{m^2 E h^3} \right]^2 \frac{(m_1 + 2)(m_1 - 1)}{2(3m_1 - 4)} K_0(\alpha r) = \\ = \text{zeg } A^6 K_0(\alpha r) \end{aligned}$$

en aangezien $\Delta_1 K_0(\alpha r) = \alpha^2 K_0(\alpha r)$, vinden we

$$-\alpha^6 = A^6, \text{ als zoo } \alpha = A \sqrt[6]{\pm i}$$

waarin dus

$$A = \sqrt[3]{\frac{24(m^2 - 1) G_1}{m^2 E h^3}} \cdot \sqrt[6]{\frac{(m_1 + 2)(m_1 - 1)}{2(3m_1 - 4)}}$$

In het voorgaande werd uitgegaan van de veronderstelling, dat de grond elastisch-isotroop zou zijn. Dit is zeker het geval bij goed samenhangenden grond. De hier ontwikkelde theorie geldt dus zeker voor samenhangenden (bijv. min of meer kleiachtigen) grond. Zoo'n grond nu is een meegeevende stof, waarvan de Poisson'sche constante m_1 zeer dicht bij 2 zal liggen. Stellen we $m_1 = 2,15$ dan wordt

$$\sqrt[6]{\frac{(m_1 + 2)(m_1 - 1)}{2(3m_1 - 4)}} = 0,996, \text{ dus nagenoeg } = 1.$$

We kunnen dus voor A schrijven:

$$A = \sqrt[3]{\frac{24(m^2 - 1) G_1}{m^2 E h^3}} \quad \dots (7)$$

Wanneer we nu in vergelijking (1), welke we nog steeds moeten oplossen, voor $\sigma_x(x=0)$ de reeds eerder genoemde waarde

$$- 2G_1 \frac{2m_1 - 2}{m_1} a f(\alpha r)$$

en voor $f(\alpha r)$ de gevonden waarde $K_0(\alpha r)$ invoeren, dan wordt deze verg. (1):

$$\Delta_1 \Delta_1 \xi_0 = - A^3 \cdot \frac{2m_1 - 2}{m_1} a K_0(Ar \sqrt[6]{\pm i}).$$

De oplossing van deze vergelijking is mogelijk door $\xi_0 = b K_0(Ar \sqrt[3]{\pm i})$ te stellen, immers dit levert dan:

$$b A^4 \cdot \pm i \sqrt[3]{\pm i} \cdot K_0(Ar \sqrt[3]{\pm i}) = \\ = -A^3 \frac{2m_1 - 2}{m_1} a K_0(Ar \sqrt[3]{\pm i})$$

waaruit volgt: $a = -b A \cdot \pm i \sqrt[3]{\pm i} \cdot \frac{m_1}{2m_1 - 2}$,
zoodat we tenslotte vinden:

$$\xi_0 = b K_0(Ar \sqrt[3]{\pm i}) \\ \sigma_{x(x=0)} = 2G_1 b A \cdot \pm i \sqrt[3]{\pm i} \cdot K_0(Ar \sqrt[3]{\pm i}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

De in bovenstaande vergelijkingen voorkomende constante b is te bepalen door aan voorwaarde 2° te voldoen, dus door te stellen:

$$\int_0^\infty \sigma_x \cdot 2\pi r dr = P.$$

Bepalen we ons nu tot de functie $K_0(Ar \sqrt[3]{+i})$ 3).

De 3 wortels van $\sqrt[3]{+i}$ zijn $-i$ en $\frac{1}{2}(i \pm \sqrt{3})$. De eerste wortel levert de functie $K_0(-i Ar) = -\frac{\pi}{2} \{Y_0(Ar) - i J_0(Ar)\}$ en doet K_0 alzoo uit-

eenvallen in een reëel deel $Y_0(Ar)$ en een imaginair deel $i J_0(Ar)$. Geen dezer 2 functies komt echter als oplossing in aanmerking; de eerste daarom alleen al niet, omdat ze in den oorsprong een oneindige waarde heeft en dus niet aan de 3e voorwaarde voldoet, de tweede niet, omdat haar sinussoïdaalachtig verloop niet met voorwaarde 1° strookt. Het is overigens gemakkelijk uit voorwaarde 2° te bewijzen dat $J_0(Ar)$ niet in de oplossing kan voorkomen.

De 2 andere wortels van $\sqrt[3]{+i}$ doen K_0 eveneens uiteenvallen in een reëel en een imaginair deel, welke deelen ieder voor zich natuurlijk ook aan vergelijking (1) voldoen. Wij zullen deze deelen aan-
geven met $\text{Re} K_0(Ar)$ en $i \text{Im} K_0(Ar)$. Alzoo is dus:

$$K_0[Ar \cdot \frac{1}{2}(i + \sqrt{3})] = \text{Re} K_0(Ar) + i \text{Im} K_0(Ar)^4).$$

$$\text{Nu is voor } z \rightarrow 0, K_0(z) \rightarrow -\ln \frac{\gamma z}{2}$$

$$\text{waarin } \ln \gamma = C = 0,57721\dots$$

Stellen we alzoo $z = Ar \sqrt[3]{i}$ en hierin $r \rightarrow 0$, dan vinden we

$$K_0(Ar \sqrt[3]{i}) = -\ln \frac{\gamma Ar \sqrt[3]{i}}{2} = -\ln \frac{\gamma Ar}{2} - \frac{1}{6} \pi i$$

waaruit dus volgt, dat voor $r \rightarrow 0$:

$$\text{Re} K_0(Ar) = + \infty$$

$$\text{Im} K_0(Ar) = -\frac{1}{6} \pi.$$

3) Wanneer we uitgaan van $K_0(Ar \sqrt[3]{-i})$, komen we tot dezelfde resultaten.

4) Bij uitschrijving van deze functies blijkt dat:

$$K_0[Ar \cdot \frac{1}{2}(i - \sqrt{3})] = \text{Re} K_0(Ar) - i \text{Im} K_0(Ar).$$

Aangezien $\text{Re} K_0(Ar)$ dus niet aan de derde voorwaarde voldoet, blijft thans als *eenige* oplossing:

$$\xi_0 = b \text{Im} K_0(Ar) \quad \dots\dots\dots (8a)$$

Bij deze waarde van ξ_0 behoort die waarde voor $\sigma_{x(x=0)}$ welke gelijk is aan $\frac{1}{i}$ maal de imaginaire waarde van vergelijking (8) en welke vergelijking thans luidt:

$$\sigma_x = 2G_1 b A i \cdot \frac{1}{2}(i + \sqrt{3}) \{ \text{Re} K_0(Ar) + \\ + i \text{Im} K_0(Ar) \}.$$

Alzoo wordt dus:

$$\sigma_x = 2G_1 b A \{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re} K_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im} K_0(Ar) \}.$$

De hierin voorkomende grootte b moeten we, zoodals we zagen, berekenen uit de gelijkstelling:

$$\int_0^\infty \sigma_x \cdot 2\pi r dr = P.$$

$$\text{Nu is: } \int_0^\infty K_0(kr) r dr = \frac{1}{k^2}.$$

Hierin voor k stellende: $A \cdot \frac{1}{2}(i + \sqrt{3})$, vinden we:

$$\int_0^\infty \left\{ \text{Re} K_0(Ar) + i \text{Im} K_0(Ar) \right\} r dr = \\ = \frac{1}{A^2} \cdot \frac{1}{2} (1 - i \sqrt{3})$$

$$\text{waaruit } \int_0^\infty \text{Re} K_0(Ar) r dr = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{A^2}$$

$$\text{en } \int_0^\infty \text{Im} K_0(Ar) r dr = -\frac{1}{2} \sqrt{3} \cdot \frac{1}{A^2}.$$

Alzoo is:

$$\int_0^\infty \sigma_x \cdot 2\pi r dr = 4\pi G_1 b A \int_0^\infty \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re} K_0(Ar) - \right. \\ \left. - \frac{1}{2} \text{Im} K_0(Ar) \right\} r dr = 2\pi G_1 b A \sqrt{3} \cdot \frac{1}{A^2} = P.$$

$$\text{Hieruit volgt: } b = \frac{PA}{2\pi \sqrt{3} G_1}$$

$$\left. \begin{aligned} \xi_0 &= \frac{PA}{2\pi \sqrt{3} G_1} \cdot \text{Im} K_0(Ar) \\ \sigma_x &= \frac{PA^2}{\pi \sqrt{3}} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re} K_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im} K_0(Ar) \right\} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$$\text{waarin dus } A = \sqrt[3]{\frac{24(m^2 - 1)G_1}{m^2 E h^3}} \dots\dots\dots 5)$$

Indien bovenstaande resultaten juist zijn, zal toepassing van de 4e voorwaarde tot eenzelfde waarde voor b moeten leiden. Omtrent deze vierde voorwaarde kan worden opgemerkt dat, aangezien

$$\frac{m^2 E h^3}{12(m^2 - 1)} \Delta_1 \Delta_1 \xi_0 \text{ de totale schuifkracht voor-}$$

stelt, welke werkt langs de wanden van den cylinder, opgericht op de eenheid van oppervlakte, deze grootheid ook overal $= \sigma_x$ moet zijn (zie vergelijking (1)) behalve in den oorsprong, alwaar de puntlast P werkt. Aldaar moet die grootheid, geïntegreerd over een zeker oppervlak, bijv. een cirkel met straal r , gelijk zijn aan: $\pi r^2 \sigma_x - P$ (zie fig. 2).

Maken we nu r oneindig klein, dan is $\pi r^2 \sigma_x = 0$, zelfs al is σ_x , zooals in ons geval, oneindig groot, n.l. evenredig aan $\log r$. We vinden dan voor den oorsprong:

$$\frac{m^2 E h^3}{12(m^2 - 1)} \int_0^r \Delta_1 \Delta_1 b \operatorname{Im} k_0(Ar) 2\pi r dr = -P \dots\dots\dots (10)$$

De waarde van deze integraal kunnen we bepalen, door op te merken dat aangezien:

$$r \Delta_1 \psi = \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \psi}{\partial r} \right)$$

$$\text{is: } \int_0^r \Delta_1 \Delta_1 \operatorname{Im} k_0(Ar) r dr = \lim_{r \rightarrow 0} r \frac{d}{dr} \Delta_1 \operatorname{Im} k_0(Ar).$$

Voor $r \rightarrow 0$ is, zooals we later zullen zien $\operatorname{Im} k_0(Ar) =$

$$-\frac{1}{2} \sqrt{3} \frac{A^2 r^2}{2 \cdot 2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ar}{2} - 1 \right\} - \frac{1}{6} \pi - \frac{1}{12} \pi \frac{A^2 r^2}{2 \cdot 2}.$$

Alzoo

$$\Delta_1 \operatorname{Im} k_0(Ar) = -\frac{1}{2} \sqrt{3} A^2 \ln \frac{\gamma Ar}{2} - \frac{1}{12} \pi A^2$$

$$\text{dus } r \frac{d}{dr} \Delta_1 \operatorname{Im} k_0(Ar) = -\frac{1}{2} \sqrt{3} A^2.$$

We vinden dus tenslotte voor vergelijking (10):

$$-\frac{m^2 E h^3}{12(m^2 - 1)} \cdot \frac{1}{2} \sqrt{3} A^2 \cdot b \cdot 2\pi = -P$$

$$\text{en hieruit: } b = \frac{PA}{2\pi \sqrt{3} \cdot G_1},$$

wat te bewijzen was.

5) Voor grondsoorten met een m_1 welke niet dicht bij 2 is gelegen (zandgrond?) moet, zooals gemakkelijker is na te gaan, in bovenstaande formules voor b , ξ_a en A , in plaats van G_1 gebezigd worden:

$$G_1 \cdot \sqrt{\frac{(m_1 + 2)(m_1 - 1)}{2(3m_1 - 4)}}.$$

De in verg. (9) voorkomende functies $\operatorname{Re} k_0(Ar)$ en $\operatorname{Im} k_0(Ar)$ moeten alzoo berekend worden uit de

functie $K_0 \left[Ar \cdot \frac{1}{2} (i + \sqrt{3}) \right]$.

Aangezien nu $K_0(z) =$

$$-\sum_0^\infty \frac{z^{2n}}{2^{2n} (n!)^2} \left\{ \ln \frac{\gamma z}{2} - 1 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} - \dots - \frac{1}{n} \right\}$$

vinden we:

$$\begin{aligned} \operatorname{Re} k_0(Ar) &= \left[-\sum_{n=0,3,6}^\infty + \frac{1}{2} \sum_{n=1,4,7}^\infty + \frac{1}{2} \sum_{n=2,5,8}^\infty \right] \\ &(-)^n \frac{(Ar)^{2n}}{2^{2n} (n!)^2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ar}{2} - 1 - \frac{1}{2} - \dots - \frac{1}{n} \right\} + \\ &+ \frac{1}{12} \pi \sqrt{3} \left[-\sum_{n=1,4,7}^\infty + \sum_{n=2,5,8}^\infty \right] (-)^n \frac{(Ar)^{2n}}{2^{2n} (n!)^2} \dots (11) \end{aligned}$$

$$\operatorname{Im} k_0(Ar) = \frac{1}{2} \sqrt{3} \left[\sum_{n=1,4,7}^\infty - \sum_{n=2,5,8}^\infty \right]$$

$$\begin{aligned} &(-)^n \frac{(Ar)^{2n}}{2^{2n} (n!)^2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ar}{2} - 1 - \frac{1}{2} - \dots - \frac{1}{n} \right\} - \\ &-\frac{1}{6} \pi \left[\sum_{n=0,3,6}^\infty - \frac{1}{2} \sum_{n=1,4,7}^\infty - \frac{1}{2} \sum_{n=2,5,8}^\infty \right] \\ &\cdot (-)^n \frac{(Ar)^{2n}}{2^{2n} (n!)^2} \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

Op overeenkomstige wijze kan men voor de Besselsche functie $I_0(kr) [\equiv J_0(ikr)]$, welke voor $k = A \cdot \frac{1}{2} (i + \sqrt{3})$ uiteenvalt in een reëel en een imaginair deel, welke deelen we in analogie aan het voorstaande zullen aangeven met $\operatorname{Re} b_0(Ar)$ en $i \cdot \operatorname{Im} b_0(Ar)$ — waarin de b voor „Bessel” staat — de vergelijkingen voor deze functies uitschrijven, alsmede voor die van de overeenkomstige afgeleide functies, welke we met den index 1 zullen aangeven.

$$\text{Alzoo: } \operatorname{Re} b_1(Ar) = + \frac{1}{A} \frac{d}{dr} \operatorname{Re} b_0(Ar)$$

$$\operatorname{Im} b_1(Ar) = + \frac{1}{A} \frac{d}{dr} \operatorname{Im} b_0(Ar)$$

$$\operatorname{Re} k_1(Ar) = - \frac{1}{A} \frac{d}{dr} \operatorname{Re} k_0(Ar)$$

$$\operatorname{Im} k_1(Ar) = - \frac{1}{A} \frac{d}{dr} \operatorname{Im} k_0(Ar).$$

Deze voorstellingswijze is gekozen in analogie tot de functies $I_1(kr)$ en $K_1(kr)$, welke tot eigenschap hebben dat:

$$I_1(kr) = + \frac{1}{k} \frac{d}{dr} I_0(kr)$$

$$K_1(kr) = - \frac{1}{k} \frac{d}{dr} K_0(kr).$$

Uit het bovenstaande zien we derhalve dat:

$$\left. \begin{aligned} \text{Reb}_1(Ar) + i \cdot \text{Imb}_1(Ar) &= \\ = \frac{1}{2} (i + \sqrt{3}) \cdot I_1 \left\{ \frac{1}{2} (i + \sqrt{3}) Ar \right\} \\ \text{Rek}_1(Ar) + i \cdot \text{Imk}_1(Ar) &= \\ = \frac{1}{2} (i + \sqrt{3}) \cdot K_1 \left\{ \frac{1}{2} (i + \sqrt{3}) Ar \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots (13)$$

Alle bovengenoemde functies, alzoo $\text{Rek}_0(Ar)$, $\text{Reb}_0(Ar)$, $\text{Reb}_1(Ar)$, $\text{Imk}_0(Ar)$, $\text{Imk}_1(Ar)$, $\text{Imb}_0(Ar)$ en $\text{Imb}_1(Ar)$ zullen we n.l. nodig hebben

voor de evaluatie van ξ en van σ_x , wanneer we den last P , in stede van geconcentreerd in een punt, gelijkmatig verdeeld over een cirkelvormig oppervlak aannemen.

Teneinde het verloop dezer functies te kennen, moet men in de betreffende vergelijkingen — bijv. voor Rek_0 in verg. (11) — voor Ar verschillende waarden invullen. Dit omvangrijke en nauwgezetheid vereischende werk werd op stellers verzoek uitgevoerd door de Ned.-Ind. Wegenvereniging (ir. Soepardi) voor alle heele waarden van Ar van 0 tot 10. Steller moge daarvoor op deze plaats zijn hartelijken dank aan genoemde Vereeniging betuigen.

Ondervolgende staat 1 geeft, als resultaat van dit werk, de waarden van genoemde functies voor Ar van 0 tot 10. Grafisch vindt men deze functies in fig. 3 aangegeven.

Staat 1.

Ar	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\text{Reb}_0(Ar)$	+ 1	+ 1,116 75	+ 1,346 39	+ 1,155 79	— 0,956 24	— 8,411 43	— 27,417 00	— 65,537 29	— 121,488 26	— 151,420 76	+ 13,942 02
$\text{Imb}_0(Ar)$	0	+ 0,230 03	+ 1,080 97	+ 3,002 63	+ 6,482 31	+ 11,016 14	+ 12,101 18	— 5,673 17	— 80,956 40	— 289,504 09	— 735,811 30
$\text{Rek}_0(Ar)$	+ ∞	+ 0,362 39	+ 0,048 69	— 0,009 05	— 0,012 00	— 0,006 53	— 0,002 77	— 0,000 89	— 0,000 19	+ 0,000 01	+ 0,000 03
$\text{Imk}_0(Ar)$	— $\frac{1}{6}\pi$	— 0,321 27	— 0,141 40	— 0,051 32	— 0,014 90	— 0,002 75	+ 0,000 30	+ 0,000 63	+ 0,000 39	+ 0,000 17	+ 0,000 05
$\text{Reb}_1(Ar)$	0	+ 0,216 14	+ 0,163 38	— 0,778 19	— 3,997 48	— 11,957 50	— 27,451 10	— 49,074 38	— 56,820 66	+ 22,521 52	+ 379,823 61
$\text{Imb}_1(Ar)$	0	+ 0,487 13	+ 1,292 72	+ 2,646 19	+ 4,274 49	+ 4,152 61	— 4,341 27	— 37,373 50	— 125,800 12	— 310,079 52	— 592,619 10
$\text{Rek}_1(Ar)$	+ ∞	+ 0,638 34	+ 0,125 22	+ 0,019 40	— 0,004 32	— 0,005 05	— 0,002 77	— 0,001 11	— 0,000 36	— 0,000 08	+ 0,000 01
$\text{Imk}_1(Ar)$	0	— 0,227 36	— 0,130 12	— 0,057 04	— 0,020 71	— 0,006 00	— 0,001 10	+ 0,000 21	+ 0,000 26	+ 0,000 16	+ 0,000 07

Nu de functie $\text{Imk}_0(Ar)$ bekend is, kunnen we thans al dadelijk het resultaat der deformatiemetingen, door de Ned.-Indische Wegenvereniging verricht op platen, in beschouwing nemen. Deze metingen hadden plaats:

- 1°. op een ronde ijzeren plaat, dik $\frac{1}{8}$ inch of 3,175 mm en met een diameter van 1,75 m;
- 2°. op een plaat van beton, dik 6 cm en met een diameter van 10 m.

Strikt genomen zouden de platen een oneindig grooten diameter moeten hebben gehad. Bij bovengenoemde platen was echter bij belasting in het middelpunt reeds op halve straallengte geen inzinking meer zuiver waarneembaar, zoodat ze zeker op voldoende wijze de werking van een oneindig groote plaat benaderden.

Bij de afleiding van de formules (9) werd aangenomen, dat de grond, ook bij negatieve plaatinzinkingen, aan de plaat blijft kleven. Om dit te bereiken werd het beton van de sub 2° bedoelde plaat direct op den vlak afgewerkten grond gestort, waardoor dus een goede hechting tusschen plaat en grond werd verkregen. Bij de ijzeren plaat werd ter bereiking van dit doel niet alleen het grondoppervlak onder de plaat met P.C. gesaust, maar werd bovendien op de plaat een gelijkmatige zandbelasting van 10 cm dikte aangebracht. Door zoo'n belasting immers krijgt de grond — evenals onder een zwaar wegdek — een voorspanning, zoodat die grond zich onder negatieve

plaatinzinkingen kan ontspannen en alzoo in contact blijven met de plaat.

Beide platen werden in het middelpunt belast, terwijl de inzakingen langs een middellijn, rechts en links op dezelfde afstanden van het lastpunt, werden opgenomen met meetinstrumenten, die tot in 0,01 mm zuiver afleesbaar waren.

Deze metingen zullen nog nader beschreven worden in een publicatie van de Ned.-Indische Wegenvereniging. Hier moge volstaan worden met een opgave van het gemiddelde resultaat van een groot aantal dier metingen; ieder der hieronder opgegeven cijfers geeft het gemiddelde aan van de inzakingen, rechts en links van het lastpunt.

Ijzeren plaat

Staat 2.

	Belasting in kg	Inzakkingen in μ op een afstand van het lastmidden van:				
		0 cm	1,7 cm	12 cm	20 cm	30 cm
	40		101,1	15,5	0,9	— 2,24
	85,5		230	35,5	5,5	— 3,9?
	132,1		364,4	55,4	11,6	0,12
	180		474	75,4	15,5	— 0,12
	228,4		606	104,9	24,5	1,6
Som eerste 4 waarne- mingen	437,6	1 300 (aan- name)	1 169,5	177,8	33,5	— 6,1?

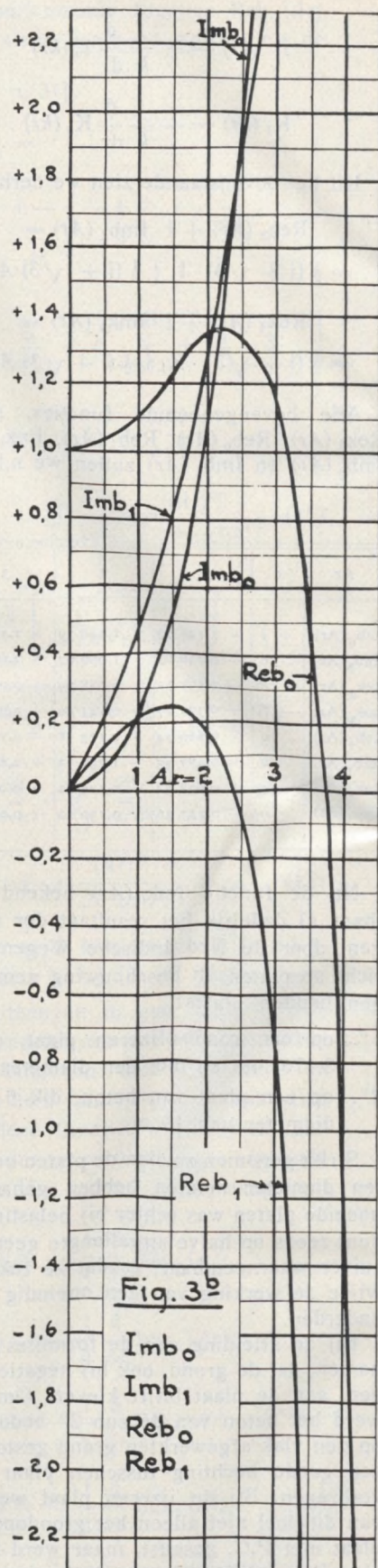
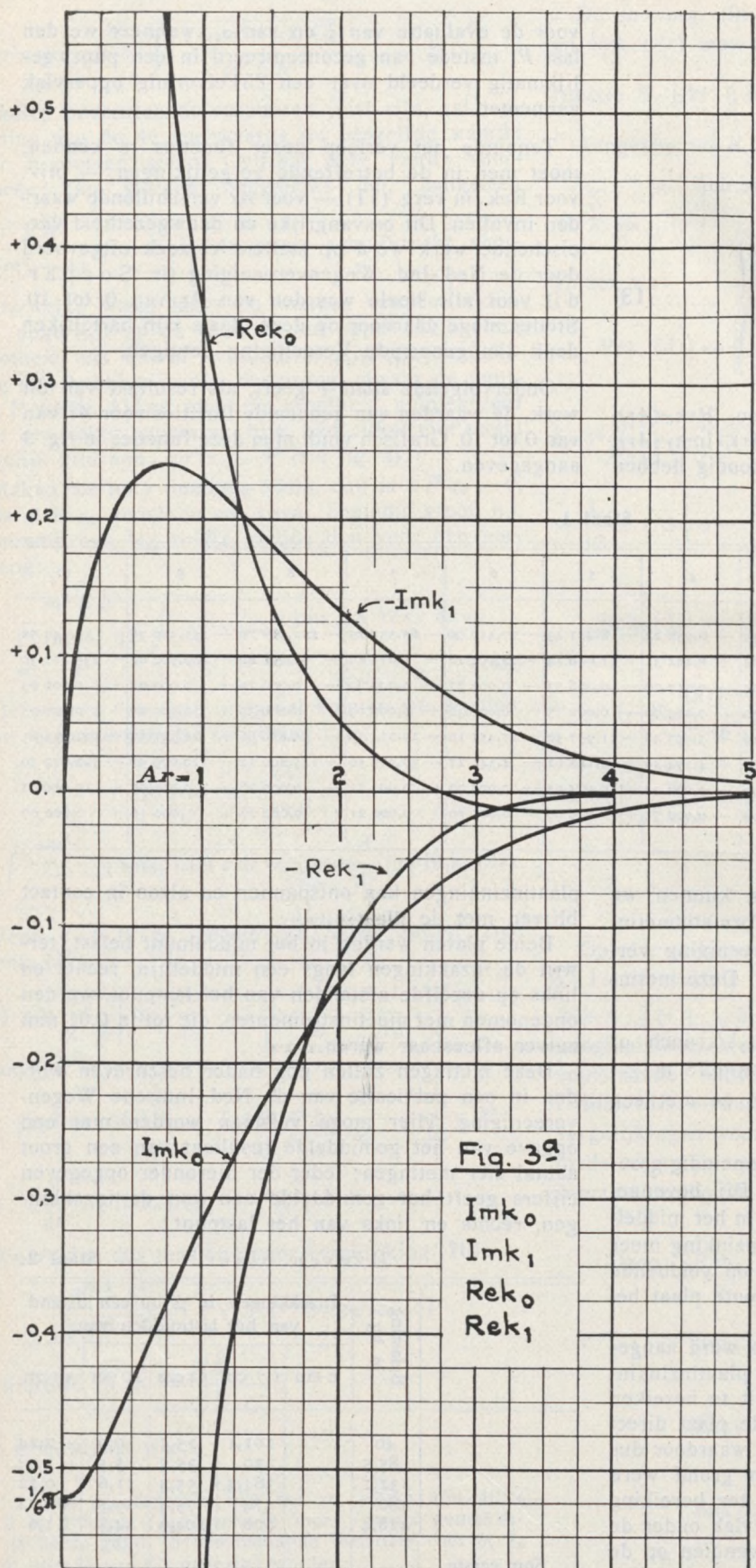


Fig. 3. Grafische voorstelling van de 8 ontwikkelde functies.
 a. Imk₀, Imk₁, Rek₀ en Rek₁ voor Ar = 0 tot 5.
 b. Imb₀, Imb₁, Reb₀ en Reb₁ voor Ar = 0 tot 4,5.

Bij de beoordeeling der hierboven opgegeven cijfers dient er rekening mede te worden gehouden, dat in deze cijfers onnauwkeurigheden schuilen, als gevolg van stugheid der meetinstrumenten, ongelijkmatige temperatuuruitzettingen, windwerking enz. Procentsgewijze laten deze factoren zich natuurlijk het sterkst gevoelen bij de kleinere der hierboven opgegeven waarden.

Zooals uit het staatje blijkt, bestaat een goede evenredigheid tusschen belasting en vormverandering. Deze evenredigheid bleek bij deze plaat tot een belasting van ongeveer 180 kg nog goed op te gaan; bij hogere belastingen werden de inzakkingen verhoudingsgewijze te groot. Om deze reden zal de laatste der hierboven opgegeven waarnemingen niet in rekening worden gebracht.

Uit de vermelde evenredigheid blijkt alzoo, dat zoolang de inzakkingen en de gronddrukken klein zijn, de grond zich inderdaad als een elastisch-isotroop lichaam gedraagt; een verschijnsel dat trouwens reeds bekend was ⁶⁾.

Aangezien dus voor de bovenopgegeven eerste 4 waarnemingen evenredigheid bestaat, kunnen we met de sommen der belastingen en der inzakkingen werken, waardoor de waarnemingsfouten een weinig worden opgeheven. We krijgen dan de cijfers van den ondersten regel van het staatje.

De inzakking in het lastmidden kon helaas niet waargenomen worden; eerst op 1,7 cm afstand van het theoretische lastpunt af vindt men volgens het staatje een waarneming. Juist onder het lastpunt zal de inzakking natuurlijk iets grooter zijn geweest. Nemen we, in verband met de later blijkende gelijkvormigheid, die bestaat tusschen gemeten deformatie en het verloop van de functie Imk_0 , die inzakking juist onder het lastpunt aan op 1300 μ , dan vinden we, de formules (7) en (9) toepassende:

$$A = \sqrt[3]{\frac{24(m^2 - 1)G_1}{m^2 E h^3}} = 0,0676 \sqrt[3]{G_1} \text{ cm}^{-1}$$

aangezien immers $m = \frac{10}{3}$, $E = 2,2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
en $h = 0,3175 \text{ cm}$.

Uit vergelijking (9) volgt dan voor het lastpunt, dus voor $r = 0$ en:

$$\xi_0 = 0,13 \text{ cm}$$

$$P = -437,6 \text{ kg (een druk)}$$

$$\text{Imk}_0(Ar) = -\frac{1}{6}\pi$$

$$\xi_0 = \frac{437,6 \cdot 0,0676 \sqrt[3]{G_1}}{12 \sqrt{3} \cdot G_1} = 0,13 \text{ cm}$$

en hieruit: $G_1^{2/3} = 10,95$ dus $G_1 = 36,2 \text{ kg/cm}^2$.

Uit het bovenstaande zien we, hoe dus G_1 en dus ook de elasticiteitsmodulus E_1 van den grond, door een enkele belasting en zakkingsmeting van een groote plaat vastgesteld kan worden.

De hier gevonden waarde van $36,2 \text{ kg/cm}^2$ voor G_1 , welke voor $m_1 = 2,15$ overeenkomt met 106 kg/cm^2 voor E_1 , is een zeer aannemelijke waarde voor deze, op een andere wijze zeer moeilijk te bepalen groetheid ⁷⁾.

Uit bovenstaande waarde voor G_1 volgt dan:

$$A = 0,0676 \sqrt[3]{36,2} = 0,223 \text{ cm}^{-1}.$$

Voor de in staat 2 opgegeven afstanden van het lastpunt

van:	0 cm	1,7 cm	12 cm	20 cm	30 cm
wordt dan Ar :	0	0,38	2,68	4,46	6,7
en $\text{Imk}_0(Ar)$					
(zie fig. 3):					
zoodat we voor					
$\xi_0 = \frac{P A}{2 \sqrt{3} \pi G_1 \cdot \text{Imk}_0(Ar)}$					
$= -0,248 \cdot \text{Imk}_0(Ar)$					
vinden:	0,13	0,117	0,0176	0,0022	-0,00017
De gemeten inzakkingen bedroegen volgens staat 2 in cm:		0,117	0,0178	0,0033	-0,0005?

Uit het bovenstaande blijkt, dat er een goede overeenstemming bestaat tusschen de waargenomen en de berekende inzakkingen; een overeenstemming die daarom alleen al opvallend is, omdat de functie $\text{Imk}_0(Ar)$ buitengewoon gevoelig is; een klein verschil in de berekende waarde van A zou tot een uitkomst hebben geleid, die geheel van de waargenomen afwijkt.

Nemen we thans de proeven op de betonplaat in beschouwing. Bij deze plaat hebben we de moeilijkheid, dat de elasticiteitsmodulus ervan niet met zekerheid vaststaat. Voor gewapend beton berekeningen werkt men met $E_{\text{beton}} = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$. Voor kleinere spanningen is E , zooals bekend is, echter in werkelijkheid veel grooter. In het bekende standaardwerk „Der Eisenbetonbau” van Prof. E. Mörsch geeft deze schrijver cijfers voor E wisselende tusschen 250 000 en 210 000 kg/cm^2 bij spanningen van 0 tot 15 kg/cm^2 voor met veel water aangemaakt beton van 80 à 90 dagen oud en met een mengverhouding 1 : 4.

Aangezien de hier beschouwde plaat van de boven opgegeven samenstelling was, eveneens met veel water werd aangemaakt, maar bij de beproevingen nog geen volle 3 maanden oud was, zal de laagste der hierboven opgegeven waarden, alzoo $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$ voor deze plaat aangenomen worden.

7) In *Der Strassenbau* van 15 Maart 1935 geeft Dr. Ing. Karl Keul voor E_{grond} een waarde op van 80 kg/cm^2 bij een poriënvolume van 35%. Bij grooter poriënvolume zou E niet dalen, maar zelfs oplopen tot 126 en 218 kg/cm^2 .

6) Zie P. L. E. Happé: „De wegverharding”, dit tijdschrift No 2 — 1935, blz. V. 8, over de proeven ter bepaling van de grootte van den beddingscoëfficiënt k .

De deformatiemetingen op deze plaat gaven het volgende resultaat:

Plaat van beton Staat 3.							
Belasting in kg	Inzakkingen in μ op een afstand van het lastmidden van:						
	0 cm	10 cm	30 cm	50 cm	80 cm	110 cm	130 cm
354,4		110	80	53	23	5,5	?
543		179	136	90,5	41	17,5	3,5
Som:	897,4	310 (aanname)	289	216	143,5	64	23

Ook bij deze plaat bleek evenredigheid te bestaan tusschen belastingen en inzakkingen. Werken we, evenals bij de ijzeren plaat, ter verkleining der waarnemingsfouten met de sommen der belastingen en der inzakkingen, dan krijgen we de cijfers van den ondersten regel van bovenstaand staatje.

van:	0 cm	10 cm	30 cm	50 cm	80 cm	110 cm	150 cm
wordt dan Ar :		0,267	0,80	1,34	2,14	2,94	4,01
en $Imk_0(Ar)$:	$-\frac{1}{6}\pi$	-0,489	-0,368	-0,249	-0,12	-0,052	-0,015
dus $\xi_0 = \frac{PA}{2\sqrt{3}\pi G_1} Imk_0(Ar)$							
$= -0,0593 Imk_0(Ar)$:	0,0310	0,029	0,0219	0,0147	0,0071	0,0031	0,0009
De gemeten inzakkingen bedroegen volgens staat 3 in cm:		0,0289	0,0216	0,0144	0,0064	0,0023	?

Ook hier vinden we een goede overeenstemming tusschen de waargenomen en de berekende inzakkingen, uit welke overeenstemming tevens blijkt, dat de aangenomen waarde van 210 000 kg/cm² voor E juist is geweest.

Verder moge hier opvallen, dat voor G_1 nagenoeg dezelfde waarde werd gevonden als bij de ijzeren plaat (n.l. 37 en 36,2). Dit is daarom merkwaardig omdat, niettegenstaande beide proeven in elkanders nabijheid werden genomen, de grondgesteldheid onder de ijzeren plaat een geheel andere was, dan die onder de betonplaat. De ijzeren plaat rustte n.l. op drogen grond, terwijl de betonplaat in den regentijd gegoten werd op een min of meer doorweekt terrein.

Hier werd dus een bevestiging verkregen van de door steller in 1934 te Semarang genomen proeven, waarbij bleek dat voor geringe belastingen de beddingscoëfficiënt, dus ook de elasticiteitsmodulus, van goeden grond dezelfde waarde heeft als die van zeer slappen grond (zie literatuur genoemd in noot 6).

Uit het voorgaande moge alzoo zijn gebleken dat de juiste oplossing van het vraagstuk gevonden is.

Tengevolge van een min of meer geconcentreerden last zal een plaat dus een deformatie aannemen, als door de functie $Imk_0(Ar)$ wordt aangegeven. Deze functie heeft, zooals nader zal blijken, een golfvormig verloop, waarvan de toppen en diepste punten, alzoo de maxima en minima, overeenkomen met de 0-waarden der afgeleide functie $Imk_1(Ar)$. Blijkens staat 1 komt de eerste 0-waarde van deze functie

Ook hier kon de inzakking in het lastmidden niet waargenomen worden, zoodat voor deze zakking — in verband met het gelijkvormige verloop van de functie Imk_0 — de waarde 310 μ bij extrapolatie werd aangenomen.

Voor de 6 cm dikke plaat met materiaalconstanten $m = 5$ en $E = 210\,000$ kg/cm² vinden we dan:

$$A = \sqrt[3]{\frac{24(m^2 - 1)G_1}{m^2 E h^3}} = 0,008 \sqrt[3]{G_1}$$

Voor $r = 0$, volgt dan uit:

$$\xi_0 = \frac{897,4 \cdot 0,008 \sqrt[3]{G_1}}{12 \sqrt{3} G_1} = 0,0310 \text{ cm}$$

$$G_1^{2/3} = 11,13; \text{ alzoo } G_1 = 37 \text{ kg/cm}^2$$

en hieruit $A = 0,008 \sqrt[3]{37} = 0,0267 \text{ cm}^{-1}$.

Voor de in staat 3 opgegeven afstanden vanaf het lastpunt

voor bij de waarde voor $Ar \approx 6,7$, alzoo voor $r \approx \frac{6,7}{A}$. De golflengte van de eerste golf be-

draagt dus $\frac{13,4}{A}$. In hoeverre de volgende golven een

andere lengte hebben kan blijken door de functie $Imk_1(Ar)$ asymptotisch te ontwikkelen. Dit kunnen we het gemakkelijkste bewerkstelligen door gebruik te maken van de bekende asymptotische ontwikkeling van $K_1(kr)$ n.l.:

$$K_1(kr) \propto \left| \frac{\pi}{2kr} \right|^{1/2} e^{-kr} \left\{ 1 + \frac{3}{8kr} - \frac{15}{128k^2 r^2} + \dots \right\}.$$

Stellen we nu hierin $k = A \cdot \frac{1}{2}(i + \sqrt{3})$, dan vinden we:

$$Imk_1(Ar) \propto e^{-\frac{1}{2}\sqrt{3}Ar} \left| \frac{\pi}{2Ar} \right|^{1/2} \left\{ \sin \frac{1}{2}(Ar - \frac{1}{6}\pi) + \frac{3}{8Ar} \sin \frac{1}{2}(Ar + \frac{1}{6}\pi) - \dots \right\}.$$

Deze vergelijking nadert voor groote waarden van

r tot 0, wanneer $Ar = \frac{1}{6}\pi + 2n\pi$. Op grooten af-

stand van het lastpunt komen dus telkens toppen en dalen voor in de functie $Imk_0(Ar)$, wanneer Ar met

2π vermeerderd. Alzoo bedraagt dus op grooten afstand van het lastpunt de golflengte $\frac{4\pi}{A} = \frac{12,56}{A}$.

De golflengte, voor de eerste golf $\frac{13,4}{A}$ bedragen de, neemt alzoo voor de volgende golven snel af, om spoedig tot de waarde $\frac{12,56}{A}$ te naderen.

Van groot belang is verder de kennis van de maximum spanningen, welke in de plaat kunnen optreden en van de maximum gronddrukken onder de plaat. De spanningen in de plaat hangen o.m. af van het 2de differentiaalquotient van ξ_0 naar r en worden dus onder een puntlast oneindig groot.

Uit formule (9) blijkt dat juist onder het lastpunt ook σ_x oneindig groot wordt. Beide spanningen — n.l. de plaatspanning en de gronddruk — worden echter volkomen eindig, zoodra we den last P gelijkmatig verdeeld aannemen over een cirkelvormig oppervlak.

Voor dit geval zullen we nu dus de formule (9) voor ξ_0 en σ_x moeten omwerken en in plaats van met de potentiaal van een puntlast, met die van een homogeen belegde schijf moeten werken.

Dit vraagstuk werd vroeger reeds door steller opgelost (zie A blz. I. 79 e.v.) en in de navolgende stellingen uitgedrukt:

Is van een homogeen belegde schijf de potentiaal van het massapunt in het middelpunt van de schijf $= \psi$, dan is de potentiaal van de geheele schijf:

$$V = 2\pi b I_1(b \nabla_1) (\psi)_b,$$

voor waarden van $r > b$ (indien $b =$ straal van de schijf) en

$$V = 2\pi a I_1(a \nabla_1) (\psi)_a + \int_a^b 2\pi r dr I_0(a \nabla_1) \psi$$

voor waarden van $r = a < b$, dus voor punten, in het belegde oppervlak vallende, op een afstand a uit het schijfmidden.

Nu is, zooals we vroeger hebben gezien, voor $x = 0$

$$\xi_0 = -\frac{3m_1 - 4}{m_1} V = -\frac{PA}{2\sqrt{3}\pi G_1} \text{Imk}_0(Ar)$$

alzoo de potentiaalfunctie

$$V = -\frac{PA}{2\sqrt{3}\pi G_1} \cdot \frac{m_1}{3m_1 - 4} \text{Imk}_0(Ar).$$

Hebben we nu een gelijkmatig belast cirkelvormig oppervlak met een belasting q per eenheid van oppervlak, dus $q = \frac{P}{\pi b^2}$, dan is de potentiaal van het massapunt in het schijfmiddelpunt:

$$\psi = -\frac{PA}{2\sqrt{3}\pi^2 b^2 \cdot G_1} \cdot \frac{m_1}{3m_1 - 4} \cdot \text{Imk}_0(Ar)$$

en vinden we dus voor ξ_0 , voor punten vallende buiten het belaste oppervlak:

$$\xi_0 = \frac{PA}{2\sqrt{3}\pi^2 b^2 \cdot G_1} \cdot 2\pi b I_1(b \nabla_1) \{ \text{Imk}_0(Ar) \}_b$$

en evenzoo voor σ_x buiten het belaste oppervlak:

$$\sigma_x = \frac{PA^2}{\sqrt{3} \cdot \pi^2 b^2} \cdot 2\pi b I_1(b \nabla_1) \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right\}_b.$$

Bij het verder uitwerken van bovenstaande vergelijkingen zullen we de differentiaaloperatoren $\nabla_1^{2n} = \Delta_1^n$ op $\text{Imk}_0(Ar)$ en $\text{Rek}_0(Ar)$ moeten toepassen. We zullen daarom deze operatie eerst uitvoeren.

Uit $\Delta_1 K_0(kr) = k^2 K_0(kr)$ vinden we, wanneer we k vervangen door $A \cdot \frac{1}{2} (i + \sqrt{3})$

$$\Delta_1 \{ \text{Rek}_0(Ar) + i \text{Imk}_0(Ar) \} = \frac{1}{2} (1 + i \sqrt{3}) \{ \text{Rek}_0(Ar) + i \text{Imk}_0(Ar) \}$$

$$\text{Alzoo } \nabla_1^2 \text{Rek}_0(Ar) = A^2 \left\{ \frac{1}{2} \text{Rek}_0(Ar) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imk}_0(Ar) \right\}$$

$$\nabla_1^4 \text{Rek}_0(Ar) = -A^4 \left\{ \frac{1}{2} \text{Rek}_0(Ar) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imk}_0(Ar) \right\}$$

$$\nabla_1^6 \text{Rek}_0(Ar) = -A^6 \text{Rek}_0(Ar) \text{ enz.}$$

$$\nabla_1^2 \text{Imk}_0(Ar) = A^2 \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) + \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right\}$$

$$\nabla_1^4 \text{Imk}_0(Ar) = A^4 \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right\}$$

$$\nabla_1^6 \text{Imk}_0(Ar) = -A^6 \text{Imk}_0(Ar) \text{ enz.}$$

Buiten het belaste oppervlak vinden we dus voor ξ_0 :

$$\begin{aligned} \xi_0 &= \frac{PA}{\sqrt{3}\pi b \cdot G_1} \cdot I_1(b \nabla_1) \{ \text{Imk}_0(Ar) \}_b \\ &= \frac{PA}{\pi b \cdot \sqrt{3} G_1} \left\{ \frac{b}{2} \text{Imk}_0(Ar) + \frac{b^3}{2 \cdot 2 \cdot 4} \nabla_1^2 \text{Imk}_0(Ar) + \dots \right\} \\ &= \frac{PA}{\pi b \cdot \sqrt{3} G_1} \left\{ \text{Imk}_0(Ar) \left[\frac{b}{2} - \frac{b^7 A^6}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 8} + \frac{b^{13} A^{12}}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 14} - \dots \right] + \right. \\ &\quad \left. + \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) + \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right] \cdot \left[\frac{b^3 A^2}{2 \cdot 2 \cdot 4} - \frac{b^9 A^8}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 10} + \dots \right] + \right. \\ &\quad \left. + \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right] \cdot \left[\frac{b^5 A^4}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 6} - \frac{b^{11} A^{10}}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 12} + \dots \right] \right\} \end{aligned}$$

Stel:

$$\left| \frac{bA}{2} - \frac{b^7 A^7}{2 \cdot 2 \cdots 8} + \frac{b^{13} A^{13}}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdots 14} - \cdots \right| = \alpha_1$$

$$\left| \frac{b^3 A^3}{2 \cdot 2 \cdot 4} - \frac{b^9 A^9}{2 \cdot 2 \cdots 10} + \cdots \right| = \beta_1$$

$$\left| \frac{b^5 A^5}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 6} - \frac{b^{11} A^{11}}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdots 10 \cdot 10 \cdot 12} + \cdots \right| = \gamma_1$$

dan wordt dus:

$$\xi_0 = \frac{P}{\sqrt{3} \pi b G_1} \left[\text{Imk}_0(Ar) \left\{ \alpha_1 + \frac{1}{2} \beta_1 - \frac{1}{2} \gamma_1 \right\} + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) \left\{ \beta_1 + \gamma_1 \right\} \right].$$

Nu is, zooals bij uitschrijving van die functies kan blijken:

$$\text{Reb}_1(Ab) = -\gamma_1 + \frac{1}{2} \alpha_1 - \frac{1}{2} \beta_1$$

$$\text{Imb}_1(Ab) = \frac{1}{2} \sqrt{3} (\alpha_1 + \beta_1)$$

$$\text{alzo: } \alpha_1 + \frac{1}{2} \beta_1 - \frac{1}{2} \gamma_1 = \frac{1}{2} \text{Reb}_1(Ab) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_1(Ab)$$

$$\text{en: } \frac{1}{2} \sqrt{3} (\beta_1 + \gamma_1) = \frac{1}{2} \text{Imb}_1(Ab) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_1(Ab).$$

Dit invoerende krijgen we dus ten slotte:

$$\xi_0 = \frac{P}{\sqrt{3} \pi b G_1} \left[\text{Imk}_0(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \text{Reb}_1(Ab) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_1(Ab) \right\} + \text{Rek}_0(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \text{Imb}_1(Ab) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_1(Ab) \right\} \right] \dots\dots\dots (15)$$

Voor $b \rightarrow 0$ is bij verwaarloozing van de hoogere machten van b , $\text{Reb}_1(Ab) = \frac{1}{2} \alpha_1 = \frac{Ab}{4}$

$$\text{Imb}_1(Ab) = \frac{1}{2} \sqrt{3} \alpha_1 = \frac{1}{4} \sqrt{3} Ab.$$

Voor een puntlast ($b \rightarrow 0$) wordt alzo verg. (15)

$$\xi_0 = \frac{P}{\sqrt{3} \pi b G_1} \left[\text{Imk}_0(Ar) \cdot \left\{ \frac{1}{8} + \frac{3}{8} \right\} Ab + \text{Rek}_0(Ar) \cdot \left\{ \frac{1}{8} \sqrt{3} - \frac{1}{8} \sqrt{3} \right\} Ab \right] = \frac{PA}{2 \sqrt{3} \pi G_1} \text{Imk}_0(Ar).$$

We krijgen hiermede de formule (9) terug, hetgeen een controle op de juistheid van verg. (15) moge zijn.

Zooals gezegd is, geldt verg. (15) dus voor punten gelegen buiten het belaste oppervlak.

Voor punten vallende *binnen* het belaste oppervlak, op een afstand a ($< b$) uit het midden van het lastvlak, is zooals we uit het voorgaande kunnen opmaken:

$$\xi_0 = \frac{2\pi PA}{\pi^2 b^2 2\sqrt{3} G_1} \left\{ I_1(a \nabla_1) [\text{Imk}_0(Ar)]_a + \int_a^b r dr I_0(a \nabla_1) \text{Imk}_0(Ar) \right\}.$$

De eerste term tusschen de accoladen van bovenstaande vergelijking levert, analoog aan de voorgaande berekening:

$$\frac{a}{A} \left[\text{Imk}_0(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \text{Reb}_1(aA) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_1(aA) \right\} + \text{Rek}_0(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \text{Imb}_0(aA) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Reb}_1(aA) \right\} \right].$$

Terwijl de tweede term tusschen die accoladen wordt:

$$\int_a^b r dr \left\{ \text{Imk}_0(Ar) + \frac{a^2}{2 \cdot 2} \nabla_1^2 \text{Imk}_0(Ar) + \frac{a^4}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4} \nabla_1^4 \text{Imk}_0(Ar) + \cdots \right\} = \int_a^b r dr \left\{ \text{Imk}_0(Ar) \left[1 - \frac{a^6 A^6}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 6} + \frac{a^{12} A^{12}}{2 \cdot 2 \cdots 12 \cdot 12} - \cdots \right] + \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) + \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right] \left[\frac{a^2 A^2}{2 \cdot 2} - \frac{a^8 A^8}{2 \cdot 2 \cdots 8 \cdot 8} + \cdots \right] + \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imk}_0(Ar) \right] \left[\frac{a^4 A^4}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4} - \frac{a^{10} A^{10}}{2 \cdot 2 \cdots 10 \cdot 10} + \cdots \right] \right\}.$$

$$\text{Nu is: } \int_a^b K_0(kr) r dr = \left| -\frac{r}{k} K_1(kr) \right|_a^b$$

Vervangen we hierin k door $A \cdot \frac{1}{2} (1 + \sqrt{3})$ dan wordt in verband met verg. (13):

$$\int_a^b \left\{ \text{Rek}_0(Ar) + i \text{Imk}_0(Ar) \right\} r dr = \left| -\frac{r}{A} \frac{1}{2} (1 - i \sqrt{3}) \left(\text{Rek}_1(Ar) + i \text{Imk}_1(Ar) \right) \right|_a^b$$

$$\text{dus: } \int_a^b \text{Rek}_0(Ar) r dr = \left| -\frac{r}{A} \left\{ \frac{1}{2} \text{Rek}_1(Ar) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imk}_1(Ar) \right\} \right|_a^b$$

$$\text{en } \int_a^b \text{Imk}_0(Ar) r dr = \left| +\frac{r}{A} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Rek}_1(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imk}_1(Ar) \right\} \right|_a^b$$

Stellen we verder: $\left\{ 1 - \frac{a^6 A^6}{2 \cdot 2 \dots 6 \cdot 6} + \frac{a^{12} A^{12}}{2 \cdot 2 \dots 12 \cdot 12} - \dots \right\} = \alpha_0$

$\left\{ \frac{a^2 A^2}{2 \cdot 2} - \frac{a^6 A^6}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 6 \cdot 6} + \dots \right\} = \beta_0$

$\left\{ \frac{a^4 A^4}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4} - \frac{a^{10} A^{10}}{2 \cdot 2 \dots 10 \cdot 10} + \dots \right\} = \gamma_0$

dan wordt die tweede term tusschen de accoladen als vorenbedoeld, na uitvoering van de integratie:

$$\left\{ \frac{r}{A} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Rek}_1(Ar) (\alpha_0 - \gamma_0) - \frac{1}{2} \operatorname{Imk}_1(Ar) (\alpha_0 + 2\beta_0 + \gamma_0) \right\} \right\}_{r=1}^{r=b}$$

Nu is $\operatorname{Reb}_0(aA) = \alpha_0 + \frac{1}{2} \beta_0 - \frac{1}{2} \gamma_0$

$\operatorname{Imb}_0(aA) = \frac{1}{2} \sqrt{3} (\beta_0 + \gamma_0)$

alzo: $\frac{1}{2} \sqrt{3} (\alpha_0 - \gamma_0) = \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_0(aA)$

en: $\frac{1}{2} (\alpha_0 + 2\beta_0 + \gamma_0) = \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_0(aA) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_0(aA)$

zoodat die tweede term wordt:

$$\left\{ \frac{r}{A} \operatorname{Rek}_1(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} - \frac{r}{A} \operatorname{Imk}_1(Ar) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_0(aA) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} \right\}_a^b$$

We vinden dus in totaal: $\xi_0 = \frac{PA}{\pi b^2 \cdot \sqrt{3} G_1} \times$

$$\times \left\{ \frac{a}{A} \left[\operatorname{Imk}_0(aA) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_1(aA) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_1(aA) \right\} + \operatorname{Rek}_0(aA) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_1(aA) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_1(aA) \right\} \right] - \frac{a}{A} \left[\operatorname{Rek}_1(aA) \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} - \operatorname{Imk}_1(aA) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} \right] + \frac{b}{A} \left[\operatorname{Rek}_1(bA) \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} - \operatorname{Imk}_1(bA) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} \right] \right\}.$$

Deze vorm kan belangrijk vereenvoudigd worden door gebruik te maken van een eigenschap der Bessel'sche functies, uitgedrukt in den determinant van Wronsky, n.l.

$$\mathcal{W} [I_\nu(z), K_\nu(z)] \text{ of } \begin{vmatrix} I_\nu(z) & K_\nu(z) \\ I'_\nu(z) & K'_\nu(z) \end{vmatrix} = -\frac{1}{z}$$

Voor $\nu = 0$, wordt deze determinant:

$$I_0(z) K_1(z) + K_0(z) I_1(z) = \frac{1}{z}$$

Vervangen we hierin nu z door $\frac{1}{2} A a (i + \sqrt{3})$, dan is dus:

$\operatorname{Reb}_0(aA) \operatorname{Rek}_1(aA) - \operatorname{Imb}_0(aA) \operatorname{Imk}_1(aA) +$

$+ \operatorname{Reb}_1(aA) \operatorname{Rek}_0(aA) - \operatorname{Imb}_1(aA) \operatorname{Imk}_0(aA) = \frac{1}{aA}$

en: $\operatorname{Reb}_0(aA) \operatorname{Imk}_1(aA) + \operatorname{Rek}_1(aA) \operatorname{Imb}_0(aA) + \operatorname{Reb}_1(aA) \operatorname{Imk}_0(aA) + \operatorname{Rek}_0(aA) \operatorname{Imb}_1(aA) = 0.$

Dit ingevoerd in bovenstaande lange vergelijking voor ξ_0 geeft:

$$\xi_0 = \frac{P}{\pi \sqrt{3} b G_1} \left\{ -\frac{1}{2} \sqrt{3} \frac{1}{Ab} + \left[\operatorname{Rek}_1(bA) \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Reb}_0(aA) - \frac{1}{2} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} - \operatorname{Imk}_1(bA) \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{Reb}_0(aA) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imb}_0(aA) \right\} \right] \right\} \quad (16)$$

waarin a dus een waarde is voor r kleiner dan b .

Voor kleine waarden van b zal in het algemeen de inzakking in het lastmidden, dus voor $a = 0$, het grootste zijn. Van belang is dus de formule voor ξ_0 in het 0-punt. Aangezien hier $\operatorname{Reb}_0(Aa) = 1$ en $\operatorname{Imb}_0(Aa) = 0$, vinden we dus (voor het 0-punt):

$$\xi_0 = \frac{P}{2\pi b G_1} \left\{ -\frac{1}{bA} + \operatorname{Rek}_1(bA) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Imk}_1(bA) \right\} \quad \dots\dots (16a)$$

Indien deze formule goed is, moeten we voor een puntlast, dus voor $b \rightarrow 0$, de formule (9) weer terugkrijgen. Voor het 0-punt dus voor $r = 0$, waarvoor

$\operatorname{Imk}_0(Ar) = -\frac{1}{6} \pi$, wordt deze formule:

$$\xi_0 = -\frac{PA}{12 \sqrt{3} G_1}.$$

De waarden van $\operatorname{Rek}_1(bA)$ en $\operatorname{Imk}_1(bA)$ voor $b \rightarrow 0$ kunnen we vinden door differentieëren van de vergelijkingen (11) en (12). Verwaarloozen we in de verkregen uitkomst de machten van b , hooger dan 1, dan vinden we

$$\operatorname{Rek}_1(bA) = \frac{1}{bA} + \frac{Ab}{2 \cdot 2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ab}{2} - \frac{1}{2} \right\} - \frac{1}{6} \pi \cdot \frac{1}{4} \sqrt{3} Ab$$

$$\operatorname{Imk}_1(bA) = \frac{1}{2} \sqrt{3} \frac{Ab}{2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ab}{2} - \frac{1}{2} \right\} + \frac{1}{6} \pi \cdot \frac{1}{4} Ab.$$

Dit ingevoerd in vergelijking (16a) geeft

$$\xi_0 = \frac{P}{2\pi b G_1} \cdot \left\{ -\frac{1}{24} \sqrt{3} \pi A b - \frac{1}{72} \sqrt{3} \pi A b \right\} =$$

$$= -\frac{PA}{12 \sqrt{3} G_1}, \text{ wat te bewijzen was.}$$

Nu ξ_0 bekend is kunnen we de spanningen uitrekenen, welke in de plaat zullen optreden. De normaalspanningen bereiken natuurlijk hun maximum op de onder- en bovenzijde van de plaat. Aan de onderzijde van de plaat veroorzaken ze in een willekeurig punt (r) een specifieke uitrekking:

$$\varepsilon_{\text{radiaal}} = -\frac{1}{2} h \frac{\partial^2 \xi_0}{\partial r^2}$$

$$\varepsilon_{\text{tangentieel}} = -\frac{1}{2} h \frac{1}{r} \frac{\partial \xi_0}{\partial r}.$$

$$\text{Aangezien } \varepsilon_r = \frac{1}{E} \left(\sigma_r - \frac{1}{m} \sigma_t \right) \text{ en}$$

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} \left(\sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_r \right)$$

is dus:

$$\sigma_r = -\frac{m}{m^2 - 1} E \cdot \frac{1}{2} h \left\{ m \frac{\partial^2 \xi_0}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \xi_0}{\partial r} \right\} =$$

$$= -\frac{m^2 E}{m^2 - 1} \frac{1}{2} h \left\{ \Delta_1 \xi_0 - \frac{m-1}{m} \frac{1}{r} \frac{\partial \xi_0}{\partial r} \right\}$$

Evenzoo is:

$$\sigma_t = -\frac{mE}{m^2 - 1} \frac{1}{2} h \left\{ \Delta_1 \xi_0 + (m-1) \frac{1}{r} \frac{\partial \xi_0}{\partial r} \right\}.$$

Voeren we nu voor ξ_0 de waarde van vergelijking (16) in, dan vinden we:

$$\sigma_r = -\frac{m^2 E}{m^2 - 1} \frac{1}{2} h \frac{P}{\pi b \sqrt{3} G_1} \cdot \left\{ \Delta_1 - \frac{m-1}{m} \cdot \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right\} \cdot$$

$$\cdot \left\{ \text{Rek}_1(bA) \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Reb}_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imb}_0(Ar) \right] - \right.$$

$$\left. - \text{Imk}_1(bA) \left[\frac{1}{2} \text{Reb}_0(Ar) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_0(Ar) \right] \right\}.$$

Na uitvoering van de uit het voorgaande reeds

bekende differentiaaloperatie Δ_1 en $\frac{d}{dr}$ op $\text{Reb}_0(Ar)$ en $\text{Imb}_0(Ar)$, krijgen we:

$$\sigma_x = -\frac{m^2 P E h}{\pi (m^2 - 1) 2 \sqrt{3} b G_1} \cdot \left[\text{Rek}_1(bA) \left\{ -A^2 \text{Imb}_0(Ar) - \frac{m-1}{m} \frac{A}{r} \cdot \right. \right.$$

$$\cdot \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Reb}_1(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imb}_1(Ar) \right] \left\{ - \right.$$

$$\left. - \text{Imk}_1(bA) \left\{ A^2 \text{Reb}_0(Ar) - \frac{m-1}{m} \frac{A}{r} \cdot \right. \right.$$

$$\cdot \left[\frac{1}{2} \text{Reb}_1(Ar) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_1(Ar) \right] \left\{ \right\} \dots (17)$$

$$\sigma_t = -\frac{m P E h}{\pi (m^2 - 1) 2 \sqrt{3} b G_1} \cdot \left[\text{Rek}_1(bA) \left\{ -A^2 \text{Imb}_0(Ar) + \frac{m-1}{m} \frac{A}{r} \cdot \right. \right.$$

$$\cdot \left[\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Reb}_1(Ar) - \frac{1}{2} \text{Imb}_1(Ar) \right] \left\{ - \right.$$

$$\left. - \text{Imk}_1(bA) \left\{ A^2 \text{Reb}_0(Ar) + (m-1) \frac{A}{r} \cdot \right. \right.$$

$$\cdot \left[\frac{1}{2} \text{Reb}_1(Ar) + \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Imb}_1(Ar) \right] \left\{ \right\} \dots (18)$$

In het 0-punt, voor $r \rightarrow 0$, is met verwaarloozing van de hogere machten van r :

$$\text{Imb}_0(Ar) = 0$$

$$\text{Imb}_1(Ar) = \frac{1}{4} \sqrt{3} Ar$$

$$\text{Reb}_0(Ar) = 1$$

$$\text{Reb}_1(Ar) = \frac{1}{4} Ar$$

We vinden dus voor het 0-punt:

$$\sigma_r = + \frac{m^2 P E h}{(m^2 - 1) 2 \sqrt{3} \pi b G_1} \text{Imk}_1(bA) \left\{ A^2 - \right.$$

$$\left. - \frac{m-1}{m} \frac{A}{r} \cdot \frac{1}{2} Ar \right\} =$$

$$= \frac{m}{2(m-1)} \frac{P E h A^2}{2 \sqrt{3} \pi b G_1} \text{Imk}_1(bA)$$

en evenzoo

$$\sigma_t = \frac{m}{2(m-1)} \frac{P E h A^2}{2 \sqrt{3} \pi b G_1} \text{Imk}_1(bA) \dots (19)$$

alzo precies dezelfde waarde als voor σ_r , hetgeen trouwens uit symmetrieoverweging te verwachten was.

Bovenstaande formule kunnen we nog vereenvoudigen, door voor A de waarde van formule (7) in te voeren. We vinden dan voor het 0-punt:

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{2\sqrt{3}}{\pi b A} \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \frac{P}{h^2} \cdot \text{Im}k_1(Ab) \dots \quad (19a)$$

De waarde van $\text{Im}k_1(Ab)$ welke in deze formule voorkomt kunnen we uit *figuur 3* aflezen. Voor zeer kleine waarden van Ab , dus voor sterk geconcentreerde belastingen, kunnen we, de hoogere machten van Ab verwaarloozende, zooals we zagen stellen:

$$\text{Im}k_1(Ab) = \frac{1}{2} \sqrt{3} \frac{Ab}{2} \left\{ \ln \frac{\gamma Ab}{2} - \frac{1}{2} \right\} + \frac{1}{6} \pi \cdot \frac{1}{4} Ab.$$

Dit in verg. (19) ingevoerd geeft na uitwerking

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{3}{2\pi} \frac{m+1}{m} (\ln(Ab) - 0,31365) \frac{P}{h^2} \dots \quad (19b)$$

welke formule, er zij nogmaals op gewezen, slechts gebruikt mag worden, indien Ab zéér klein is. Teneinde vergissingen te voorkomen, is het daarom beter, altijd slechts met formule (19a) te werken. De formule (19b) heeft steller dan ook alleen maar gegeven, om de merkwaardige overeenkomst die ze vertoont met de formule van Hertz voor de spanningen in een ijslaag op water, n.l.

$$\sigma_r = \sigma_t = \frac{3}{2\pi} \frac{m+1}{m} \left\{ \ln(Ab) - 0,6159 \right\} \frac{P}{h^2}.$$

Opgemerkt kan worden, dat uit het voorkomen van de functie $\text{Im}k_1(Ab)$ in vergelijking (19a) blijkt, dat al naar gelang van de grootte van b , dus van het lastvlak, de spanning van de plaat onder het lastmidden positief of negatief zal zijn. Al naar gelang van de grootte van het lastvlak zal de plaat dus in dat punt hol of bol staan.

Voor het bepalen van den druk op den grond onder de plaat kunnen we geheel de methode volgen, welke in het voorgaande gebezigd werd voor de berekening van ξ_0 . Van belang is slechts de kennis van de grootste gronddrukken, dus van die, welke onder het belaste oppervlak voorkomen. Voor punten vallende onder het belaste oppervlak, op een afstand a van O , bepalen we σ_x dus analoog aan de afleiding van formule (16), door uit te gaan van de vergelijking:

$$\sigma_x = \frac{PA^2}{\pi b^2 \cdot \pi \sqrt{3}} \left\{ 2\pi a I_1(a \nabla_1) (\psi)_a + \int_a^b 2\pi r dr I_0(a \nabla_1) \psi \right\}$$

waarin ψ nu dus is: $\frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re}k_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im}k_0(Ar)$.

Deze berekening, welke de lezer thans gemakkelijk zelf zal kunnen uitvoeren, zal hier korthedshalve niet gegeven worden. Ook hier wordt, door gebruikmaking van de eigenschappen van den determinant van Wronsky, een groote vereenvoudiging bereikt. Men vindt (voor $a = r < b$)

$$\sigma_x = \frac{P}{\pi b^2} \left\{ 1 - \frac{2bA}{\sqrt{3}} \left[\text{Re}k_1(Ab) \cdot \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re}b_0(Ar) + \frac{1}{2} \text{Im}b_0(Ar) \right\} + \text{Im}k_1(Ab) \left\{ \frac{1}{2} \text{Re}b_0(Ar) - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Im}b_0(Ar) \right\} \right] \right\} \dots \quad (20)$$

In het 0-punt, dus onder het lastmidden, waar σ_x wel het grootste zal zijn, althans wanneer dit belaste oppervlak niet zeer groot is, is $r = 0$, dus aangezien dan:

$$\begin{aligned} \text{Im}b_0(Ar) &= 0 & \text{Re}b_0(Ar) &= 1 \\ \text{Im}b_1(Ar) &= \frac{1}{4} \sqrt{3} Ar; & \text{Re}b_1(Ar) &= \frac{1}{4} Ar \end{aligned}$$

$$\text{is } \sigma_x = \frac{P}{\pi b^2} \left\{ 1 - Ab \left[\text{Re}k_1(Ab) + \frac{1}{8} \sqrt{3} \text{Im}k_1(Ab) \right] \right\} \dots \quad (21)$$

Ook deze vorm kan voor zeer kleine waarden van Ab zeer vereenvoudigd worden. Die formule zal hier echter niet gegeven worden, om het gevaar te ontgaan, dat ze misschien toch toegepast zou worden voor grootere waarden van b , waardoor men verkeerde uitkomsten zou krijgen. In het algemeen toch is b niet zoo klein (n.l. onder een auto- of vliegtuigband) terwijl bovendien feitelijk nog op drukverspreiding in de plaat gerekend moet worden, waardoor de straal van het belaste oppervlak toch zeker nog $\frac{1}{2} h$ grooter gesteld zou moeten worden.

Als controle op de juistheid van formule (21) kunnen we σ_x in het 0-punt ook rechtstreeks berekenen uit formule (9). Immers we vinden dan voor ieder punt van het belaste vlak:

$$d\sigma_x = \frac{dPA^2}{\pi \sqrt{3}} \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re}k_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im}k_0(Ar) \right\}$$

$$\text{waarin } dP = \frac{P}{\pi b^2}$$

$$\text{dus } \sigma_x = \frac{PA^2}{\pi^2 b^2 \cdot \sqrt{3}} \int_0^b \left\{ \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re}k_0(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im}k_0(Ar) \right\} 2\pi r dr.$$

De hier voorkomende integralen hebben we reeds aangetroffen bij de afleiding van formule (16). We vinden dus:

$$\sigma_x = \frac{2\pi PA^2}{\pi^2 b^2 \sqrt{3}} \left\{ \frac{r}{A} \right\} - \frac{1}{2} \sqrt{3} \text{Re}k_1(Ar) - \frac{1}{2} \text{Im}k_1(Ar) \Bigg|_0^b$$

En aangezien voor $r \rightarrow 0$

$$\text{Re}k_1(Ar) = \frac{1}{Ar}; \quad \text{Im}k_1(Ar) = 0$$

vinden we voor σ_x in het 0-punt:

$$\sigma_x = \frac{2\pi PA^2}{\pi^2 b^2 \cdot \sqrt{3}} \left[\frac{b}{A} \left\{ -\frac{1}{2} \sqrt{3} \operatorname{Re} k_1(Ab) - \frac{1}{2} \operatorname{Im} k_1(Ab) \right\} + \frac{1}{2} \sqrt{3} \frac{1}{A^2} \right],$$

alzo de formule (21) weer terug.

Met behulp van formule (20) kunnen dus de vlak onder een — oneindig groote — plaat voorkomende gronddrukken bepaald worden. Dieper onder de plaat nemen de spanningen in den grond natuurlijk zeer in grootte af; de kennis van het verdere verloop van die spanningen in den grond heeft dus praktisch geen belang. Zou men echter dit vraagstuk toch willen oplossen, dan zou men terug moeten gaan tot de potentiaalfunctie

$$V = - \int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(ak) dk$$

van vergelijking (4). In deze vergelijking zou dus $\varphi(ak)$ nog bepaald moeten worden, waartoe gebruik gemaakt kan worden van het gegeven, dat voor $x = 0$

$$\begin{aligned} \xi_0 &= \frac{3m_1 - 4}{m_1} \int_0^\infty J_0(kr) \varphi(ak) dk = \\ &= \frac{PA}{2\pi \sqrt{3} G_1} \operatorname{Im} k_0(Ar). \end{aligned}$$

Hoewel voor deze integraalvergelijking een oplossing te vinden is, zal deze oplossing hier niet gegeven worden, omdat — afgezien ervan of deze oplossing toevallig de juiste zou zijn — de integraal

$$\int_0^\infty e^{-kx} J_0(kr) \varphi(ak) dk$$

voor $x \neq 0$ toch niet te evalueeren is, tenzij $\varphi(ak)$ tot den vorm ak^n is te brengen.

Van meer praktisch belang, bijv. voor de berekening van cirkelvormige funderingsplaten, den bodem van oliereservoirs enz., is de vraag, hoe groot de vormveranderingen en spanningen zijn, wanneer de grondplaat niet oneindig groot is.

De randvoorwaarden, waaraan bij dit vraagstuk voldaan moet worden zijn dezelfde als die voor de oneindig groote plaat met wegvalling echter van de eerste voorwaarde, waar 2 nieuwe voorwaarden betreffende de spanningen of het inklemmingsmoment aan den plaatrand voor in de plaats treden.

Vroeger — bij de oneindig groote plaat — vonden, we als eenige oplossing:

$$\xi_0 = c_1 \operatorname{Im} k_0(Ar).$$

Het wegvallen van de eerste voorwaarde heeft tot gevolg, dat al direct aan bovenstaande oplossing de functie $J_0(Ar)$ toegevoegd moet worden (zie afleiding van de vergelijking (8a)). Aan de dan verkregen oplossing, n.l.:

$$\xi_0 = c_1 \operatorname{Im} k_0(Ar) + c_2 J_0(Ar)$$

zullen, om aan de 2 nieuwe voorwaarden te kunnen voldoen, dus nog 2 andere functies toegevoegd moeten worden.

Voor zoo'n toevoeging komen natuurlijk alleen de wortels van $I_0(Ar \sqrt{3})$ in aanmerking, alzo $J_0(Ar)$, $\operatorname{Re} b_0(Ar)$ en $\operatorname{Im} b_0(Ar)$, welke alle drie aan de voorwaarde voldoen, dat ze in het 0-punt een eindige waarde hebben. Aangezien van deze 3, $J_0(Ar)$ reeds in bovenstaande oplossing voorkomt zijn die 2 nieuwe functies alzo geen andere dan $\operatorname{Re} b_0(Ar)$ en $\operatorname{Im} b_0(Ar)$.

We vinden dus ten slotte voor een cirkelvormige plaat met eindigen straal R :

$$\xi_0 = c_1 \operatorname{Im} k_0(Ar) + c_2 J_0(Ar) + c_3 \operatorname{Re} b_0(Ar) + c_4 \operatorname{Im} b_0(Ar).$$

De hierin voorkomende constanten zijn op te lossen uit:

- 2 vergelijkingen in verband de 2 nieuwe randvoorwaarden;
- 1 vergelijking ter voldoening aan de voorwaarde dat in het 0-punt de schuifspanningen evenwicht moeten maken met de uitwendige krachten (voorwaarde 4);
- 1 vergelijking (zie fig. 4), uitdrukking de evenwichtsvoorwaarde, dus:

$$\int_0^R 2\pi r dr \sigma_x(x=0) = P.$$

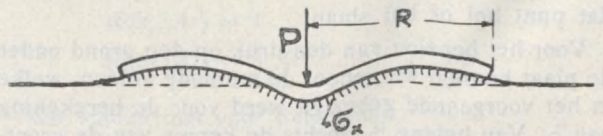


Fig. 4.

Voor de bepaling der 4 constanten hebben we dus 4 vergelijkingen. Het gestelde vraagstuk is hiermede dus volkomen bepaald.

Hoofdstuk II.

De in het vorige hoofdstuk ontwikkelde theorie over grondplaten voert tot resultaten, welke zoozeer afwijken van die van de bestaande theorie, waarbij met een beddingscoëfficiënt wordt gewerkt, dat ze soms haast paradoxaal lijken. Daarom zullen hier, alvorens over te gaan tot een beschouwing van de deformatiemetingen, door de Ned.-Indische Wegenvereeniging verricht op steenslagwegdekken, de grootheden ξ_0 , σ_x en σ_r nader bekeken worden.

Wat σ_x betreft, kan al dadelijk opgemerkt worden,

dat waar deze grootheid bij aanname van een beddingscoëfficiënt altijd evenredig is aan ξ_0 , zulks volgens bovengegeven theorie in het geheel niet het geval is. Immers, uit de formules (9) blijkt, dat terwijl ξ_0 evenredig is aan A , dus omgekeerd evenredig is aan de golflengte, σ_x evenredig is aan A^2 .

Hebben we dus 2 verschillende platen, die onder zekere belastingen even diep inzakken, dan zullen de gronddrukken onder die platen zich tot elkander verhouden omgekeerd evenredig aan de golflengten.

Onder de in Hoofdstuk I beschouwde proefplaten, waarbij A bedroeg:

0,223 cm⁻¹ voor de ijzeren plaat

0,0267 cm⁻¹ voor de betonplaat

zal dus bij *gelijke* inzakking, de gronddruk onder de ijzeren plaat *ruim 8 maal* zoo groot zijn als die onder de betonplaat.

Uit dit voorbeeld blijkt zeer duidelijk, dat de grootte van den gronddruk absoluut niet als een functie van de inzakking kan worden beschouwd, alzoo dat het werken met een „beddingscoëfficiënt” volkomen verkeerd is en niet anders dan tot zeer foutieve resultaten zal voeren.

Dien gronddruk — onder een plaat — kunnen we slechts evenredig stellen aan A^2 , dus omgekeerd evenredig aan het oppervlak van de trechtervormige inzinking, door een last op die plaat veroorzaakt.

Heeft deze inzinking een grooten diameter (plaat met groote E en groote h), dan is de gronddruk dus heel klein, ook al mocht die inzakking onder den last groot zijn.

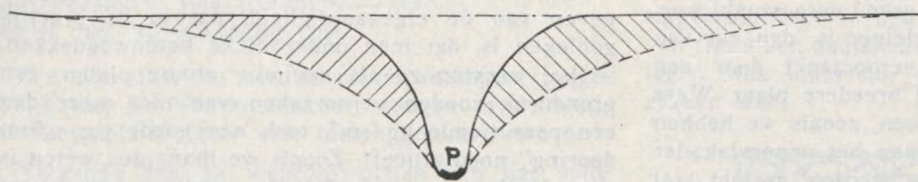


Fig. 5.

Een aanschouwelijke verklaring hiervan moge fig. 5 geven. De getrokken lijn geeft hier de inzinking aan, welke het grondoppervlak (zonder plaat) onder een zekere belasting zou aannemen. De gestippelde lijn geeft de inzakking aan van een plaat welke zoodanig is belast, dat hij even diep zakt, zoodat het gearceerde deel dat gedeelte van den grond aangeeft, dat door de plaat extra moet worden weggedrukt. Hoe grooter dat extra weggedrukte deel is (hoe stijver dus de plaat is) hoe grooter de last P op de plaat moet zijn, om haar tot die diepte te laten inzakken. Bij dat wegdrücken van den grond zal deze in het 0-punt (onder den last) ontlast worden, waardoor de gronddruk aldaar kleiner wordt.

Hoeveel deze gronddruk bedraagt bij platen met een kleine A (betonplaten, steenslagwegdekken zóódanig geconstrueerd dat ze als plaat werken) blijkt, wanneer we formule (21) toepassen op bijv. onze vroeger beschouwde proefplaat van beton, welke slechts 6 cm dik is ($A = 0,0267$). Nemen we op deze plaat een druk aan, zooals die door een autoband wordt veroorzaakt, dus een gelijkmatige belasting van 3 kg/cm² op een cirkelvormig oppervlak met een straal $b = 15$ cm (dus $P = 2,1$ ton en $Ab = 0,4$) dan is dus:

$$\sigma_x = 3 \left\{ 1 - 0,4 \left[\text{Rek}_1(0,4) + \frac{1}{3} \sqrt{3} \text{Imk}_1(0,4) \right] \right\}$$

Uit fig. 3 vinden we: $\text{Rek}_1(0,4) = 2,25$

$$\text{Imk}_1(0,4) = -0,22$$

$$\text{dus } \sigma_x = 3 \left\{ 1 - 0,4 (2,25 - 0,577 \cdot 0,22) \right\} = 0,45 \text{ kg/cm}^2.$$

Dezelfde gelijkmatige belasting, nu echter aangebracht op een grooter cirkelvormig oppervlak van bijv. 37½ cm straal (dus $P = 13$ ton en $Ab = 1$, als veroorzaakt door een vliegtuigwiel), zou een maximum gronddruk geven van:

$$\sigma_x = 3 \left\{ 1 - 1 \left[0,63834 - \frac{1}{3} \sqrt{3} \cdot 0,22736 \right] \right\} = 1,48 \text{ kg/cm}^2.$$

Teneinde te kunnen beoordeelen of zulke drukken op den grond toelaatbaar zijn, moet nagegaan worden, of daarbij niet de elasticiteits- of liever de evenredigheidsgrens van den grond overschreden wordt. Heeft n.l. zoo'n overschrijding plaats gehad, dan zal de plaat, na ontlasting, nog wel geheel kunnen terugveeren in haar oorspronkelijken stand, maar de grond eronder, voor zoover deze overbelast is geweest, zal een *blijvende inzinking* aannemen.

Als gevolg van zoo'n blijvende inzinking zal dan — zooals het steller inderdaad herhaaldelijk bij proefnemingen gebleken is — bij herbelasting van de plaat met een *kleinen* last, onder deze belasting een veel diepere inzinking ontstaan, dan in het geval dat die last was aangebracht geworden op een niet overbelast geweest zijnde plaat, bij welke dus nog gerekend kan worden op gronddruk onder den last.

Nu moge zoo'n blijvende inzinking onder een stevige plaat van ijzer of beton weinig bezwaren opleveren, een eenigszins plastische plaat daarentegen (bijv. een wegdek van hard asfaltbeton of een steenslaglaag) zal op den duur, als een pijp lak, onder den invloed van haar eigen gewicht inzakken en de blijvende inzinking opvullen. In het oorspronkelijk effen wegdek zouden daardoor eveneens inzinkingen ontstaan.

Uit het bovenstaande zien we dus, dat in het algemeen inderdaad de „evenredigheidsgrens” als grens voor den toe te laten gronddruk moet worden gesteld.

Hoeveel bedraagt nu die evenredigheidsgrens voor grond?

Deze vraag vindt haar beantwoording in de in Hoofdstuk I beschreven proeven met de ijzeren plaat. Immers, aldaar werd erop gewezen, dat bij die plaat de evenredigheid tusschen belasting en inzakking nog was te constateeren tot een belasting van 180 kg.

Deze belasting werd uitgeoefend door middel van een hard-rubber stempel met een diameter van 3 cm (alzo $b = 1\frac{1}{2}$ cm en $Ab = 0,334$) en veroorzaakte, blijkens formule (21) een maximum gronddruk van:

$$\sigma_x = \frac{180}{\pi \cdot 2,25} \left[1 - 0,334 \left\{ \text{Rek}_1(0,334) + \frac{1}{3} \sqrt{3} \text{Imk}_1(0,334) \right\} \right].$$

$$\text{Aangezien } \text{Rek}_1(0,334) = 2,782$$

$$\text{en } \text{Imk}_1(0,334) = -0,202$$

$$\text{wordt } \sigma_x = 2,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Veiligheidshalve op slechts de helft van dit bedrag rekenende blijkt dus, dat men *onder een groote plaat* een druk van rond $1\frac{1}{2}$ kg/cm² op grond mag toelaten, althans wanneer die druk maar plaatselijk, over een klein oppervlak, wordt uitgeoefend. Het doet er hier dan niet toe of we met goeden of met slappen grond te maken hebben omdat, zooals reeds meermalen werd opgemerkt, beneden de evenredigheidsgrens, in elastisch opzicht, geen verschil bestaat tusschen goeden en slappen grond.

Intusschen moge er nogmaals met nadruk op gewezen worden, dat het bovenstaande alleen maar van toepassing is op groote platen, zoo groot, dat ze in hun werking overeenkomen met oneindig groote platen. Dus platen zoo groot, dat de afstand van den last tot den plaatrand toch zeker minstens 1 golf-

lengte (dus $\frac{13,4}{A}$ cm) bedraagt.

Zou die afstand n.l. korter zijn, bijv. bij een rechthoekige plaat, in de richting van de lange zijden, dan zullen bij belasting de randen van de plaat aan die lange zijden opwippen. Door de plaat zal dan een ellipsvormige inzinking in den grond veroorzaakt worden, waarvan het oppervlak kleiner is, dan dat van de cirkelvormige inzinking, veroorzaakt door een even zwaar belaste, doch veel bredere plaat. Waar nu de grootten der gronddrukken, zooals we hebben gezien, omgekeerd evenredig aan het oppervlak der gevormde inzinkingen kunnen worden gesteld, zal dan ook de gronddruk onder de eerstbedoelde plaat grooter moeten zijn dan de gronddruk onder laatstbedoelde bredere plaat.

Als voorbeeld van het bovenstaande mogen hieronder de waarnemingen medegedeeld worden, verkregen bij belasting van een rechthoekige plaat van $2,4 \times 1,2$ m.

Voor deze ijzeren plaat, dik $\frac{3''}{16}$ of 0,4672 cm, zou volgens formule (7), waarin $G_1 = 36$ kg/cm² is, $A = 0,15$ cm⁻¹ moeten bedragen, alzoo de golflengte: 90 cm.

Bij opmeting van de vervorming van deze plaat, tengevolge van een belasting in het midden, bleek deze deformatie in de lengterichting van de plaat wederom vrij nauwkeurig het verloop van de functie $Imk_0(Ar)$ te volgen; met dien verstande evenwel, dat in die functie dan voor A niet 0,15 cm⁻¹, maar 0,098 cm⁻¹ zou moeten worden gesteld. Verder zakte de plaat onder het lastpunt 2,3 maal zoo diep in, als het geval zou moeten zijn geweest bij een even dikke, doch veel bredere plaat.

Hoewel voor dit geval — te kleine plaat — de formules (9), opgesteld voor oneindig groote platen, niet meer gelden, worde opgemerkt dat in lengterichting de deformatie van de plaat toch aan de formule (9) voor ξ_0 aangepast kon worden, door A te

vermenigvuldigen met een factor $\frac{9,8}{15} = 0,65$ en

P met een factor $2,3 \cdot \frac{1}{0,65} = 3,54$.

Aangezien A — zie formule (7) — omgekeerd evenredig is aan de plaatdikte h , vertoonde deze plaat dus een deformatie, overeenkomende met die van oneindig

groote plaat, welke $\frac{1}{0,65} = 1,54$ maal zoo dik is en 3,54 maal zoo zwaar belast is.

Dit zou, waar σ_x evenredig is aan $P \cdot A^2$ er dus op wijzen, dat de gronddruk onder de beschouwde rechthoekige plaat $3,54 \times (0,65)^2 = 1,46$ maal zoo groot was als onder een even zwaar belaste, doch zeer groote plaat van dezelfde dikte.

Deze veel grootere gronddruk werd dus daardoor veroorzaakt, doordien de last niet ver genoeg van den plaatrand verwijderd was. Hieruit kan verder geconcludeerd worden, zonder dat daarvoor een benaderende berekening behoeft te worden opgesteld⁸⁾, dat een last, aangebracht op den rand van een plaat, onder dien last een gronddruk zal veroorzaken, welke vele malen grooter zal zijn dan die, welke zou volgen uit de in Hoofdstuk I ontwikkelde formules (9) en (21), welke geldig zijn voor oneindig groote platen.

Het bovenstaande moge de eenvoudige verklaring geven van de eigenaardigheid, dat in de practijk gebleken is, dat men onder dikke betonwegdekken, welke, werkten ze als oneindig groote platen, een gronddruk zouden veroorzaken van niet meer dan een paar tiende kg/cm², toch een goede z.g. „fundeering” noodig heeft. Zooals we thans dus weten is deze fundeering — veelal een zandlaag van 30 tot 50 cm dikte — natuurlijk alleen maar daarom noodig, om de zeer groote gronddrukken, welke onder de voegen en randen dier betondekken ontstaan, te verspreiden.

Deze — helaas noodzakelijke — voegen zijn er dus oorzaak van, dat deze wegdek-betonplaten niet als „plaat” ten volle benut kunnen worden. En dit is niet alleen het geval voor wat den gronddruk, maar ook voor wat de plaatspanningen betreft.

Immers, zooals bekend moge zijn, vertoonen deze ongeveer 20 cm dikke betonplaten, na verloop van tijd, dikwijls scheuren in het *boven*oppervlak van de plaat, welke scheuren op eenigen afstand van de voegranden voorkomen, e.e.a. als in fig. 6 is aangegeven.

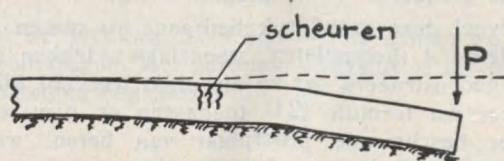


Fig. 6.

Waar het beton van die wegdekken aan hoge eischen moet voldoen, n.l. breuktrekspanningen tot 40 kg/cm², wijzen deze scheuren er dus op, dat daar ter plaatse zeer groote trekspanningen zijn voorgekomen.

8) Voor deze berekening zou, analoog aan de in Hoofdstuk I gevolgde wijze, maar nu voor het 2-dimensionale geval, de vervorming en de gronddruk vastgesteld moeten worden voor een balk op elastischen grondslag, met een last op een der uiteinden.

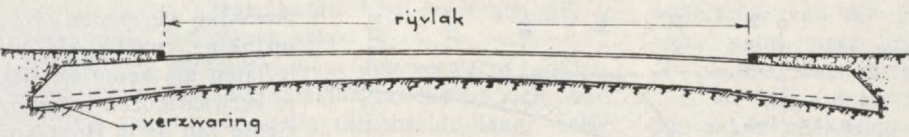


Fig. 7.

Vergelijken we nu hiermede de maximum trekspanningen, welke in een oneindig groote plaat kunnen voorkomen.

Voor zoo'n 20 cm dikke betonplaat zou A — zie verg. (7) — onder aanname van een waarde van 36 kg/cm^2 voor G_1 en van $300\,000 \text{ kg/cm}^2$ voor E (zeer sterke beton) — bedragen: $0,007 \text{ cm}^{-1}$. Een zeer groote wiel-druk van zeg 4 ton, verspreid over een cirkelvormig oppervlak van 1000 cm^2 (dus $b = 18 \text{ cm}$ en $Ab = 0,126$) zou dan — zie formule (19a) — een maximum trekspanning, aan de onderzijde van de plaat veroorzaken, groot:

$$\sigma_x = \frac{2 \sqrt{3}}{\pi \cdot 18 \cdot 0,126} \cdot \frac{4 + 1}{4} \cdot \frac{4000}{20^2} \cdot \text{Im}k_1(0,126).$$

Aangezien $\text{Im}k_1(0,126) = -0,13$ wordt dus $\sigma_x = 0,79 \text{ kg/cm}^2$.

We zien dus, dat ook de plaatsspanningen, tengevolge van het voorkomen van voegen in de wegdek-betonplaten, zeer vele malen grooter worden.

Teneinde dus bij wegconstructies van het volle voordeel van de plaatwerking (t.w. zeer geringe gronddruk, waardoor zelfs op slapen bodem een fundeering kan worden gemist; geringe spanningen in het wegdek, zoodat met een minimum dekdikte volstaan kan worden) profijt te kunnen trekken, zullen in deze wegdekken geen voegen mogen voorkomen. Verder zal, om het bezwaar van de schadelijke werking te ondervangen, veroorzaakt door een belasting van de wegdek-randen, het rijvlak een eind binnen deze randen moeten worden gehouden; liefst ware

dan tevens aan deze randen een verzwaring te geven (hierdoor wordt A en dus ook σ_x kleiner). We krijgen dan een wegverhardingsprofiel als in fig. 7 is aangegeven.

Waar hierboven van een voeglooze wegconstructie werd gesproken, moge in de eerste plaats de steenslagverharding als zoodanig aandacht vragen. De vraag doet zich echter voor, of deze verharding wel zooveel samenhang heeft, dat op een plaatwerking kan worden gerekend. Veelal wordt dit betwijfeld en neemt men nog steeds aan, dat de druk, door een last op zoo'n wegdek veroorzaakt, onder een zeker hoek, door het wegdek heen, op den ondergrond wordt overgebracht. Zou deze theorie juist zijn, dan zal het oppervlak van het wegdek ter plaatse van den last eenzelfde vervorming moeten vertoonen als de ondergrond, wanneer deze direct belast werd.

Teneinde zich definitief zekerheid te verschaffen, of deze zienswijze reden van bestaan heeft, werden door de Ned.-Indische Wegenvereniging deformatiemetingen verricht op de bestaande, $1\frac{1}{2}$ jaar oude steenslagverharding van één van hare proefvakken, waarvan fig. 8 een doorsnede geeft, en op een dichtbij gelegen stuk maaiveld, dat daartoe eerst vlak afgegraven was.



Fig. 8.

Ondervolgende staten 4 en 5 geven de resultaten van beide metingen weer.

Belasting van het maaiveld. $P = 134,4 \text{ kg}$. Staat 4.

Afstand van het lastmidden in cm	0	10	15	20	30	40	45	65
Inzakking in μ								
1e meting	905		78,8		14,85			
2e meting	870	142,7		39,4	11	5,35	1,95	0
gemiddeld	887,5	142,7	78,8	39,4	12,92	5,35	1,95	0
Inzakking indien $P = 1000 \text{ kg}$, bij aanname van evenredigheid	6630	1066	589	294	96,5	40	14,5	0

Belasting der steenslagverharding. $P = 1000 \text{ kg}$ Staat 5.

Afstand van het lastmidden in cm	10	35	60	85	110	135	160
Inzakking in μ							
1e meting	277	119,1	54,1	31,8	17,3	10,3	6,3
2e meting	293	104,4	57,7	31,4	18	12	8,5
gemiddeld	285	111,7	55,9	31,6	17,6	11,1	7,4

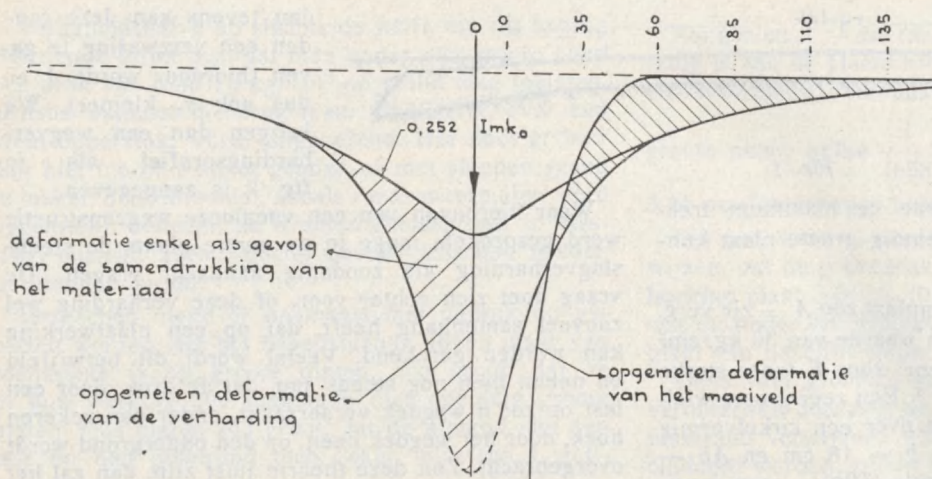


Fig. 9.

Wanneer we de uitkomsten dezer metingen vergelijken — zie ook fig. 9 — dan zien we, dat er in het geheel geen overeenstemming bestaat tusschen het verloop der beide vervormingen. De steenslagverharding volgt derhalve absoluut niet de gronddeformatie, maar vertoont zeer positief de geprononceerde plaatwerking, zooals deze in fig. 5 is aangegeven.

De vraag doet zich nu voor, of deze plaatwerking wel volledig is. In het bevestigende geval zal de in staat 5 aangegeven vervorming dan overeen moeten komen met de in formule (9) voor ξ_0 gegeven kromme, alzoo met de functie $\text{Imk}_0(Ar)$. Althans voor wat betreft het gedeelte van de vervorming, op eenigen afstand van het lastpunt; onder en in de naaste omgeving van den last n.l. zal het verhardingsmateriaal, dat niet als onsamendrukbaar kan worden beschouwd, alleen uit dien hoofde al ook nog een trechtervormige

inzinking vertoonen. Deze inzinking, welke bij materialen als beton en ijzer te verwaarloozen is ten opzichte van de in Hoofdstuk I berekende deformatie, zal men bij steenslagverhardingen dus nog moeten toevoegen aan de kromme $\text{Imk}_0(Ar)$, teneinde het juiste verloop van de deformatie, veroorzaakt door een geconcentreerde belasting, te verkrijgen (beginsel van de superpositie).

Het is nog niet mogen gelukken het verloop van deze door samendrukbaarheid van het materiaal veroorzaakte vervorming theo-

retisch zuiver te bepalen⁹⁾. Wel echter is uit proefnemingen bekend, dat deze deformatie, van het lastpunt af, zeer snel in grootte afneemt.

In combinatie met de functie $\text{Imk}_0(Ar)$ zullen we dus een kromme verkrijgen, welke onder en vlak bij het lastpunt een grotere waarde heeft dan $\text{Imk}_0(Ar)$, maar die op eenigen afstand van het lastpunt met deze functie samenvalt. *Vertoont onze steenslagverhardingslaag een volkomen plaatwerking, dan moet ze bij belasting een vervorming aannemen, welke met bovenbedoelde kromme overeenkomt.*

Wanneer we nu aan A van de functie $\text{Imk}_0(Ar)$ de waarde $0,025 \text{ cm}^{-1}$ geven en $\text{Imk}_0(Ar)$ vermenigvuldigen met een constante — 0,252, verkrijgen we het volgende:

Voor de in staat 5 opgegeven afstanden, in cm van het lastmidden van	10	35	60	85	110	135
wordt Ar	0,25	0,875	1,5	2,125	2,75	3,375
en $\text{Imk}_0(Ar)$	— 0,495	— 0,353	— 0,221	— 0,1255	— 0,068	— 0,034
dus wordt — 0,252 $\text{Imk}_0(Ar)$	0,125	0,089	0,0557	0,00317	0,0017	0,0009
Volgens staat 5 bedroeg de inzinking in cm	0,285	0,1117	0,0559	0,00316	0,00176	0,0011

Op 60 cm en verder van het lastpunt blijkt alzoo een *buitengewone* overeenstemming te bestaan tusschen de werkelijke deformatie en het verloop van de functie $\text{Imk}_0(Ar)$. Dichtbij het lastpunt echter, n.l. van 0 tot 60 cm afstand daarvandaan, is de werkelijke deformatie groter. Waar alzoo geheel aan het gestelde is voldaan, blijkt dus dat de beschouwde steenslagverharding een *volkomen* plaatwerking vertoont. In fig. 9 vindt men ook de functie — 0,252 $\text{Imk}_0(Ar)$ aangegeven. Het verschil in verloop tusschen deze kromme en de deformatie van de steenslagverhardingslaag geeft dus de vervorming aan, welke door de samenpersing van het materiaal is ontstaan.

Met het bovenstaande is dus bewezen, dat steenslaglagen zich volkomen als een plaat (kunnen) ge-

dragen. Wat de hierboven beschreven proef betreft, moet nog opgemerkt worden, dat die verhardingslaag slechts 6 meter breed was. Uit de cijfers van staat 5 zal dus, evenmin als uit de resultaten van de even hiervoren beschreven proeven met de te smalle ijzeren plaat van $1,2 \times 2,4 \text{ m}$, een conclusie getrokken mogen worden ten aanzien van de grootte van den grondruk, welke onder die laag voorkwam.

Bij die ijzeren plaat werd geconstateerd, dat de deformatie ervan overeenkwam met die van een

9) Zie P. L. E. Happé, „De spanningsverdeling in een homogene elastisch-isotrope plaat tengevolge van een axiaal-symmetrische belasting”, dit tijdschrift Nos. 4 en 5 — 1938.

oneindig groote plaat, welke 1,54 maal zoo dik is en 3,54 maal zoo zwaar belast is.

In analogie hiermede moet dus verwacht worden, dat de beschouwde steenslaglaag eveneens zich heeft gedragen als een oneindig uitgebreide laag, welke dikker en eenige malen zoo zwaar belast is.

Gaan we daarom eens na bij welke dikte en bij welke belasting zoo'n uitgebreide steenslaglaag de deformatie zou vertoonen welke in *staat 5* is aangegeven, dus een deformatie waarbij ξ_0 — afgezien van de inzinkingen, veroorzaakt door de samenpersing van het materiaal — bedraagt: — 0,252 $\text{Imk}_0(Ar)$, waarin $A = 0,025 \text{ cm}^{-1}$.

Nu bedraagt E voor een steenslagweg, zooals steller door waarneming van de voortplantingssnelheid van het geluid door dit materiaal bepaalde ¹⁰⁾ ongeveer 870 kg/cm^2 . Stellen we G_1 op 36 kg/cm^2 en

$\frac{m^2 - 1}{m^2} = 1$ (steenslag), dan geeft formule (7):

$$A = 0,025 = \frac{1}{h} \sqrt[3]{\frac{24 \cdot 36}{870}}; \text{ alsoo } A_{\text{steenslag}} \propto \frac{1}{h}$$

Dus hier is $h = 40 \text{ cm}$.

$$\text{Uit formule (9)} \quad \xi_0 = \frac{PA}{2\pi \sqrt{3} G_1} \text{Imk}_0(Ar)$$

$$\text{volgt alsoo} \quad \frac{P \cdot 0,025}{2\pi \sqrt{3} \cdot 36} = -0,252, \quad \text{dus}$$

$$P = -3950 \text{ kg.}$$

De deformatie van onze $24\frac{1}{2}$ cm dikke, slechts 6 meter breede steenslaglaag komt dus overeen met die van een oneindig uitgebreide laag, welke 3,95 maal zoo zwaar belast is en welke 40 cm alzoo

$$\frac{40}{24,5} = 1,63 \text{ maal zoo dik is.}$$

De opmerkelijke gelijkvormige overeenkomst, welke tusschen deze waarden en die van de te smalle ijzeren plaat bestaat, geeft een aanwijzing, dat niet alleen de aangenomen waarde van 870 kg/cm^2 voor $E_{\text{steenslag}}$ ongeveer juist moet zijn, maar ook dat de beschouwde steenslaglaag over haar geheele dikte als plaat heeft gewerkt. Deze steenslaglaag is dus tot in haar benedenste gedeelten goed aangelegd.

Op dit feit moge speciaal de aandacht gevestigd worden. Immers, wanneer men, zooals nog wel eens gebruikelijk is, die onderste laag van een weg samenstelt uit min of meer bolronde kalisteenen, dan kan daartusschen maar weinig compacte samenhang verwacht worden. Zoo'n onderlaag, welke slechts *schijnbaar* een goede „fundeering” vormt, omdat iedere steen op zich zelf vrij zwaar belast kan worden, voordat de — slappe — grond tusschen de steenen omhoog perst, zal — indien ze geen samenhang heeft — bij belasting ongeveer dezelfde deformatie vertoonen, als die van direct belaste grond.

Brengen we op deze ronde steenen nu een steenslaglaag aan, dan zal alleen dit gedeelte van de verharding als plaat werken; de grondruk tegen de

10) Zie P. L. E. Happé; „De wegverharding”, dit tijdschrift No. 2 — 1935, blz. V. 9.

onderzijde van die plaat werkt nu echter niet in ieder punt, maar grijpt geconcentreerd aan, daar ter plaatse, waar de plaat op de bolle steenen rust.

Is die laag (plaat) dun, zooals veelal het geval is, dan zal er veel kans bestaan dat ze, evenals een te dunne laag welke direct op den grond is aangebracht, spoedig zal degradeeren. Een degradatie die men dan echter niet zoo gauw zal onderkennen, omdat ze in het beschouwde geval niet gepaard zal gaan met het oppersen van den ondergrond naar boven.

In verband met het bovenstaande moge steller erop wijzen dat terwijl door hem *nimmer* verbrijzeling van steenslagstukken kon worden geconstateerd in steenslaglagen welke direct op den grond aangebracht waren, klachten omtrent zoo'n verbrijzeling wel eens vernomen worden bij verhardingslagen, aangebracht op een z.g. fundeering van zeer groote steenen. Afgezien van andere oorzaken, welke mede tot die verbrijzeling aanleiding zouden kunnen geven, zou die verbrijzeling zeker verklaard kunnen worden uit een, voordien plaats gehad hebbende, degradatie van het wegdek.

Als voorbeeld van de toepassing van de plaattheorie moge thans een steenslagverharding in beschouwing genomen worden, welke de veel voorkomende dikte van $h = 25 \text{ cm}$ heeft.

Zooals we hebben gezien kan voor een steenslaglaag A op $\frac{1}{h} \text{ cm}^{-1}$ gesteld worden. Voor onze ver-

hardingslaag is dus $A = 0,04 \text{ cm}^{-1}$.

Ware de laag oneindig uitgebreid, dan zou een wielruk hierop van $3\frac{1}{2}$ ton (wegklasse I) ¹¹⁾ verdeeld over een oppervlakte van 1000 cm^2 (dus $b = 18 \text{ cm}$ en $Ab = 0,72$) een maximum grondruk veroorzaken, groot:

$$\sigma_x = \frac{3500}{\pi \cdot 18^2} \left\{ 1 - 0,72 [\text{Rek}_1(0,72) + \frac{1}{3} \sqrt{3} \text{Imk}_1(0,72)] \right\}$$

Aangezien $\text{Rek}_1(0,72) = 1,07$ en $\text{Imk}_1(0,72) = -0,24$ is dan $\sigma_x = 1,13 \text{ kg/cm}^2$.

De grootste plaatsspanningen bedragen in bovenstaand geval (zie formule 19a):

$$\sigma_x = \frac{2\sqrt{3}}{\pi \cdot 0,72} \cdot \frac{3500}{25^2} \text{Imk}_1(0,72) = 2,06 \text{ kg/cm}^2.$$

Zooals we hebben gezien, zal echter, omdat de verhardingslaag maar een beperkte breedte heeft, op hogere spanningen gerekend moeten worden. Dit bezwaar zou gedeeltelijk te ondervangen zijn, door de verhardingslaag niet alleen breder te maken dan het rijvlak, maar ook door de randen van de laag te verzwaren, e.e.a. als in *fig. 7* is aangegeven.

11) Hierbij is dan geen rekening gehouden met den schokcoëfficiënt. Zooals steller in „De wegverharding”, dit tijdschrift No. 2 — 1935, blz. V. 9, uit proeven concludeerde, hebben schokken bijna geen invloed op de deformatie van het wegdek, althans voor zooverre deze deformatie niet een gevolg is van de samenpersbaarheid van het wegdek materiaal. Voor de hier bedoelde vervormingen, den grondruk en de plaatsspanningen zijn dus alleen rustende belastingen (bijv. een stilstaande auto) maatgevend.

Zijn deze voorzieningen getroffen, dan zal men in bovenstaand geval wellicht op spanningen mogen rekenen, welke hoogstens $1\frac{1}{2}$ maal zoo groot zijn als de berekende. Alzoo op een maximum gronddruk van niet meer dan $1,6 \text{ kg/cm}^2$ en op een spanning in de verhardingslaag van 3 kg/cm^2 .

Beide waarden zijn wel de uitersten, tot welke men zal mogen gaan; immers alleen bij toepassing van een zeer goed vulmiddel tusschen de steenslagstukken kan men op een toelaatbare trekspanning van 3 kg/cm^2 rekenen.

Stelt men die toelaatbare trekspanning voor een gewonen, doch goed aangelegden, steenslagweg, met verhardend fijn steenstof als vulmiddel, zekerheids-halve op niet meer dan $1\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$, dan vindt men, door bovenstaande berekening voor verschillende waarden van h uit te voeren, dat voor een 1ste klasse weg een verhardingslaag van 35 cm noodig is. Bij deze dikte moet dan op een maximum gronddruk gerekend worden van $0,62 \text{ kg/cm}^2$, indien de laag oneindig uitgebreid was, dus op rond $1\frac{1}{2}$ maal zoo-veel, alzoo op $0,93 \text{ kg/cm}^2$ indien de bovenbeschreven voorzieningen zijn getroffen.

Uit bovenstaand voorbeeld zien we, dat bij een steenslagverharding niet de gronddruk zoozeer een factor van betekenis is (immers zooals we hebben gezien mag onder een plaat, onafhankelijk van de grondsoort, plaatselijk $1\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$ gronddruk toegelaten worden), maar wel de toelaatbare spanning in de verhardingslaag.

Wordt deze toelaatbare spanning overschreden, dan zullen — mogelijk onzichtbare — scheuren in de laag ontstaan, welke scheuren, evenals voegen, groote gronddrukken zullen veroorzaken. Op goeden grondslag zouden, zooals reeds werd uiteengezet, deze te groote gronddrukken tot gevolg hebben, dat het wegdek langzamerhand oneffen wordt, doordien het zich naar de blijvende deformaties van den grond zet. Op slappen grondslag zouden deze te groote gronddrukken bovendien nog oppersen van grond tusschen de scheuren tot gevolg kunnen hebben, aldus de degradatie van het wegdek aan het licht brengende.

Hoewel de bezwaren van een te zwak wegdek dus niet zoo dadelijk in het oog vallen, wanneer de grondslag goed is, blijkt uit het bovenstaande, dat voor het intact houden van de plaatwerking, een wegdek, onafhankelijk van de grondsoort die den grondslag vormt, een bepaalde dikte moet hebben.

Heeft het wegdek die dikte, dan is dus, ook op slappen grond, het aanbrengen van een zandfundeering onnoodig, behalve dan eventueel aan de randen van de verhardingslaag. Meent men zoo'n zandfundeering niet te kunnen missen, dan is blijkbaar de voorgenomen wegdekconstructie te zwak. In dit geval zal die zandfundeering in geen enkel opzicht die constructie sterker maken, maar enkel het nut hebben, dat de degradatie van het dek niet zoo spoedig in het oog valt.

Steenslaglagen moeten, zooals uit het voorgaande blijkt, dus vooral in hun onderste lagen goed geconstrueerd zijn, zoodat ze aldaar eenige trekspanning kunnen opnemen. Op dezen eisch moge met nadruk de aandacht gevestigd worden, omdat bij de hier

nog algemeen bestaande methoden van walsen, juist deze onderlagen een — uit een oogpunt van plaatvorming — stiefmoederlijke behandeling ondergaan en men meer uitsluitend werkt op het verkrijgen van een vlakke, stevige bovenlaag.

Wellicht zou het daarom aanbeveling verdienen om, althans voor wegen met zwaar verkeer, in die onderste lagen een slappe, niet te snel verhardende, mortel als vulmiddel toe te passen. Direct op den grond aangebracht, daarvan echter gescheiden door jutelappen of dunne matten, zal deze laag dan zeker niet gewalst mogen worden, aangezien ze daardoor grondig zou bederven, maar door stampen geconsolideerd moeten worden. Vooral zal daarbij gezorgd moeten worden, dat geen overmaat van vulmiddel wordt toegepast, en dat de steenen, zooals zulks bij een steenslaglaag behoort, in elkander grijpen en tegen elkander rusten; krimpen van het vulmiddel zal dan niet, zooals bij beton, barsten en scheuren van de laag tot gevolg hebben.

Ook zou overwogen kunnen worden, of niet een — reeds eerder door steller gepropageerde¹²⁾ — eenvoudige wapening van goedkoop materiaal toegepast zou kunnen worden.

Wat dit laatste betreft moge gewezen worden op de goede resultaten, welke men tegenwoordig in Nederland meent te hebben verkregen met „fundeeringen” van rijshout onder de wegen. Voor het verkrijgen van een zoo goed mogelijke plaatwerking zal men dan echter de laag, welke zich tusschen rijshout en verharding bevindt, niet uit zuiver zand moeten samenstellen, maar uit een meer samenhangend materiaal (bijv. puddle of gestabiliseerden grond).

In het algemeen zal men dus voor het verkrijgen van een zoo sterk mogelijke wegconstructie moeten streven naar een plaatwerking. Houdt men zich aan deze theorie, dan vindt men niet alleen een verklaring voor vele eigenaardigheden van wegconstructies, maar is men ook rechtstreeks in staat, de verdienste van iedere constructie te beoordeelen, dan wel de verbeteringen daarvoor aan te geven. Zoo zullen, op grond van de plaattheorie, klinker- en keibestratingen van een stevige voegvulling moeten worden voorzien¹³⁾. Aangezien ze dan nog — als plaat — onvoldoende sterk zullen zijn, zullen ze aangebracht moeten worden op een samenhangende onderlaag, waarmede ze één geheel dienen te vormen. Deze klinkers en keien zette men daarom dan ook niet op een dun tussenlaagje van schoon zand, maar liever op een tussenlaagje van goedkoope asfaltmortel, zoodat dan een samenhangend geheel van onderlaag en keien ontstaat.

Zooals uit het voorgaande is af te leiden, zal het volstrekt niet noodig zijn die onderlagen uit pak- of puinlagen samen te stellen — welke lagen steeds zoodanig geconstrueerd moeten zijn, dat ze een compact samenhangend geheel vormen — maar zal een laag van puddle of gestabiliseerden grond, die de vereischte dikte heeft, zeker even goed moeten vol-
doen.

12) Zie „De wegverharding”, dit tijdschrift No. 2 — 1935, blz. V. 11, noot 7.

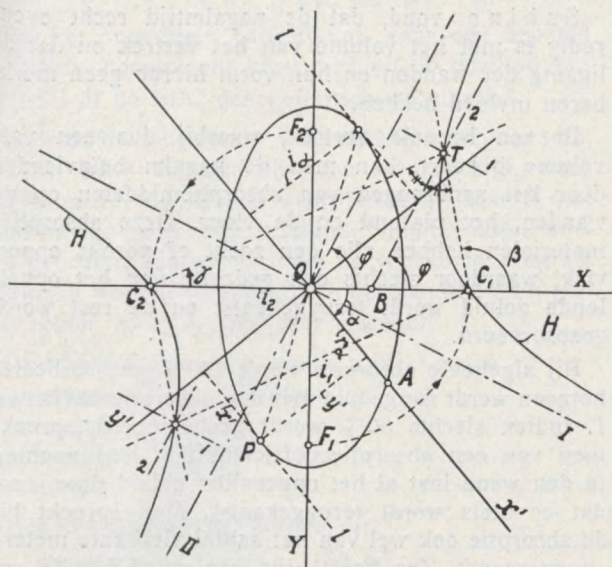
13) Zooals bekend moge zijn, heeft men ondervonden dat voegvulling bij kei- en klinkerwegen daadwerkelijk tot de verbetering van deze wegen heeft geleid.

Eenige opmerkingen over de traagheidsellips van Culmann.

Zooals bekend is heeft de traagheidsellips van Culmann de volgende vergelijking:

$$\frac{x^2}{i_2^2} + \frac{y^2}{i_1^2} = 1 \quad (1)$$

wanneer i_1 en i_2 resp. de hoofdtraagheidsstralen zijn voor de hoofdassen OX en OY (zie figuur).



Deze ellips kan men zich op verschillende wijzen ontstaan denken.

Is OX' een willekeurige as onder een hoek α met de X -as getrokken, dan is het traagheidsmoment ten opzichte van deze as:

$$I = I_1 \cos^2 \alpha + I_2 \sin^2 \alpha \quad (2)$$

en het centrifugaalmoment ten opzichte van deze as en een as OY' daar loodrecht op:

$$C_\alpha = \frac{1}{2} (I_1 - I_2) \sin 2\alpha \quad (3)$$

Men neme nu een punt P met zoodanige coördinaten x' en y' , dat $F \cdot y'^2 = I_\alpha$ en $F \cdot x'y' = C_\alpha$ ($F =$ oppervlakte der doorsnede). Doet men dit voor alle assen welke door O kunnen worden getrokken, dan vindt men als meetkundige plaats der punten P de Culmann'sche ellips¹⁾.

Ook kan men op afstanden gelijk aan den traagheidsstraal $i = \sqrt{\frac{I_\alpha}{F}}$, aan weerszijden van OX' evenwijdige lijnen trekken (lijnen l in de figuur). Doet men dit voor alle assen door O , dan vindt men als omhullende der evenwijdige rechten wederom de ellips van Culmann²⁾.

Een derde ontstaanswijze is de volgende:

Op de as OX' neme men het punt A zoodanig, dat

1) Kloppe, Leerboek der Toegepaste Mechanica, 3de druk 1933, deel I blz. 66.

2) Verg. Vreedenburgh, „De traagheidsellips voor niet-homogene doorsneden enz.” Polytechnisch Weekblad 1933 — No. 45 blz. 721.

$OA = r_\alpha = \frac{c}{\sqrt{I_\alpha}}$, waarbij $c = i_1 \cdot i_2 \sqrt{F}$. Beden-

kende dat de coördinaten van A resp. zijn $x = \frac{c}{\sqrt{I_\alpha}}$

$\cos \alpha$ en $y = \frac{c}{\sqrt{I_\alpha}} \sin \alpha$, vindt men door substitutie van $\cos \alpha$ en $\sin \alpha$ in (2):

$$I_\alpha = I_1 \cdot \frac{I_\alpha}{c^2} x^2 + I_2 \cdot \frac{I_\alpha}{c^2} y^2$$

of wel:

$$\left(\frac{x}{\frac{c}{\sqrt{I_1}}}\right)^2 + \left(\frac{y}{\frac{c}{\sqrt{I_2}}}\right)^2 = 1 \quad (4)$$

d.i. een ellips met de assen $\frac{c}{\sqrt{I_1}}$ en $\frac{c}{\sqrt{I_2}}$.

Daar $c = i_1 \cdot i_2 \sqrt{F}$ werd gekozen, vindt men ook thans de ellips van Culmann. Met behulp van deze ellips is het dus ook mogelijk het traagheidsmoment ten opzichte van een willekeurige as te bepalen, door opmeting van de halve middellijn der ellips (den voerstraal) langs die as. Blijkbaar is de traagheidsstraal voor een as welke bepaald is door den hoek α :

$$i_\alpha = \frac{i_1 \cdot i_2}{r_\alpha} \quad (5)$$

Voor de ellips van Culmann geldt dus, dat het product van de lengte van een voerstraal en de traagheidsstraal voor dien voerstraal constant is, n.l. gelijk aan het product der hoofdtraagheidsstralen.

Is O het zwaartepunt der doorsnede, dan zijn OX en OY de centrale hoofdtraagheidsassen. Cirkelt men de brandpunten F_1 en F_2 om, dan vindt men op de as OX , d.i. de as met het grootste hoofdtraagheidsmoment, de beide traagheidscircelpunten C_1 en C_2 . Zooals bekend is, gaan door deze punten de traagheidsisoklinen, welke uit gelijkzijdige hyperbolen bestaan³⁾. In de figuur is een willekeurige isokline geteekend (H) met OI en OII als asymptoten.

Beschouwt men een willekeurig punt T der isokline, dan loopen hier de hoofdtraagheidsassen $T1$ en $T2$ evenwijdig aan OI en OII . Verder heeft men volgens een bekende eigenschap der gelijkzijdige hyperbool, dat $\beta + \gamma = \text{constant} = 2\varphi$ (zie figuur). Beschouwt men verder $\triangle C_1 TC_2$, dan is het niet moeilijk om met behulp van evengenoemde eigenschap te bewijzen, dat $\angle C_1 TB = \angle C_2 TB$.

In een willekeurig punt van een doorsnede vallen de hoofdtraagheidsassen dus langs de bissectrices van de beide hoeken, gevormd door de voerstraal van uit dit punt naar de traagheidscircelpunten getrokken.

Vr.

3) Vreedenburgh, „Traagheidsisoklinen en -trajectoriën”, De Ingenieur 1931 — No. 3 blz. A. 13. Het stelsel traagheidsisoklinen is identiek met het stroomlijnenbeeld van twee vlakke bronnen (of putten) van dezelfde sterkte, die zich bevinden in de beide traagheidscircelpunten. (Zie ook dit tijdschrift 1939 — No. 1 blz. I. 9 fig. 13).

Acoustische metingen bij omroep-studio's

(Voordracht gehouden ter inleiding van de excursie der Leden van het K. I. v. I. op Zaterdag, 22 April 1939, naar de N i r o m - studio's te Batavia).

door

ir. W. D. P. STENFERT,

Adm. N.T.M. „Radio-Holland” N. V. te Batavia.

Alvorens het begrip „galmtijd” en de metingen van den galmtijd in de radio-omroepstudio's nader te beschrijven, is het nuttig eerst een korte beschouwing te geven over de geluidsleer in 't algemeen.

Decibel.

In de geluidsleer wordt bij voorkeur met logaritmische verhoudingen gewerkt, zoo wordt de logarithme van de verhouding van 2 geluids-energieën uitgedrukt in „bel”. Deze eenheid is voor de praktijk te groot, zoodat men beter werkt met „decibels”.

Voor een energieverhouding van 1 : 10 spreekt men van 1 bel = 10 db.

Voor een energieverhouding van 1 : 1 000 spreekt men van 3 bel = 30 db.

Voor een energieverhouding van 1 : 1 000 000 spreekt men van 6 bel = 60 db.

Een energieverhouding van 1 db neemt het menschelijk oor nog juist waar, terwijl een geluidsverschil van 2 db op 1 db ongeveer tweemaal zoo sterk wordt waargenomen. Men zegt wel eens: „Het oor luistert logaritmisch”, waarbij men echter het verschillend gedrag t.o.v. de diverse toonfrequenties buiten beschouwing laat.

Het nulpunt van de geluidsterkteschaal neemt men gewoonlijk bij de drempelwaarde, waar beneden het menschelijk oor geen geluid meer waarneemt.

Onder een geluid van 10 db in een bepaalde ruimte verstaat men dus een geluid, dat men met 10 db zou moeten laten afnemen om het juist op de grens van hoorbaarheid te brengen.

Als men bij isolatie van studio's spreekt van een isolatie van 60 db, dan wil dat zeggen, dat 10^{-6} van het opvallende studiogeluid door den scheidingswand wordt doorgelaten. Neemt men aan, dat een studio-orkest ongeveer 70 db in de hardste muziekgedeelten opwekt, dan is het duidelijk, dat een isolatie van 60 db het geluid nog goed hoorbaar doorlaat en alleen toelaatbaar is bij een gescheiden opstelling der studio's.

Galmtijd.

Als men in een zekere ruimte een geluid maakt en dit geluid plotseling laat ophouden, klinkt het geluid nog eenigen tijd na, alvorens tot onhoorbaar weg te sterven. Den nagalmtijd definieert men als „de tijd, gedurende welken het geluid tot onhoorbaar afzwakt”. De Amerikaansche natuurkundige S a b i n e ontdekte in 1900, dat de nagalmtijd beïnvloed wordt door:

- volume der ruimte;
- oppervlak en absorptie der wanden.

S a b i n e vond, dat de nagalmtijd recht evenredig is met het volume van het vertrek en dat de ligging der wanden en hun vorm hierop geen merk-baren invloed hebben.

In een bepaald vertrek, waarbij dus een vast volume behoort, kan men de nagalm beïnvloeden door het aanbrengen van absorptiemiddelen op de wanden, het plafond en de vloer. Deze absorptie-materialen hebben alle een zacht of poreus oppervlak, waardoor slechts een gedeelte van het opvallende geluid wordt teruggekaatst en de rest wordt geabsorbeerd.

Bij algeheele absorptie wordt 100% geabsorbeerd, hetgeen wordt aangeduid met den absorptiecoëfficiënt 1. Indien slechts 50% wordt geabsorbeerd, spreekt men van een absorptiecoëfficiënt 0,5. Een opening in den wand laat al het opgevallen geluid door, zoodat er niets wordt teruggekaatst. Men spreekt bij de absorptie ook wel van het aantal vierkante meters „open raam”. Zoo heeft bijv. een wand van 20 m² celotex met een absorptiecoëfficiënt 0,3, een totale absorptie van $20 \cdot 0,3 = 6$ m² open raam. Na vele metingen vond S a b i n e het volgende verband:

$$T = \frac{1}{6} \cdot \frac{V}{A},$$

waarin

T = de nagalmtijd in seconden,

V = het volume in kubieke meters en

A = de totale absorptie van de ruimte in vierkante meters open raam.

Staat voor een bepaalde ruimte de gunstigste nagalmtijd vast, dan volgt de benodigde absorptie uit bovenstaande formule.

Galmtijden voor muziek- en woord-uitzendingen.

Het is gebleken, dat er voor een bepaalde soort muziek steeds een bepaalden galmtijd is aan te wijzen, waarbij de genietbaarheid het grootst is. Zoo vraagt een orkestwerk een veel langeren galmtijd dan een strijkkwartet, terwijl voor spraak over 't algemeen met de kleinste galmtijden het beste effect wordt bereikt.

Deze afhankelijkheid werd vroeger meer intuïtief aangevoeld. Men bouwde ruime concertzalen met betrekkelijk kale wanden, hetgeen een grooten galmtijd impliceert en speelde kwartet of trio meestal in kleinere zalen met kortere galmtijden.

Door de systematische onderzoeken van groote radio-omroepmaatschappijen als de British Broadcasting Corporation te Londen en de National Broadcasting Corporation te New-York zijn thans volledige gegevens bekend van de meest wenschelijke afme-

tingen van een radio studio en haar galmtijd voor elke soort radio-uitzending.

Men vindt dan bijv. voor een orkest van ± 30 personen een galmtijd van

1,2 sec.
hoorspelstudio's 0,4 „
spreekstudio 0,35 „

Ontwerpen van studio's.

Bij het ontwerpen van studio's voor een bepaald doel (bijv. hoorspelen) kiest men uit de tabellen van de NBC of de BBC den gewenschten galmtijd.

Voor de hoorspelstudio, welke echter ook voor solo-muziek, trio's e.d. geschikt zou moeten zijn, werd een galmtijd van 0,5 sec geprojecteerd. Daar in het onderhavige geval een bestaande ruimte moest worden gebruikt, konden dus niet de voorgeschreven afmetingen worden toegepast. De bestaande maten bleken echter voor het doel zeer geschikt.

De afmetingen van de studio zijn:

hoogte :	5	meter
lengte :	7,50	„
breedte :	5,82	„
inhoud :	218	m ³ .

Het totale oppervlak bestaat uit:

wanden plus zolder :	174 m ²
ramen, houtwerk :	4 „
vloer :	43 „

Oorspronkelijk werd als bekleding gebruikt z.g. low-density-board op een houten tengelwerk, zoodat men uit de fabrieksgegevens veilig 0,45 als absorptie-coëfficiënt kon calculeeren. De vloer werd bedekt met een 1 cm dikke gegoten rubberlaag. Voor de gebruikte vrij poreuze rubber nemen wij aan een absorptie-coëfficiënt van 0,05. De glasramen en het hout geven wij samen 0,04, zoodat de totale absorptie wordt:

Wanden plus zolder	$174 \times 0,45 = 78,3$ m ²
Ramen, houtwerk	$4 \times 0,04 = 0,16$ „
Vloer	$43 \times 0,05 = 2,15$ „

Totaal	80,61 m ² open raam.
--------	------------------------------------

De galmtijd wordt:

$$T = \frac{1}{6} \cdot \frac{V}{A} = \frac{218}{6 \cdot 80,6} = 0,45 \text{ sec.}$$

Een ruwe meting toonde echter spoedig aan, dat de werkelijke galmtijd minstens 1,2 sec bedroeg waaruit bleek, dat het bekledingsmateriaal door tropische invloeden de helft van de opgegeven absorptie had verloren.

De z.g. correctie werd nu op eenvoudige wijze met Acousti-Celotex (de gaatjestegels) verkregen, welke hun hoogen absorptiecoëfficiënt van ca. 0,90 ook in een vochtige atmosfeer behouden.



Fig. 1. Interieur hoorspelstudio.

Een lambrizeering van 7 rijen tegels bleek reeds het vereischte resultaat te geven, n.l. dat de microfoon in een gedempt deel werkt met een galmtijd van minder dan 0,5 sec.

De grootere galmtijd van de bovenstudio-helft werkt zeer gunstig op de spelers, die hierdoor een grootere sensatie van levendigheid en klankrijkdom ervaren dan in een studio met een galmtijd van $T = 0,5$ sec mogelijk zou zijn.

Zooals blijkt is de normale gang van zaken, dat men met bepaalde materialen begint te decoreren en daarna met Acousti-Celotex den juiste galmtijd, zeer geleidelijk aan, benadert.

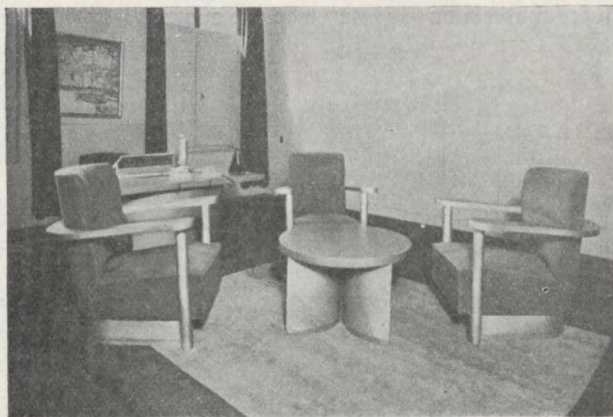


Fig. 2. Interieur spreekstudio.

Het zoo mooie acoustische pleistermateriaal, dat in Europa en Amerika veelvuldig wordt aangewend en waarmede zeer fraaie effecten kunnen worden bereikt, is nog niet in „termite-proof” uitvoering verkrijgbaar, terwijl ook geen tropenbestendigheidspoeven hiermede zijn genomen.

Bij het kiezen van absorptiematerialen moet men zorgen voor een gelijkmatige demping voor de tonen van het geheele muziekregister. De meeste materialen dempen het sterkst voor de hoogere tonen, terwijl de demping naar den baskant snel afneemt, waardoor de studio te zwaar zou klinken voor de lagere tonen. Voor zoover ons bekend, heeft de Acousti-Celotex-tegel een gelijkmatige demping voor

hooge zoowel als lage tonen en is op heden het aangewezen materiaal voor studiocorrectie in de tropen.

Het meten van galmtijden.

Zooals wij reeds vermelden moet het tijdsverloop worden gemeten tusschen het afbreken van een toon en het hieropvolgende onhoorbaar worden. Sabine en na hem vele andere onderzoekers moesten bij gebrek aan nauwkeurige zelfregistreerende meet-instrumenten gebruik maken van een stopwatch. Met deze eenvoudige meetmethode heeft Sabine nog een nauwkeurigheid van ongeveer 10% kunnen behalen, waartoe hij dan een gemiddelde nam uit minstens 400 waarnemingen.

De eerste metingen in de Niromstudio's werden door ons, in afwachting van den automatischen galmtijdmeter, ook met een stopwatch gedaan. Een luidspreker werd in de studio opgesteld, terwijl door middel van een toongenerator met krachtversterker verschillende tonen van het muziekregister met groote sterkte konden worden geproduceerd. De man met de stopwatch verbreekt nu de luidsprekerleiding en drukt op 't zelfde moment de knop van zijn meetuurwerk in, terwijl hij op 't moment van onhoorbaar worden wederom een druk op een knop geeft. Met eenige oefening zijn bruikbare resultaten te verkrijgen. Het bleek al spoedig, dat alle gemeten galmtijden belangrijk grooter waren dan de berekende waarden, zoodat de conclusie kon worden getrokken, dat de demp-materialen in de tropen een veel geringere

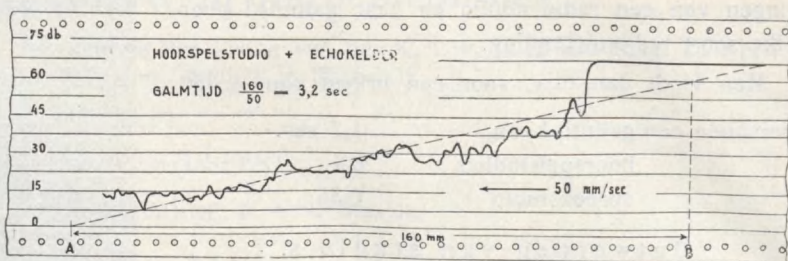


Fig. 4. Automatische registratie van den galmtijd.

demping vertoonden dan door de fabrikanten was opgegeven.

Met behulp van de Acousti-Celotex-tegels werden de galmtijden nu gecorrigeerd.

Op de excursie werden de galmtijdmetingen gedemonstreerd met behulp van een modernen Siemens galmtijdmeter. Dit instrument bestaat uit een registreerenden logarithmisch werkenden, zeer snel regelenden stroommeter, welke geschakeld wordt achter een specialen versterker. Hierop is aangesloten de microfoon welke zich in de te meten studio bevindt. In deze studio is tevens een krachtluidspreker opgesteld, welke via een versterker en een toongenerator krachtige tonen van elke gewenschte toonfrequentie kan opwekken. De meting werd gedemonstreerd met een toon van 1 000 Hz. Bij het inschakelen van den luidspreker slaat de schrijfstift van het meetinstrument op maximum uit en laat men den papierband loopen. Hierna wordt de luidspreker uitgeschakeld en valt de schrijfstift, al naar gelang van den aanwezigen galm in de studio, meer of minder snel terug tot den ruststand. Er ontstaat dan een kromme als bovenstaande fig. 4 aangeeft.

Het punt, waar de hellende lijn het nulpunt snijdt, bepaalt den tijd AB, welke verliep bij een geluidsafname van 60 db, hetgeen overeenkomt met den galmtijd.

Voor de hoorspel-studio werd met den toon van 1 000 Hz een galmtijd van 0,4 sec gemeten.

Reeds eerder werd een volledige reeks opgenomen van galmtijden voor tonen van 50 — 100 — 140 — 200 — 300 — 400 — 600 — 800 — 1 000 — 2 000 — 4 000 — 6 000 — 8 000 Hz, waarvan een overzicht in fig. 5 wordt gegeven.

Uit het vrij regelmatige verloop van de kromme der hoorspelstudio blijkt het gunstige effect van de gebruikte Acousti-Celotex-tegels.

Teneinde aan een bepaalde studio-uitzending elken gewenschten galmtijd te kunnen geven is een echo-kelder aanwezig.

Dit is een beton kelder, welke onder het studio-gebouw is aangebracht en waarvan de wanden sterk reflecteeren. De galmtijdmeting van dezen kelder wijst op een galmtijd van ca. 7 sec voor den toon van 1 000 Hz.

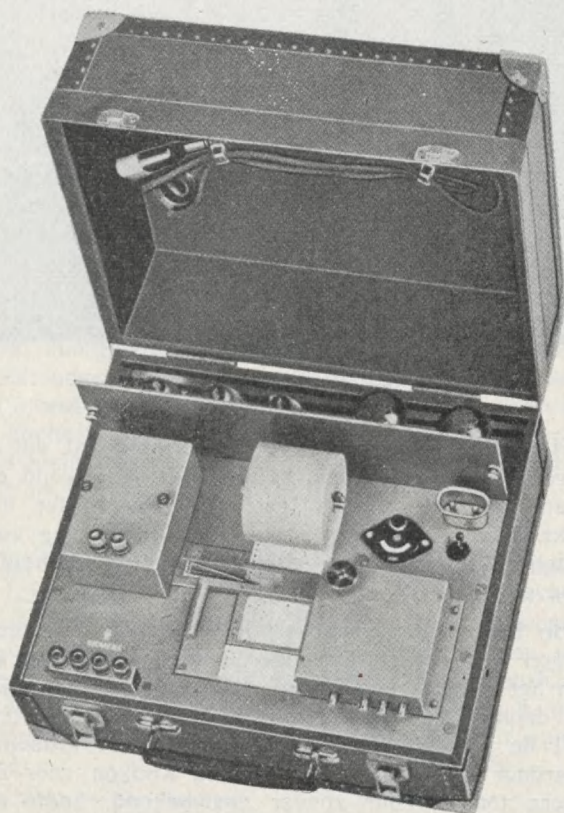
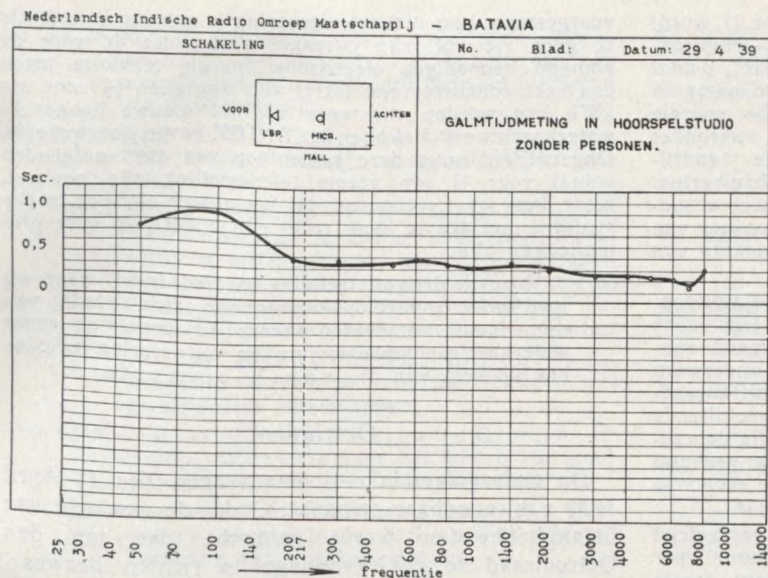


Fig. 3. Siemens galmtijdmeter.



In fig. 6 is schematisch aangegeven op welke wijze de echo-kelder wordt gebruikt. Een gedeelte van het oorspronkelijk echo-arme geluid wordt aan een luidspreker in den echo-kelder toegevoerd. Een microfoon voert het echo-rijke geluid uit den echo-kelder terug naar den eindversterker in de contrôlekamer, waar met een sterkteregelaar juist zooveel „echo” aan het oorspronkelijke geluid wordt toegevoegd als wenschelijk is.

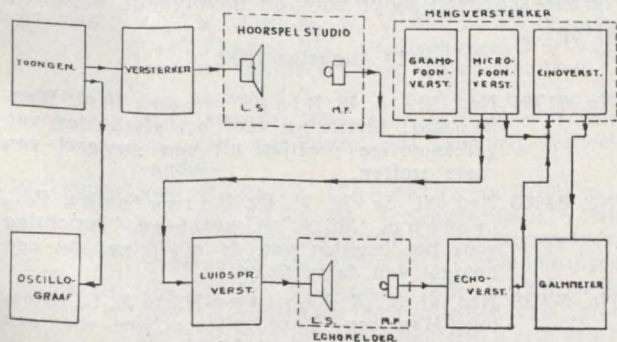


Fig. 6.

In fig. 7 wordt het resultaat weergegeven van den totaalindruk van hoorspel-studio + echokelder, waardoor bijv. bij de gemaakte opstelling een galmtijd van 3,2 sec werd gemeten.

Het effect van den galmkelder werd gedemonstreerd met het vertolken van een gramfoonplaatopname, waarbij af en toe de pick-up van de plaat werd gelicht, zoodat het geluid duidelijk waarneembaar „nagalmde”.

Door alle aanwezigen werd een belangrijk mooiere weergave vastgesteld, indien aan de oorspronkelijke orkest-opname een weinig „galm” werd toegevoegd.

Algemeen.

De gewenschte galmtijd hangt in hooge mate samen met de omgeving waar de radio-ontvangers bij de luisteraars staan opgesteld. Ook de eigenschappen der luidsprekers t.o.v. het weergeven van hooge en lage tonen spelen een rol. Tenslotte is de smaak van het luisterend publiek een factor van beteekenis.

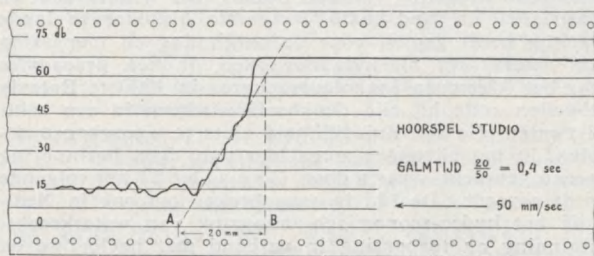


Fig. 7.

Zoo staat het voor ons, na een 5-jarige waarneming wel vast, dat de luisteraars in Nederlandsch-Indië een belangrijk grooteren galmtijd op prijs stellen dan uit de gegevens der Europeesche of Amerikaansche omroepmaatschappijen zou volgen.

BERICHTEN VAN ALLERLEI AARD.

Natuurwetenschappelijke Raad voor Ned.-Indië.

Tot leden van bovengenoemden Raad werden benoemd prof. dr. ir. C. P. M o m, buitengewoon hoogleeraar aan de T. H. te Bandoeng en dr. ir. G. O t t e n, kapitein der infanterie en werktuigkundig ingenieur bij den technischen dienst der Militaire Luchtvaart te Bandoeng.

Promotie ir. W. J. van Blommestein tot Doctor in de Technische Wetenschap.

Op 30 Mei j.l. vond in de Aula der Technische Hoogeschool te Bandoeng, in tegenwoordigheid van een uitgebreide schare belangstellenden, de openbare

promotie plaats van ir. W. J. v a n B l o m m e s t e i n tot Doctor in de Technische Wetenschap.

Aan het einde dezer plechtigheid hield de 1ste promotor, prof. ir. C. G. J. V r e e d e n b u r g h, na den promovendus door het uitspreken van de promotieformule tot Doctor in de Technische Wetenschap (en dit wel met lof) te hebben bevorderd, een toespraak tot den jongen doctor, zooals hieronder is opgenomen.

Zeër geleerde Heer,

Het onderwerp, dat gij voor Uw proefschrift hebt gekozen, is om meer dan één reden van bijzonderen aard. In de eerste plaats treft ons de veelzijdigheid van het probleem, welke een grondige studie noodzakelijk maakte niet alleen van de waterkrachtbouw en irrigatie, maar ook van de techniek der waterturbines, pompen en baggerwerktuigen en verder de geomorphologie en landbouwkunde.

Het hydraulisch pomstation, zooals dat door U wordt ontwikkeld en voorgestaan, is in wezen een laagdruk-waterkrachtwerk, maar ook van bijzonderen aard, omdat de stuw ontbreekt. Verder zijn waterturbine en pomp in één machine vereenigd terwijl ook elektrische energie kan worden verkregen voor andere doeleinden, waaronder in het bijzonder moet worden genoemd de aandrijving van den zuigbagger ten behoeve der slibzuivering. Op deze wijze kan in meerdere gevallen een zeer economische oplossing worden verkregen voor den opvoer van water voor irrigatiedoeleinden, zonder gebruikmaking van brandstof of van elders toegevoerde energie.

Door Uwe modelproeven in het Provinciaal Waterloopkundig Laboratorium te Semarang, werd de technische uitvoerbaarheid van Uwe denkbeelden overtuigend aangetoond. De serieuze behandeling van het onderwerp moge verder blijken uit de omvangrijke lijst van geraadpleegde literatuur, Uwe besprekingen met verschillende experts in Europa en vooral ook uit de zorgvuldig doorgevoerde vergelijkende kostenramingen van een zevental varianten van een concreet ontwerp, waaruit de economie van het aanbevolen systeem ten duidelijkste blijkt.

Hierdoor is de arbeid in Uw proefschrift neergelegd méér geworden, dan een „conditio sine qua non” voor de verkrijging van den doctoralen graad. Want zooals van Mourik Broekman in zijn in 1924 te Delft gehouden inaugureele rede over waterkrachten reeds opmerkte, is het niet de hoogste verdienste een technisch mooi ontwerp te leveren, maar in de allereerste plaats noodig elk vraagstuk uit economisch-technisch oogpunt te beschouwen.

Voor zoover mij bekend was mijn hooggeachte eerste chef ir. A. Groothoff, toentertijd Hoofd der Hydrotechnische Afdeling van den Dienst voor Waterkracht en Electriciteit in Ned.-Indië, de eerste die hier te lande krachtig heeft gepleit voor de ontginning en toepassing van waterkracht bij irrigatiewerken. In een praeadvies voor het Algemeen Ingenieurscongres in 1920 te Batavia gehouden zette hij zijn denkbeelden uiteen in een achttal punten, die aan duidelijkheid niets te wenschen overlieten. In het bijzonder moge hier punt 5 in herinnering worden gebracht, waarin door Groothoff het volgende wordt gezegd: „De tijd is aangebroken om ook in Ned.-Indië het hydro-economisch vraagstuk van waterkracht-ontginning en toepassing in verband met bevoeding en ontwatering stelselmatig te bestudeeren, niet alleen voor de bestaande werken, maar ook met het oog op nieuwe plannen”. Dat was in 1920. Eerst 19 jaren later werd hier te lande het eerste groote pompirrigatiewerk, waarbij voor den wateropvoer van hydro-electrische energie wordt gebruik gemaakt, in bedrijf gesteld.

Toch beschreef ir. Grinwis Plaat in zijn in 1895 verschenen boekwerk over bevoedingen in Noord-Italië en Spanje reeds meerdere uitgevoerde pomp-irrigatiewerken ook met behulp van waterkracht in Piemonte; werd reeds in 1903 door de Wadi Kom Ombo Company aan de Nijl benedenstrooms van Assoean een pompirrigatiewerk uitgevoerd waarbij 3 m³/sec tot 22 m hoogte werd opgevoerd en kwamen sindsdien in Egypte nog grootere pompwerken tot stand, ook voor ontwatering, zooals in de Nijldelta tusschen Alexandrië en Port Said. Zoo zou ik nog meerdere voorbeelden kunnen noemen.

Wat is de reden, dat tot voor kort hier te lande in de toepassing van groote pompbevoedingen zoo'n terughoudendheid werd betracht vergeleken met het buitenland? Het is hier niet de plaats deze vraag nader in beschouwing te nemen.

In ieder geval is het verheugend dr. van Blommestein, dat door Uw arbeid thans wel is komen vast te staan, dat in meerdere gevallen ook in Ned.-Indië een pompbevoeding veel economischer kan zijn dan een zwaartekrachtbevoeding. Ik geloof, dat ik niet ver van de waarheid ben, als ik beweer, dat de in Uw proefschrift ontvouwd denkbeelden van grooten invloed zijn geweest op de keuze van het pompsysteem voor de onlangs in bedrijf gestelde Serajoe-bevoeiingswerken. Dat Uw hydraulisch pomplan met behulp van plaatselijk ontginbare laagdruk-waterkracht, welk plan ook door den Provinciaal Waterstaat van Midden-Java krachtig werd

voorgestaan, hier niet tot uitvoering is gekomen, vindt als ik goed zie vnl. zijn oorzaak hierin, dat de voor de pompen benoodigde elektrische energie tenslotte tegen een zeer concurrerend tarief van nog geen 1/2 cent per kWh kon worden verkregen uit het nieuwe hoogdruk-waterkrachtwerk Ketenger der ANIEM boven Poerwokerto. Ongetwijfeld moet deze samenloop van omstandigheden vooral voor U een groote teleurstelling zijn geweest, maar daar staat tegenover, dat het nieuwe element in Uw systeem met des te meer recht een onderwerp voor promotie kan zijn.

Moge de irrigatietechniek in Ned.-Indië, waar wij met recht trotsch op kunnen zijn, zich spoedig van de primeur verzekeren inzake de toepassing eener waterkracht-pompbevoeding en ontwatering volgens het systeem van dr. van Blommestein.

Octrooien.

De ondervolgende octrooiaanvragen zijn 15 April 1939 o.m. openbaar gemaakt. Onder de aandacht van belanghebbenden wordt gebracht, dat aan den Octroiraad te 's-Gravenhage te richten bezwaarschriften tegen de verleening van octrooi en verzoekschriften tot het verkrijgen van een recht als voor gebruiker of tot vermelding van den naam van den uitvinder in het octrooi, bij het Kantoor voor den Industrieelen Eigendom (Dept. van Justitie) te Batavia-C. kunnen worden ingediend, onder aanteekening, dat tegen de verleende octrooien niet anders kan worden opgekomen dan door een vordering tot nietigverklaring of opeisching bij de gewone rechters in Nederland.

De termijn voor het indienen van bezwaar- en/of verzoekschriften loopt voor de navolgende octrooien af op:

15 Augustus 1939.

- No. 81781 Ned. kl. 1a. D. Blankevoort Dzn., Bloemendaal: Inrichting voor het afscheiden van gelijksoortige deeltjes uit een mengsel van vaste stoffen.
- No. 84403 Ned. kl. 5a. N. V. De Bataafsche Petroleum Mij., 's-Gravenhage: Inrichting voor het bepalen van de afwijking van een boogart van de verticaal.
- No. 83028 Ned. kl. 5c. A. Thyssen-Hütte A. G., Duisburg-Hamborn: Tweedeelige schoen voor een meegevende mijngangbekleding.
- No. 83795 Ned. kl. 37a. J. P. F. Metz, Bussum: Warmte-isoleerende en tevens het geluid dempende samengestelde wand.
- No. 84648 Ned. kl. 37b. N. V. Internationale Alfol-Mij., Amsterdam: Samenklapbaar, isoleerend bouwelement uit foelie en tusschengeplaatste dammen en werkwijze en toestel voor het vervaardigen daarvan.
- No. 83877 Ned. kl. 37d. E. S. Persson, Malmö, Zweden: Dubbel venster met om horizontale assen draaiende ramen.
- No. 78081 Ned. kl. 37d. Sanvikens Jernverks A. B., Sandviken, Zweden: Lijst voor deuren, vensters en dergel. uit een raam met een dunne plaat bestaande constructie.
- No. 83880 Ned. kl. 37d. E. S. Persson, Malmö, Zweden: Grendel- en afdichtingsorgaan voor vensters, deuren en dergelijke constructiedeelen, waarbij een lijst is voorzien van tandflanken.
- No. 84404 Ned. kl. 37d. Arnold & Stolzenberg Komm. Ges., Einbeck, Hannover, Duitschland: Inrichting voor het bijsnijden, van kleefstof voorzien en opplakken van behangselpapier.

- No. 83775 Ned. kl. 37e. H. G. Jansen, Holten: Werkwijze voor het metselen met behulp van een metselkoord en metselkoord voor het uitvoeren van deze werkwijze.
- No. 78680 Ned. kl. 37f. Crittall Greenhouses Ltd., Londen: Metalen draagconstructie voor een broeikas.
- No. 79143 Ned. kl. 23b. 7a. Ir. H. Passler, en A. Brunnbauer jr., beiden te Weenen: Werkwijze en inrichting voor het continu afscheiden van water, resp. water en vaste stoffen uit aardolie-emulsies door behandeling der emulsie met wisselstroom van hoge spanning.
- No. 79677 Ned. kl. 89c. 11. L. Ch. A. Feurtado, Kingston: Werkwijze voor het reinigen van geraffineerde suikersappen.
- No. 82450 Ned. kl. 23b. 7b. Edeleanu-G. m. b. H., Berlijn: Werkwijze voor het koelen van koolwaterstofoliën bij het Edeleanu-proces.
- No. 82628 Ned. kl. 5a. 15. Standard Oil Development Comp., Linden, U.S.A.: Werkwijze ter bereiding van een boorspoeling.
- No. 83107 Ned. kl. 89K. 2. Corn Products Refining Company, New York: Werkwijze voor het winnen van zetmeel uit granen, in het bijzonder uit mais, waarbij zetmeel en gluten door centrifugeeren worden gescheiden.
- No. 83110. Ned. kl. 89k. 2. idem
- No. 83326 Ned. kl. 29a. 2. R. Rabbow, Hamburg: Inrichting voor het winnen van plantenvezels, waarbij het plantenmateriaal door een transportinrichting langs reinigingswerktuigen met slaglijsten wordt geleid.
- No. 83567 Ned. kl. 23b. 7. Kohle- und Eisenforschung G. m. b. H., Düsseldorf: Werkwijze voor het reinigen van lichte olie.
- No. 84319 Ned. kl. 23b. 7g. N. V. De Bataafsche Petroleum Mij., 's-Gravenhage: Werkwijze voor het raffineeren van koolwaterstoffen.
- No. 84509 Ned. kl. 84a. 5. Ir. H. Streefkerk, Emmastad, Curaçao: Havendam, golfbreker of derg. bouwwerk met verticale of nagenoeg verticale wanden.
- No. 88348 Ned. kl. 59a. 1. Ungarische Gummiwaarenfabriks Actiengesellschaft, Budapest: Spoelpomp met heen- en weergaanden rubberzuiger ten gebruike bij grondboringen.
- No. 75410 Ned. kl. 19c. F. Moser, Zürich: Werkwijze voor het verdichten door intrillen van beton, asfalt of dergelijke bouwstoffen, die in een in hoofdzaak horizontale laag zijn uitgespreid en in trilling worden gebracht door middel van een balk, welke continu in dwarsrichting wordt bewogen.
- No. 82087 Ned. kl. 20f. Svenska Aktiebolaget Bromsregulator, Malmö: Inrichting bij voertuigremmen, in het bijzonder spoorwegremmen voor het plotseling verstellen van de remkracht van een lagere op een hogere waarde bij het bereiken van een bepaalde voertuigbelasting.
- No. 77444 Ned. kl. 37c. Ph. Sattig, Mannheim: Uit twee lagen bestaande dakbedekkingsbaan en werkwijze voor het plaatsen daarvan onder toepassing van een niet-samengeplakte strook.
- No. 81218 Ned. kl. 37d. Gutehoffnungshütte, Oberhausen A. G., Oberhausen: Deur of dergelijk constructiedeel uit plaatmetaal, in het bijzonder voor gasvrije schuilplaatsen.
- No. 81954 Ned. kl. 37d. J. van 't Hag, Almelo: Deur of dergelijk beweegbaar constructiedeel, waarvan een strip of lat voor het afsluiten van een kier tegen tocht veerend is bevestigd.
- No. 83649 Ned. kl. 37e. Scaffolding Ltd. Londen: Steigerklem of soortgelijke klem.
- No. 81477 Ned. kl. 37f. G. Schindler, Zürich: Bomvrije schuilplaats tegen luchtaanvallen.
- No. 85167 Ned. kl. 45a. N. V. Mij. tot Vervaardiging en levering van Bouwmaterialen, Utrecht: Draineerleiding, bestaande uit in elkanders verlengden liggende buizen en daartusschen aangebrachte pakkingsringen.
- No. 85361 Ned. kl. 45a. W. Verhoog, Waarder: Draineerbuis, die aan de zijden van gaten en van hierboven gelegen langsruggen is voorzien.
- No. 78862 Ned. kl. 63c. Tatra-Werke, Praag: Onderstel voor een motorvoertuig met een centraal draaglichaam.
- No. 79210 Ned. kl. 72c. Československá Zbrojovka A.S., Brunn: Affuit, in het bijzonder driepootsaffuit op wielen.
- No. 78170 Ned. kl. 80b. J. L. Czajko, Antwerpen: Werkwijze voor het vervaardigen van een voorwerp uit asbestcement door persen of stampen in een vorm van een massa, welke verkregen is door een vooraf bereid mengsel der vaste uitgangsstoffen onder geleidelijke toevoeging van water te mengen, totdat een uit regelmatige klonten bestaande massa is ontstaan.
- No. 82123 Ned. kl. 80b. J. Raab, Stuttgart: Werkwijze ter vervaardiging van vormstukken uit licht beton.
- No. 82628 Ned. kl. 5a. Standard Oil Development Comp., Linden N. J., V. St. v. Am.: Werkwijze ter bereiding van een boorspoeling.
- No. 79914 Ned. kl. 5d. Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen, Westfalen, Deutschland: Laadmachine voor het verladen van stortgoed, in het bijzonder ten gebruike bij het maken van mijngangen.
- No. 81164 Ned. kl. 37f. D. J. Middendorp, Maartensdijk: Zwembassin met een vasten bodem en een draaibaren tusschenvloer voor het veranderen van de diepte.
- No. 80768 Ned. kl. 84a. West's Rotinoff Piling and Construction Comp. Ltd., Londen: Damwand, bestaande uit gewapend-betonnen damwandpalen, -platen of dergelijke, die bij het inbrengen worden geleid door afzonderlijke tusschenelementen, welke dienen voor het koppelen van aangrenzende palen en ten opzichte daarvan in lengterichting, doch niet zijdelings, beweegbaar zijn, en damwandpaal voor dezen damwand.
- No. 84509 Ned. kl. 84a. Ir. H. Streefkerk, Emmastad, Curaçao: Havendam, golfbreker of dergelijk bouwwerk met verticale of nagenoeg verticale wanden.

PERSONALIA.

Ir. A. L. Verwoerd, hoofdingr. bij 's Lands Wat., is onder gelijkt. eerv. ontheff. van zijn ter besch. stell. van de Prov. Midden-Java, tijd. bel. m.d. waarn. der betr. van hoofd van de Afd. Waterstaat bij het Dept. v. V. en W. te Bandoeng, ing. 20 April 1939.

Ir. J. H. van Witzenburg, idem, hoofd v.d. onderafd. Irrigatie en Assainering v. d. Afd. Waterstaat bij het Dept. v. V. en W., is ter besch. gest. van de Prov. Oost-Java en door het Prov. Bestuur benoemd tot Hoofd v. d. Prov. Irrigatieafd. „Brantas” (Modjokerto).

Ir. G. F. Cool, hoofdamt. v. buitenl. verl. terugverw., is benoemd tot hoofdingr. bij 's Lands Wat. en ter besch. gest. v. d. Prov. West-Java (gepl. ten kantore v. h. Hoofd v. d. Waterstaatsdienst, Batavia).

Ir. Goesti Mohamad Noor, ingr. bij 's Lands Wat., gepl. bij het Dept. v. V. en W., is ter besch. gest. v. d. Prov. Oost-Java (Loemadjang).

Ir. W. A. J. de Boer, idem, ter besch. v. d. Prov. Oost-Java, is toegev. aan den Resident der Lampongsche Districten.

Ir. D. G. Romijn, idem, toegev. aan den Resident der Lampongsche Districten, is toegev. aan den Resident van Palembang.

Ir. L. van Geuns, idem, toegev. aan den Resident van Palembang, is geplaatst bij het Dept. v. V. en W. (Afd. Waterstaat) te Bandoeng.

Irs. M. F. Adams en V. L. de Lannoy, hoofd-ingrs. bij den Prov. Wat. van West-Java, zijn overgepl. van Batavia naar Bandoeng resp. van Bandoeng naar Batavia.

Irs. J. W. Marcus, J. Verlinden en E. Uilken, ingrs. bij den Prov. Wat. van West-Java, zijn resp. overgepl. van Bandoeng naar Soekaboemi, van Soekaboemi naar Bandoeng en van Batavia naar Cheribon.

Ir. P. A. Schreuder Peters, ingr. bij 's Lands Wat., is ing. 1 April 1939 ter besch. gest. v. d. Prov. Midden-Java en gerekend van 13 Maart 1939 werkz. gest. op het Hoofdkantoor v. d. Waterstaatsdienst te Semarang.

Ir. M. Srigati Santoso, maandgelder op het Hoofdkantoor v. d. Wat. Afd. „Pemali-Tjomal” te Tegal, is tijd. toegevoegd a.d. sectie-ingr. v. d. sectie Tjomal v. d. genoemde Wat. Afd., met standpl. Pekalongan.

Ir. J. F. Strach, tevoren partic., is met ing. v. 1 April 1939 werkz. gest. als maandgelder op het hoofdkant. v. d. Prov. Waterst. afd. „Serang” te Semarang.

Ir. M. O. Davis, ingr. 2de kl. bij de Prov. Irr. Sectie „Madioen” (Oost-Java), is benoemd tot ingr.

Ir. M. Vermeeren, ingr. 2de kl. bij de Prov. Irr. Afd. „Brantas” (Kediri) is toegev. a. h. Hoofd v. d. Prov. Irr. Afd. „Pekalen-Sampean” (Bondowoso).

Ir. R. Th. Hees, ingr. bij 's Lands Wat., is wegens 6-jar. dienst 8 mnd. verlof naar Europa verleend, ing. 16 December 1939.

Ir. A. B. Schumacher, tijd. fd. verkeersinspecteur b. h. Dept. v. V. en W., is tijd. belast m. d. waarn. der betr. v. verkeersinspecteur bij genoemd dept.

Ir. D. Pronk, ingr. b. h. Dept. v. V. en W., is overgepl. van het bedrijfsonderdeel „Madioen” der Landswaterkr. bedrijven naar het Landsbedrijf „De Oembilinsteenkolenmijnen”.

Ir. J. C. Holtzapfel, tijd. wd. ingr. 2de kl. bij het Dept. v. V. en W., is belast met de leiding v. h. bedrijfsdeel „Madioen” der Landswaterkrachtbedrijven.

Ir. J. R. Sporry, partic., is op proef werkz. gest. op maandgeld bij het Dept. v. V. en W. (Hoofdkantoor Landswaterkrachtbedrijven).

Ir. J. F. Walter, insp. b. d. S.S., is tijd. belast m.d. waarn. der betr. v. ingr. b. d. afd. Spoorwegtoezicht v. h. Dept. v. V. en W.

Ir. F. O. van der Ploeg, ingr. 2de kl. b. d. S.S., is overgepl. v. d. Expl. der W. L. (Batavia) naar die der O. L. (Madioen), en met ing. v. d. dag der officiele overname belast m. d. functie van adjunct-chef der 3de Afd. Oosterlijnen te Madioen.

Ir. J. G. Boerma, ingr. b.d. S.S., is wegens 7-jar. dienst 9 mnd. verlof naar Europa verleend, ing. 1 April 1940.

Irs. G. W. van Eck en R. Naber, ingrs. bij de B.P.M., zijn te Balikpapan aangek. van Europa, resp. van Balikpapan vertrokken met Europ. verlof.

Ir. H. L. ten Cate, voordien ingr. b.d. N. V. Industriële Mij. Gebrs. van Swaay, is sinds 1 April jl. in dienst bij het GEBEO te Bandoeng.

KONINKLIJK INSTITUUT V. INGENIEURS, Groep Nederlandsch-Indië.

BESTUURSMEEDEDELINGEN.

De in No. 4 van dezen jaargang voorgestelde nieuwe leden zijn aangenomen.

Thans wordt voorgesteld als *gewoon lid*:

Ir. J. W. Hoekstra Klein, Ingenieur bij de Ned.-Ind. Gas Maatschappij, te Bandoeng.

Eventuele bezwaren tegen deze candidaatstelling worden vóór 31 Juli a.s. ingewacht bij het Secretariaat, Bragaweg 38, Bandoeng.

ALGEMEEN BEDRIJFSLEIDER

BIJ EEN DER GROOTSTE CONCERNS HIER TE LANDE,
Delftsch Ingenieur met ruim 12 jaren practijk op Java en Sumatra,
goed organisator en bedrijf-econoom.

ZOEKT ANDEREN VEELZIJDIGEN WERKKRING.

Brieven onder No. I. 20, Reclamebureau „KOLFF”, Batavia - C.

IN NEDERLANDSCH-INDIË

II. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE.

INHOUD: Een economischer doorsnede-vorm voor gewapend beton aquaducten, door ir. R. M. Sedi jat m o.

Een economischer doorsnede-vorm voor gewapend beton aquaducten

door

ir. R. M. SEDIJATMO,

Ingenieur bij den Mangkoenagorochen Rijkswaterstaat, Soerakarta.

Korte inhoud.

Als inleiding worden eenige middelen aangegeven om, in het bijzonder bij gewapend beton aquaducten, tot lichtere constructies te geraken zonder overschrijding van de door de algemeene betonvoorschriften toegelaten materiaalspanningen. In aansluiting hiermede worden het ontwerp en de uitvoering van eenige aquaducten in hoofdtrekken besproken, waarna ook de uitkomsten der proefbelasting worden medegedeeld.

Door vergelijking van het toegepaste systeem met het hier te lande gebruikelijke blijkt, dat het eerste veel goedkoper uitkomt dan het laatste.

I. Inleiding.

Bij het ontwerpen van draagconstructies in gewapend beton of ander materiaal dient men het volgende in het oog te houden.

Zooals bekend is, heeft men bij een op buiging (en afschuiving) belaste balk:

$$M_{\text{uitw.}} = M_{\text{inw.}} = K_D \times Z = K_T \times Z \text{ (zie fig. 1).}$$

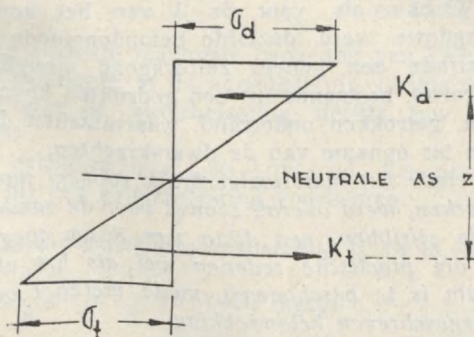


Fig. 1.

Hieruit blijkt, dat bij een bepaalde toegelaten spanning het volgende kan worden gezegd: hoe grooter de afstand Z is, hoe grooter het moment kan zijn, dat tengevolge van de totale belasting (inclusief het eigen gewicht) door den balk mag worden opgenomen, dus hoe hooger de nuttige belasting, bij gelijkblijvend eigengewicht, kan worden opgevoerd, of wel hoe grooter lengte bij dezelfde nuttige belasting vrij kan worden overspannen. Bij hetzelfde materiaalverbruik kan men in het algemeen Z vergrooten door de balkhoogte grooter te nemen, hetgeen gepaard kan gaan met een verkleining van de breedte.

Zoo is bij houten constructies de rechthoekige balk de gebruikelijke vorm voor de opname van buigende momenten.

Bij staal kan men een beter resultaat verkrijgen door het materiaal zoo ver mogelijk uit de neutrale as te brengen. Zoo ontstaat de bekende I-balk.

Bij gewapend beton kan de getrokken flens vervallen, omdat bij de sterkteberekening het beton in de trekzone geheel onwerkzaam wordt geacht, terwijl het benodigde ijzer in het lijf kan worden geborgen. We krijgen zoo den T-balk.

Ook om andere redenen is de aanwezigheid van een getrokken flens niet gewenscht.

- 1e. De bekisting wordt ingewikkelder en het storten lastiger.
- 2e. Het aanbrengen van een hechte beugelwapening is niet goed mogelijk.
- 3e. Het eigen gewicht wordt onnoodig grooter, omdat het beton in de trekzone, zooals reeds werd opgemerkt, bij de sterkteberekening toch verwaarloosd wordt. Voorts kan worden opgemerkt, dat bij den T-balk de verbreding van de rib voor de berging van het ijzer ook ten goede kan komen aan de opname der afschuivende krachten.

Bij een geheel zelfdragend gewapend beton aquaduct echter, waar reeds om andere redenen het beton ook in den getrokken onderrand aanwezig moet zijn, doet men goed dit te benutten.

In dit geval krijgen we het z.g. koker- of doors-profiel, dat kan worden beschouwd als een I-balk, waarvan het lijf, in twee verticale helften verdeeld, naar de zijanten is verplaatst.

Voor een aquaduct is dit de meest ideale vorm, aangezien de samenstellende elementen alle dubbel kunnen worden benut.

Zoo kan de bovenrand, behalve voor de opname der drukspanningen, mede dienstbaar worden gemaakt voor het verkeer, terwijl de onderrand, die als kuipbodem steeds aanwezig moet zijn, tevens kan dienen voor de opname van de trekspanningen c.q. de berging van de wapeningstaven. Verder is het rechtstreeks mogelijk alle trek- en eventueel ook alle drukwapeningstaven door een hechte beugelwapening te omsluiten, hetgeen bij een gewapend beton I-balk moeilijker het geval zou zijn.

Bovendien wordt door het in den onderrand plaatsen van de trekwapeningstaven bereikt, dat de nuttige hoogte h , dus ook de inwendige moment-arm Z zoo groot mogelijk wordt, terwijl ook de rib niet dikker behoeft te worden gemaakt voor het bergen van het ijzer.

De hierdoor ontstane materiaalbesparing heeft bovendien tot gevolg, dat ook de door het eigen gewicht opgewekte krachten kleiner worden waardoor nog meer aan materiaal wordt bespaard.

Dit verschijnsel van progressieve materiaalbesparing, dat bij alle op buiging belaste draagconstructies optreedt, speelt in het bijzonder bij constructies in gewapend beton een zeer belangrijke rol, omdat hier de invloed van het eigen gewicht op de balkafmetingen in verhouding tot dien van de mobiele belasting groot is.

Ook wordt door het kleiner worden van het eigen gewicht de stijfheid van de balkconstructie groter, zooals reeds elders door prof. ir. P. P. Bijlaard werd aangetoond.

Verder wordt de bekisting incl. stellage, als ook de geheele onderbouw van het kunstwerk hierdoor goedkoper.

Beperking van het materiaalverbruik is derhalve vooral bij het ontwerpen van gewapend betonconstructies een zaak van fundamenteel belang.

II. De aquaducten Wiroko en Kedoengdowo.

Aan de hand van bovenstaande beschouwingen zijn in het jaar 1936, nu bijna 3 jaar geleden, in Zuid-Wonogiri in het Gouvernement Soerakarta een tweetal aquaducten volgens het doosprofiel gebouwd, n.l. het aquaduct over de Kali Wiroko, zijrivier van de Bengawan Solo, bestaande uit 5 overspanningen van 14 m en dat over de Kali Kedoengdowo, bestaande uit 3 overspanningen van 11 m, ieder op 2 steunpunten vrij opgelegd.

Het ontwerp werd reeds in 1935, d.i. in het diepste punt der huidige crisis, door steller dezes opge maakt.

Het aquaduct kwam reeds in October 1936 gereed, doch de officieele ingebruikstelling van de irrigatie-leiding en daarmee ook van het aquaduct heeft eerst in December 1938 plaats gehad in tegenwoordigheid van Z. H. P. A. A. Mangkoenagoro VII en den Gouverneur van Soerakarta.

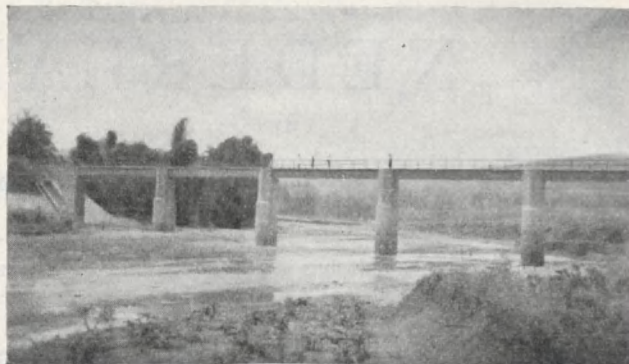


Fig. 2. Aquaduct over de Kali Wiroko met 5 overspanningen van 14 m, gebouwd in 1936.

Beide kunstwerken zijn gelegen in de Rechter-Balong leiding, welke in 1936 als „reliefwerk” werd uitgevoerd, waarbij dus overal zoowel bij de kunstwerken, als bij de leidingen zelve vóór alles eenvoud en economie moesten worden betracht en zooveel mogelijk inheemsche materialen moesten worden verwerkt, teneinde aan het gestelde doel van werkverschaffing en geldinjectie in deze hulpbehoevende streken zooveel doenlijk recht te doen wedervaren.

Het gebruik van ijzer moest derhalve a priori worden nagelaten, te meer waar dit vrijwel steeds tot duurdere resultaten zou hebben geleid, terwijl tot toepassing van gewapend beton slechts dan mocht worden overgegaan, indien zulks uit economische en/of constructieve overwegingen beter zou zijn verantwoord.

Dit nu bleek bij bovengenoemde kunstwerken wel het geval te zijn.

Zoowel voor de 5 overspanningen van het aquaduct Wiroko als voor de 3 van het aquaduct Kedoengdowo werd dezelfde betondoorsnede gekozen, zijnde een geheel zelfdragend monolithisch kokerprofiel, bestaande uit een gedrukt bovenrand en een getrokken onderrand, waartusschen de zijwanden ter opname van de dwarskrachten.

Ten einde het materiaalverbruik zooveel mogelijk te beperken, werd overal, zoowel voor de randen als voor de zijribben, een dikte van 8 cm toegepast, welke om praktische redenen wel als het uiterste minimum is te beschouwen, mede met het oog op de voorgeschreven betondekking.

Verder kan worden opgemerkt, dat de afmetingen van de kokerdoorsnede zoowel uit praktische als aesthetische overwegingen werden vastgesteld op 85 cm $\times$ 100 cm inwendig, zoodat de totale balkhoogte 116 cm bedraagt of 1/12 van de theoretische overspanning van 14 m.

Zoals boven reeds werd opgemerkt, wordt de koker als één geheel beschouwd, dus niet zooals gebruikelijk is als twee gekoppelde T-balken, waaraan de kuipbodem a.h.w. is opgehangen.

De trekwapeningstaven zijn dan ook geheel in den onderrand geborgen.

Teneinde eenig inzicht in de deugdelijkheid dezer buitengewoon lichte constructie te geven, wordt in het ondervolgende de berekening in hoofdtrekken weergegeven (zie fig. 3).

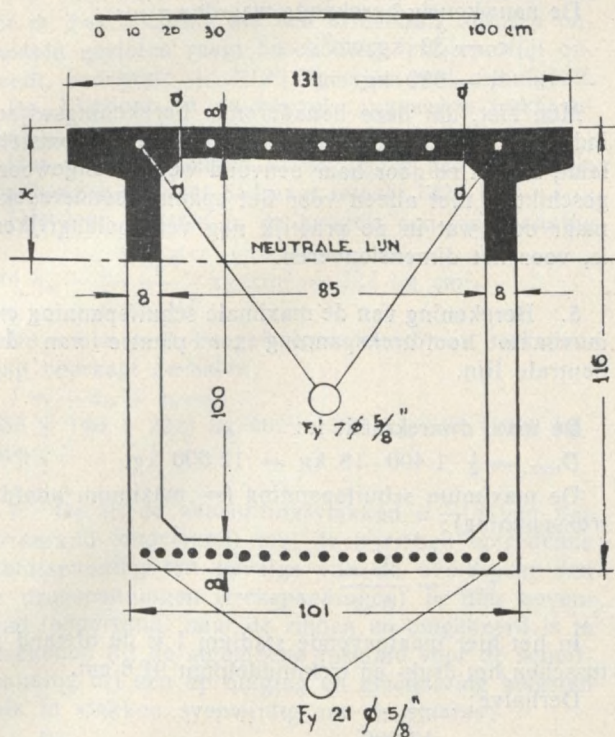


Fig. 3.

1. De belasting q per m' aquaduct bedraagt:

Waterbelasting bij geheel gevulden koker:

$$1 \times 0,85 \times 1 \text{ t/m}' = 0,85 \text{ t/m}'$$

Eigengewicht koker =

$$0,355 \times 2,4 \text{ t/m}' = 0,85 \text{ „}$$

Mobiele belasting =

$$= 0,10 \text{ „}$$

$$\text{Totaal } q = 1,80 \text{ t/m}' \\ \text{of } q = 18 \text{ kg/cm}'$$

Bij de normale maximale capaciteit van 750 l/sec is de waterdiepte in de aquaductkuip slechts 49 cm en bedraagt de waterbelasting slechts een kleine 0,42 t/m'.

Een belasting $q = 1,80 \text{ t/m}'$ zal dus praktisch slechts bij een proefbelasting voorkomen.

2. De theoretische overspanning is 14 m, zoodat

$$M_{\max.} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 18 \cdot 1400^2 \text{ kgcm} \\ = 4\,410\,000 \text{ kgcm}.$$

3. Spanningsberekening volgens stadium IIb, waarbij het beton in de trekzone onwerkzaam wordt gedacht.

Bepaling van den afstand x van de neutrale lijn tot den bovenrand:

Momentenstelling t.o.v. den bovenkant ligger geeft

$$\text{met } E_{bd} = \frac{1}{15} E_y^*):$$

$$(85 \cdot 8 \cdot 4) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 6) + (2 \cdot 8 \cdot x \cdot \frac{1}{2} x) + \\ + 15(7 \cdot 2 \cdot 4) + 15(21 \cdot 2 \cdot 112) = \{ (85 \cdot 8) + \\ + (2 \cdot 15 \cdot 12) + (2 \cdot 8 \cdot x) + 15(7 + 21) \cdot 2 \} x.$$

*) De verschillende becijferingen zijn uitgevoerd met behulp van een rekenliniaal.

$$2\,720 + 2\,160 + 8x^2 + 840 + 70\,600 = (680 + \\ + 360 + 16x + 840)x.$$

$$76\,320 + 8x^2 = 1\,880x + 16x^2.$$

$$2x^2 + 470x - 19\,080 = 0.$$

$$x = \frac{-470 \pm \sqrt{470^2 + 8 \cdot 19\,080}}{2 \cdot 2}$$

$$x = \frac{-470 \pm \sqrt{373\,500}}{4}$$

$$x = \frac{-470 \pm 611}{4}$$

$$x = 35 \text{ cm}.$$

Het traagheidsmoment t.o.v. de neutrale lijn bedraagt derhalve:

$$I_b + I_y = \left(\frac{1}{12} \cdot 101 \cdot 8^3\right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 12^3\right) + \\ + (101 \cdot 8 \cdot 31^2) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 29^2) + \\ + \left(2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 27^3\right) + (2 \cdot 8 \cdot 27 \cdot 13,5^2) + \\ + (15 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 31^2) + (15 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 77^2) = \\ = 4\,310 + 4\,320 + 776\,000 + 303\,000 + \\ + 26\,300 + 78\,600 + 202\,000 + 3\,740\,000 = \\ = 5\,130\,000 \text{ cm}^4.$$

Derhalve:

$$\sigma_{bd} = \frac{4\,410\,000 \cdot 35}{5\,130\,000} = 30 \text{ kg/cm}^2 (40 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{yt} = \frac{15 \cdot 4\,410\,000 \cdot 77}{5\,130\,000} = 990 \text{ kg/cm}^2 (1\,000 \text{ kg/cm}^2).$$

4. Spanningsberekening met inachtneming van de betontrekspanning (stadium IIa).

$$E_{bt} = \frac{1}{4} E_{bd} = \frac{1}{40} E_y.$$

Bepaling van de ligging v/d neutrale lijn:

$$(85 \cdot 8 \cdot 4) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 6) + (2 \cdot 8 \cdot x \cdot \frac{1}{2} x) + \\ + \left(\frac{1}{4} \cdot 85 \cdot 8 \cdot 112\right) + \left\{ \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 8 (116 - x) \cdot \frac{1}{2} (116 + \\ + x) + (10 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 4) + (10 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 112) \right\} = \\ = \{ (85 \cdot 8) + (2 \cdot 15 \cdot 12) + (2 \cdot 8 \cdot x) + \\ + \left(\frac{1}{4} \cdot 85 \cdot 8\right) + \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 8 (116 - x) + 10(7 + \\ + 21) \cdot 2 \} x.$$

$$2\,720 + 2\,160 + 8x + 19\,040 + 2(116^2 - \\ - x^2) + 560 + 47\,000 = \{ 680 + 360 + \\ + 16x + 170 + 4(116 - x) + 560 \} x.$$

$$71\,480 + 8x^2 + 2(116^2 - x^2) = (1\,770 + 16x + \\ + 464 - 4x)x.$$

$$98\,380 + 6x^2 = 2\,234x + 12x^2.$$

$$x = \frac{-2\,234 \pm \sqrt{2\,234^2 + 24 \cdot 98\,380}}{12}$$

$$x = \frac{-2\,234 \pm \sqrt{7\,350\,000}}{12}$$

$$x = \frac{-2\,234 + 2\,710}{12}$$

$$x = 40 \text{ cm}.$$

Het traagheidsmoment bedraagt dus:

$$\begin{aligned}
 I_b + I_y &= \left(\frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 12^3\right) + \\
 &+ (85 \cdot 8 \cdot 36^2) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 34^2) + \\
 &+ \left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 8 \cdot 40^3\right) + (2 \cdot 8 \cdot 40 \cdot 20^2) + \\
 &+ (10 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 36^2) + \left(\frac{1}{4} \cdot \frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \\
 &+ \left(\frac{1}{4} \cdot 85 \cdot 8 \cdot 72^2\right) + \left(\frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 76^3\right) + \\
 &+ \left(\frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 8 \cdot 76 \cdot 38^2\right) + (10 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 72^2) = \\
 &= 3\,630 + 4\,320 + 881\,000 + 416\,000 + \\
 &+ 85\,500 + 256\,000 + 181\,500 + 907 + \\
 &+ 880\,000 + 146\,200 + 439\,000 + 2\,180\,000 = \\
 &= 5\,474\,057 \text{ cm}^4.
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bt} = \frac{4\,410\,000 \cdot 76}{5\,474\,057 \cdot 4} = 15,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15 kg/cm}^2\text{)}.$$

Ofschoon een op deze wijze berekende betontrekspanning in stadium IIa van 15,3 kg/cm² nog wel toelaatbaar is te achten, werd de getrokken onder- rand na het wegnemen van de binnenbekisting (d.i. dus 4 dagen na het storten) voortdurend onder water gezet met het gewenschte gevolg, dat hierdoor in dezen onderrand ten gevolge van de uitzetting van het beton initiale drukspanningen ontstaan, welke later de door de gebruiksbelasting veroorzaakte betontrekspanningen zullen verminderen.

De boven gegeven berekeningen zijn echter vrij omslachtig en daarom voor de practijk en het ontwerpen minder geschikt. Een eenvoudiger berekeningswijze is de volgende.

Ten gevolge van de geringe dikte van de ribben kan men wel met voldoende nauwkeurigheid aannemen, dat de resultanten van de druk- en trekkrachten K_d en K_t respectievelijk aangrijpen in het midden van den boven- resp. onderrand.

Het maximum moment bedraagt 4 410 000 kgcm. Waar de afstand Z tusschen de aangenomen middelpunten der druk- en trekkrachten 108 cm bedraagt, hebben we volgens stadium IIb:

$$\begin{aligned}
 K_D &= K_T = \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{4\,410\,000}{102} \text{ kg} = 41\,000 \text{ kg}.
 \end{aligned}$$

De ideëele doorsnede van den gedruken bovenrand is:

$$\begin{aligned}
 F_d &= F_b + 15 F_y = (1\,168 + 15 \cdot 14) \text{ cm}^2 = \\
 &= (1\,168 + 210) \text{ cm}^2 = 1\,378 \text{ cm}^2.
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{41\,000}{1\,378} \text{ kg/cm}^2 = 29,8 \text{ kg/cm}^2.$$

De trekwapening bestaat uit 21 staven ϕ 5/8''.

Dus $F_{yt} = 42 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{yt} = \frac{41\,000}{42} \text{ kg/cm}^2 = 980 \text{ kg/cm}^2.$$

De nauwkeurig berekende waarden zijn:

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= 30 \text{ kg/cm}^2, \\
 \sigma_y &= 990 \text{ kg/cm}^2.
 \end{aligned}$$

Men ziet, dat deze benaderende berekeningswijze inderdaad tot voldoende nauwkeurige uitkomsten leidt, zoodat ze door haar eenvoud wel buitengewoon geschikt is niet alleen voor het spanningsonderzoek, maar ook, wat in de practijk nog veel belangrijker is, voor het dimensioneerden.

5. Berekening van de maximale schuifspanning en maximale hoofdtrekspanning ter plaatse van de neutrale lijn.

De max. dwarskracht is:

$$D_{\max.} = \frac{1}{2} \cdot 1\,400 \cdot 18 \text{ kg} = 12\,600 \text{ kg}.$$

De maximum schuifspanning (= maximum hoofdtrekspanning):

$$\tau_{\max.} = \frac{D_{\max.}}{b \cdot z}.$$

In het hier maatgevende stadium I is de afstand z tusschen het druk- en trekmiddelpunt 91,6 cm.

Derhalve:

$$\tau_{\max.} = \frac{12\,600}{2 \cdot 8 \cdot 91,6} = 8,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (12 kg/cm}^2\text{)}.$$

6. Berekening van de dwarskrachtwapening.

Het beton wordt geacht een schuine hoofdtrekspanning van ten hoogste 4 kg/cm² zonder speciale voorzieningen te kunnen opnemen.

Voor de opname van de te hooge schuine hoofdtrekspanningen dienen beugels (ϕ 5/16'' — 16) en toegevoegde opgebogen staven (ϕ 5/8'').

De door de dwarskrachtwapening op te nemen schuine trekkracht T bedraagt:

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{1}{2} \sqrt{2} \cdot 16 \cdot \frac{8,6 - 4}{8,6} \cdot 700 \cdot \frac{8,6 + 4}{2} \text{ kg} = \\
 &= 26\,750 \text{ kg}. \text{ Over de lengte } \frac{8,6 - 4}{8,6} \cdot 700 \text{ cm} =
 \end{aligned}$$

= 375 cm zijn aanwezig 8 toegevoegde opgebogen staven van ϕ 5/8'' (4 staven in elken wand) met een totale doorsnede van 16 cm². Deze opgebogen staven mogen ten hoogste opnemen 16 · 1 000 kg = 16 000 kg. De rest van de trekkracht, zijnde (26 750 — 16 000) kg = 10 750 kg, moet door de over dien afstand aanwezige beugels worden opgenomen.

Aanwezig zijn 24 beugels met een totale doorsnede van 24 · 2 · 0,5 cm² = 24 cm².

De door de schuine trekkracht in die beugels opgewekte trekspanning bedraagt:

$$\sigma_t = \frac{10\,750}{24} \sqrt{2} \text{ kg/cm}^2 = 635 \text{ kg/cm}^2.$$

Behalve voor de opname van de schuine trekkracht dienen de beugels ook voor het opnemen van de buigende momenten in de kokerzijwanden en verder voor het ophangen van den kokerbodem + de waterbelasting + de kokerzijwanden zelf.

Het maximum moment, dat in de zijwanden van het in dwarsrichting als een drievoudig statisch onbepaald gesloten raam beschouwde kokerprofiel optreedt, bedraagt: + 2 120 kgcm en wel uitbuigend.

De hierdoor in de beugels opgewekte trekspanning $\sigma_m = 140 \text{ kg/cm}^2$ (zie punt 9).

Het per strekkenden meter ligger aan 6 beugels opgehangen gewicht bedraagt totaal: 1324 kg.

Hierdoor ontstaat in de beugels een trekspanning

$$\text{van } \sigma_h = \frac{1324}{2 \cdot 6 \cdot 0,5} \text{ kg/cm}^2 = 222 \text{ kg/cm}^2.$$

De totale in de beugels optredende max. trekspanning bedraagt derhalve:

$$\sigma_t + \sigma_m + \sigma_h = (635 + 140 + 222) \text{ kg/cm}^2 = 997 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1000 kg/cm}^2\text{)}$$

7. De in de aansluitingsvlakken $a-a$ van den bovenrand (onderrand) met de zijribben optredende schuifspanning ten gevolge van de overdracht van de drukspanningen (trekspanningen) in den bovenrand (onderrand) naar de ribben en omgekeerd is te berekenen uit de algemeene formule voor de schuifspanning bij een op buiging en afschuiving belaste balk in vlakken evenwijdig aan de staafas:

$$\tau = \frac{DS}{bl}. \text{ We gaan hier weer uit van het maatge-}$$

vende stadium I.

Bepaling van de ligging van de neutrale lijn en het traagheidsmoment van de kokerdoorsnede in het stadium I, waarbij $n = 1$:

$$(85 \cdot 8 \cdot 4) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 6) + (2 \cdot 116 \cdot 8 \cdot 58) + (85 \cdot 8 \cdot 112) = x \{ (85 \cdot 8) + (2 \cdot 15 \cdot 12) + (2 \cdot 116 \cdot 8) + (85 \cdot 8) \}.$$

$$2720 + 2160 + 108000 + 76200 = x(680 + 360 + 1860 + 680).$$

$$3580x = 189080.$$

$$x = 53 \text{ cm}.$$

$$I = \left(\frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 12^3\right) +$$

$$+ (2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 53^3) + (85 \cdot 8 \cdot 49^2) +$$

$$+ (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 47^2) + (2 \cdot 8 \cdot 53 \cdot 26,5^2) +$$

$$+ \left(\frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \left(2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 63^3\right) +$$

$$+ (85 \cdot 8 \cdot 59^2) + (2 \cdot 8 \cdot 63 \cdot 31,5^2)$$

$$I = 3630 + 4320 + 198000 + 1630000 + 796000 + 596000 + 3630 + 333000 + 2370000 + 1000000 = 6934580 \text{ cm}^4.$$

Van het afschuivende deel van den bovenrand (gelegen tusschen de aansluitingsvlakken $a-a$) bedraagt het statisch moment ten opzichte van de neutrale lijn:

$$S_1 = 71 \cdot 8 \cdot 49 = 27800 \text{ cm}^3, \text{ zoodat}$$

$$\tau_{a1} = \frac{DS_1}{bl} =$$

$$= \frac{12600 \cdot 27800}{16 \cdot 6934580} = 3,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Van het afschuivende deel van den onderrand bedraagt het statisch moment:

$$S_2 = 71 \cdot 8 \cdot 59 = 33500 \text{ cm}^3, \text{ zoodat}$$

$$\tau_{a2} = \frac{DS_2}{bl} =$$

$$= \frac{12600 \cdot 33500}{16 \cdot 6934580} = 3,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (12 kg/cm}^2\text{)}.$$

Behalve schuifspanningen treden in den onderrand bovendien ook trekspanningen op. Een dwarskrachtwapening zou hier dus noodzakelijk zijn geweest, ware het niet, dat de berekende schuifspanningen nog beneden 4 kg/cm^2 liggen.

Nochtans is in den onderrand (en ook in den bovenrand) een dwarskrachtwapening (beugelwapening met een totale doorsnede van 3 cm^2 per strekkende meter ligger aanwezig. Deze wapening zal derhalve de hechtheid der kokerconstructie nog verhoogen en is dus als een toe te voegen veiligheid te beschouwen.

Uit het bovenstaande volgt, dat de statische samenwerking tusschen de verticale ribben en de horizontale randen der kokerconstructie meer dan voldoende kan worden geacht.

8. Hechtspanningen.

Door de geringe dikte van de randen, in het bijzonder van den onderrand, waar een groot aantal trekwapeningstaven van $\phi 5/8''$ moet worden geborgen, is het wel duidelijk, dat voor de toepassing van Considère-eindhaken geen voldoende ruimte beschikbaar is. De werking van de aanwezige zeer korte rechte haken kan men bij de berekening veiligheidshalve liever geheel verwaarloozen.

Het is in verband hiermede echter noodzakelijk zich voldoende rekenschap te geven van de grootte der hechtspanningen, die in het meest ongunstige belastinggeval zullen optreden, ten einde er zeker van te zijn, dat een eventueel meegeven van de constructie niet het gevolg kan zijn van een overschrijding der hechtvastheid.

De max. hechtspanning ter plaatse van de oplegging bedraagt volgens stadium IIb.

$$\tau_h = \frac{b \cdot \tau_{\max.}}{n \cdot o} = \frac{16 \cdot 8,6}{14 \cdot 5} = 2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (4,5 kg/cm}^2\text{)}.$$

Waar echter nabij de oplegging het moment zeer gering is en boven het oplegpunt nul, treedt hier inderdaad stadium I op, zoodat de schuifspanning ter hoogte van de wapening zeer gering is en de bovenberekende waarde van τ_h dus belangrijker is groot.

In werkelijkheid treden de grootste hechtspanningen op in de nabijheid van het grootste moment en bedragen volgens Kleinlogel:

$$\tau_h = \frac{3 K_T}{l \cdot n \cdot o} = \frac{3 \cdot 41580}{1400 \cdot 21 \cdot 5} = 0,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (4,5 kg/cm}^2\text{)}.$$

De op deze wijze berekende maximum hechtspanning in het ongunstigste belastinggeval blijkt dus vele malen kleiner dan de *toelaatbare*, zoodat zelfs indien ten gevolge eener overbelasting de vloeigrens van de trekwapeningstaven mocht zijn overschreden, d.i. bij een belasting die ruim twee maal zoo groot is als de berekende maximale belasting, (waarbij dan inderdaad stadium IIb optreedt), de toegelaten hechtspanning nog niet zou zijn bereikt.

Voor een overschrijding der hechtvastheid behoeft derhalve geen vrees te bestaan.

Uit bovenstaande spanningsberekeningen moge blijken, dat de vloeigrens van de trekwapening bij een eventuele overbelasting eerder zal zijn bereikt dan welke andere vastheidswaarde ook (met uitzondering van de betontrekvastheid), zoodat dus bedoelde constructie bij breukbelasting zich plastisch zal gedragen.

9. Berekening van den koker in dwarsrichting.

In de dwarsrichting wordt de koker berekend als een gesloten rechthoekig raam.

Wat de verkeersbelasting betreft wordt hierbij gerekend op een mobiele last van 200 kg/cm^2 , zulks in afwijking van de aanname onder punt 1.

Het absolute maximum moment treedt op bij de benedenhoekpunten. Dit is negatief, d.w.z. inbuigend en bedraagt — $7\,940 \text{ kgcm}$. Echter kan worden opgemerkt, dat ten gevolge van de hoekverstijving hier een overmaat aan materiaal aanwezig is.

Maatgevend is daarom het maximum moment in het midden van den bovenrand, dat $5\,400 \text{ kgcm}$ bedraagt (inbuigend).

Hier is de betondoorsnede 8 cm dik en bestaat de kokerwapening, die tegelijk de beugelwapening is van den ligger, uit 6 staven $\phi 5/16''$ per strekkende meter.

Met een nuttige hoogte van $5,2 \text{ cm}$ hebben we in het stadium IIb:

$$\sigma_b = 12 \text{ kg/cm}^2 \text{ en}$$

$$\sigma_y = 335 \text{ „}$$

Het maximum moment in de kokerzijwanden bedraagt uitbuigend $+ 2\,120 \text{ kgcm}$, zoodat:

$$\sigma_b = 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ en}$$

$$\sigma_y = 140 \text{ „ (zie punt 6).}$$

Vlak voorbij de hoekverstijvingen treden nog negatieve momenten op, die trekspanningen in het beton veroorzaken, waartegen geen wapening bestaat (zie fig. 4).

Deze momenten zijn echter zeer gering. Het grootste bedraagt — $2\,600 \text{ kgcm}$ en treedt op vlak voorbij de benedenhoekverstijving in de verticale rib (bij volbelasting). Berekenen we de door dit moment opgewekte maximale trekspanning in het beton volgens het stadium I, dan krijgen we:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2\,600}{\frac{1}{6} \cdot 100 \cdot 8^2} = \frac{2\,600}{1\,066} = 2,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Deze is dus belangrijk lager dan de toegelaten waarde van 5 kg/cm^2 . Volgens de voorschriften hoeft dus hier geen trekwapening in het beton te worden aangebracht. Hierdoor kan men volstaan met een zeer eenvoudige beugelwapening (zie fig. 4).

Hieruit blijkt, dat de in de kokerwanden opge-

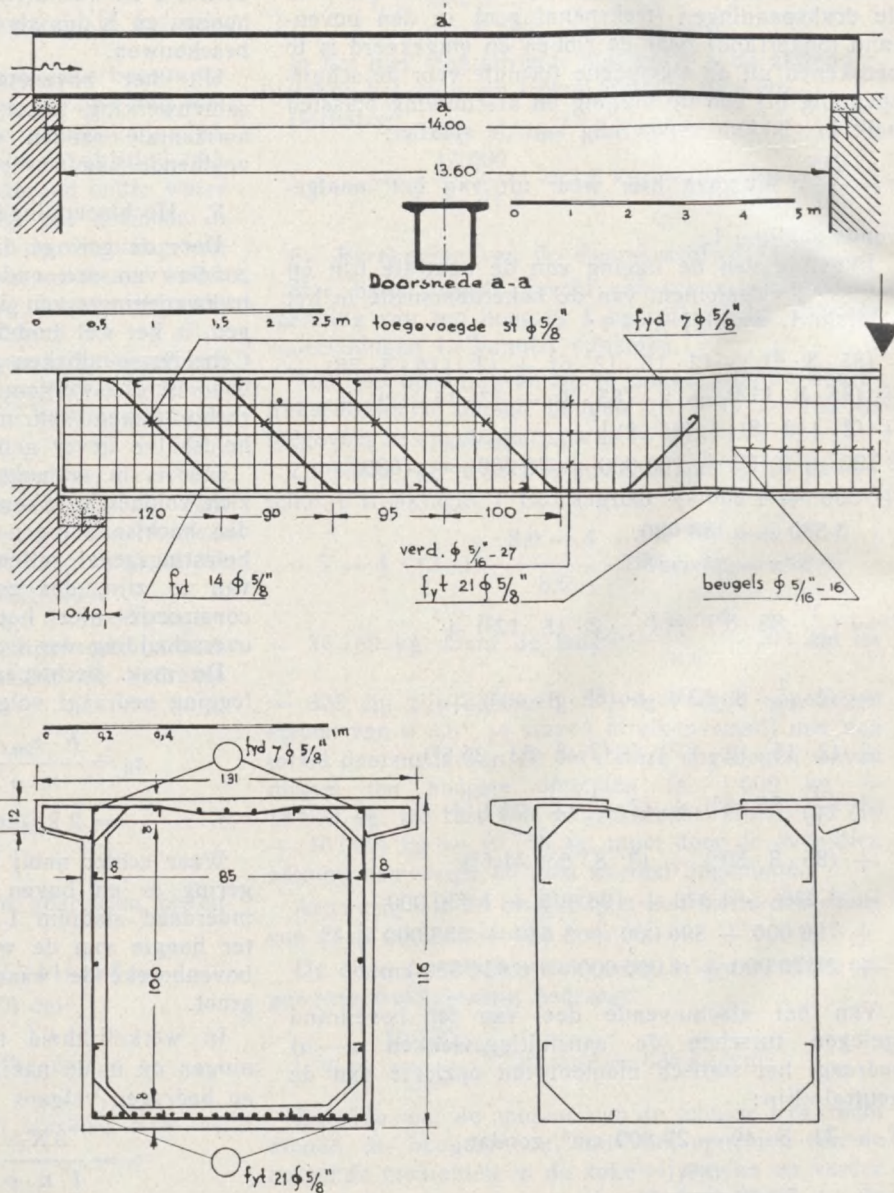


Fig. 4. Aquaduct Wiroko.

wekte momenten, zelfs bij de ongunstigste belasting-combinaties (in dwarsrichting), heel gering zijn.

10. De opleggingen.

De ligger wordt aan beide einden z.g. vrij op een betonblok opgelegd, waartusschen een blad lood voor de goede overbrenging.

Aangeteekend moge worden, dat de onderrand niet geheel gelijk ligt met het bovenzvlak van het betonblok, maar dat het middelste gedeelte van 71 cm met een tussenruimte van 2 cm vrij van het betonblok wordt gehouden, zulks om te voorkomen, dat door de groote oplegkracht de dunne onderrand zou kunnen worden beschadigd.

Vandaar dat het kokerprofiel in dwarsrichting berekend is als een op twee (hoek)-punten opgelegd gesloten raam.

Dit wordt verkregen door het oplegblok links en rechts aan den bovenkant van 2 cm hooge verhoogingen te voorzien, ieder breed 15 cm en leng 40 cm, waardoor dus het gewicht van den ligger alleen via de kokerzijwanden naar de opleggingen wordt overgebracht.

Met een maximum oplegdruk van 12 600 kg wordt de gemiddelde druk op het oplegblok:

$$\sigma_d = \frac{12\,600}{2 \cdot 15 \cdot 40} \text{ kg/cm}^2 = 10,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15 kg/cm}^2\text{)}.$$

Aan de hand van bovenstaande berekeningen moge dus blijken, dat de berekende spanningen in het goedkoop beton (zand en steenslag zijn ter plaatse in overvloed aanwezig), met uitzondering van de betontrekspanning in het stadium IIa, alle veilig beneden de toegelaten waarden liggen, terwijl het ijzer, plaatselijk verreweg het duurste materiaal, nagenoeg tot de toegelaten grens wordt belast.

III. Constructie en uitvoering.

Zooals boven reeds werd vermeld, worden de hoofdwapeningstaven alle geheel in de randen geborgen, zoodat de verdeelwapeningstaven hier komen te vervallen.

Ook werd er reeds op gewezen, dat de beugels, behalve voor de verandering van de trekwapening aan de drukzone, tevens dienen ter opname van de ten gevolge van waterdruk en eventuele menschenbelasting in de vier kokerwanden opgewekte buigende momenten.

Verder werken de beugels te zamen met de opgebogen staven mede aan de opname van de afschuivende krachten in de verticale kokerwanden, terwijl ze bovendien berekend zijn voor het „ophangen” van de waterbelasting, den kuipbodem en de zijwanden zelve.

Dientengevolge zijn de beugelstaven betrekkelijk dik ($\varnothing 5/16''$) en de beugelafstanden over de heele liggerlengte betrekkelijk gering, n.l. 16 cm.

Hierdoor vormt de wapening één hecht en stijf ijzeren geraamte, hetgeen tijdens de uitvoering, zoowel bij het vlechten als bij het storten, van groot voordeel bleek te zijn.

De uitvoering dezer kunstwerken, welke onder direct toezicht van steller dezes geschiedde, verliep dan ook zeer vlot.

Ook bij het storten van deze dunwandige kokers (er zijn in totaal 8 van deze kokers met een totale lengte van ± 106 m, waarvan 5 voor het aquaduct Wiroko en 3 voor het aquaduct Kedoengdowo) werden geenerlei moeilijkheden ondervonden (zie fig. 4).

Eerst werd de onderrand gestort, hetgeen zeer zorgvuldig kon geschieden, aangezien voor de betonstorters binnen het ijzeren geraamte voldoende ruimte was, zoodat alle plekken van den onderrand zeer goed bereikbaar waren. Een goede betonomhulling van alle staven werd hierdoor ruimschoots verzekerd. Nadat verder de inwendige kokerbekisting in lengten van 2 à 3 meter in het hechte en stijve ijzeren geraamte was ingeschoven en de wapeningsstaven ten opzichte van de bekistingplanken door middel van tijdelijke houten klosjes op de juiste afstanden waren gesteld, werden de verticale zijwanden gestort, waarbij de buitenbekistingplanken slechts geleidelijk werden opgetrokken, naarmate het storten vorderde.

Tenslotte werd de bovenrand gestort. Voor het verkrijgen van een stroef oppervlak werd deze rand aan den bovenkant met fijn grint gedekt.

Door de geringe hoeveelheid te verwerken beton (5,11 m³ per overspanning) kon één heele overspanning gemakkelijk in één dag worden afgestort, zoodat nergens in het beton stortvoegen ontstonden.

Het verwerkte beton heeft de normale samenstelling van 1 P. C. + 2 zand + 3 steenslag, dit laatste met den grootsten diameter van ± 2 cm.

Men kreeg zodoende geen volkomen waterdicht beton, zoodat voor de waterdichtheid nog extra moest worden gezorgd, n.l. door het bestrijken van de binnenwanden met bitumen.

IV. Proefbelasting.

Bij de proefbelasting ca. 2 maanden na het storten, waarbij door opstuwing van het water benedenstrooms het kunstwerk *de koker geheel met water werd gevuld*, waardoor een gelijkmatige belasting inclusief het eigen gewicht optrad van 1,7 t/m, werd door nauwkeurige waterpassing in het midden van den ligger een doorbuiging gemeten van nauwelijks

$$4,5 \text{ mm of } \pm \frac{1}{3\,100} L.$$

De berekende waarde van de doorbuiging f bedraagt, indien de *geheele betondoorsnede* statisch

werkzaam wordt gedacht en $E_{bd} = E_{bt} = \frac{1}{10} E_y$ op

210 000 kg/cm² wordt gesteld:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{QL^3}{EI}.$$

Bepaling van I .

$$E_{bd} = E_{bt} = \frac{1}{10} E_y = 210\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Bepaling van de ligging van de neutrale lijn. Momentenlijn ten opzichte van bovenkant ligger:

$$(85 \cdot 8 \cdot 4) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 6) + (2 \cdot 8 \cdot x \cdot \frac{1}{2} x) + (85 \cdot 8 \cdot 112) + 2 \cdot 8 \cdot (116 - x) \cdot \frac{1}{2} (116 + x) + (10 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 4) + (10 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 112) = \{ (85 \cdot 8) + (2 \cdot 15 \cdot 12) + (2 \cdot 8 \cdot x) + (85 \cdot 8) + [2 \cdot 8 (116 - x)] + 10 \cdot (7 + 21) 2 \} x.$$

$$2720 + 2160 + 8x^2 + 76160 + 8(116^2 - x^2) + 560 + 47040 = \{ 680 + 360 + 16x + 680 + 16(116 - x) + 560 \} x.$$

$$128640 + 8x^2 + 107700 - 8x^2 = 4140x.$$

$$236340 = 4140x.$$

$$x = 57 \text{ cm.}$$

Het traagheidsmoment bedraagt dan:

$$\begin{aligned} I_b + I_y &= \left(\frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \left(\frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 12^3\right) + \\ &+ (85 \cdot 8 \cdot 53^2) + (2 \cdot 15 \cdot 12 \cdot 51^2) + \\ &+ \left(2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 57^3\right) + (2 \cdot 8 \cdot 57 \cdot 28,5^2) + \\ &+ (10 \cdot 7 \cdot 2 \cdot 53^2) + \left(\frac{1}{12} \cdot 85 \cdot 8^3\right) + \\ &+ (85 \cdot 8 \cdot 55^2) + \left(2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 59^3\right) + \\ &+ (2 \cdot 8 \cdot 59 \cdot 29,5^2) + (10 \cdot 21 \cdot 2 \cdot 55^2) = \\ &= 3630 + 4320 + 1905000 + 936000 + \\ &+ 247000 + 743000 + 394000 + 3630 + \\ &+ 2060000 + 274000 + 820000 + \\ &+ 1270000 = 8660580 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Dus hebben we:

$$f = \frac{5 \cdot 17 \cdot 1400 \cdot 1400^3}{384 \cdot 210000 \cdot 8660580} = 0,47 \text{ cm} = 4,7 \text{ mm.}$$

Uit de goede overeenstemming tusschen de berekende en de werkelijk gemeten doorbuiging kan men concluderen, dat zelfs bij deze bijzondere maximale belasting het beton in den onderrand inderdaad actief deelneemt aan de opname van de trekspanningen, zooals trouwens ook uit de berekening volgens stadium IIa volgt.

Berekent men het traagheidsmoment van de kokerdoorsnede volgens stadium IIb met

$$E_b = \frac{1}{15} E_y, \text{ dan wordt } f = \frac{5 \cdot 17 \cdot 1400 \cdot 1400^3}{384 \cdot 140000 \cdot 5130000} = 1,21 \text{ cm} = 12,1 \text{ mm.}$$

Van een ander aquaduct met een theoretische overspanning van 11,65 m, berekend voor hetzelfde leidingdebiet en ontworpen op de gewone manier als een gesloten koker (de zijwanden zijn elk 25 cm dik) werd bij de ontlasting een doorbuiging gemeten in het midden van den ligger van 3,7 mm uitsluitend

ten gevolge van het eigen gewicht d.i. dus $\frac{1}{3150} L$.

Bij het aquaduct Wiroko met een theoretische overspanning van 14 m bedraagt deze doorbuiging

uitsluitend door het eigengewicht 2,4 mm of

$$\frac{1}{5840} L.$$

Uit het bovenstaande blijkt duidelijk de grootere stijfheid der constructie, zooals trouwens ook werd verwacht.

V. Vergelijking met het gewone zelfdragende kokerprofiel.

Zooals reeds eerder werd opgemerkt, wordt in den regel een zelfdragende kokerconstructie voor aquaducten berekend als twee gekoppelde T-balken, te zamen vormende de dragende elementen van den kokerligger, waaraan de kuipbodemplaat is opgehangen, zoodat deze dus slechts één functie toegewezen krijgt.

Zooals bij T-balken het geval is, worden ook hier de trekwapeningstaven alle in de ribben geborgen, zoodat deze alleen reeds uit dien hoofde voldoende dik moeten worden gemaakt.

Teneinde nu tusschen dit en het als één geheel werkend kokerprofiel het verschil in het bijzonder wat betreft het materiaalverbruik duidelijk te doen uitkomen, laten we hieronder volgen een ontwerp van een aquaduct voor dezelfde overspanning van 14 m, bestemd voor dezelfde nuttige belasting van 0,95 t/m', volgens het gebruikelijke systeem.

Zooals bekend is, is het bij het ontwerpen van T-balken niet voordeelig de dimensionering der doorsnede te baseeren op de hoogste toegelaten betonspanning.

Getracht wordt daarom het kokerprofiel zoodanig te dimensioneren, dat in het ijzer de toe te laten spanning van 1000 kg/cm² optreedt, terwijl in het beton slechts een maximale spanning van 35 kg/cm² wordt bereikt.

Hiermede werd het kokerprofiel volgens fig. 5 verkregen zooals uit het volgend spanningsonderzoek moge blijken:

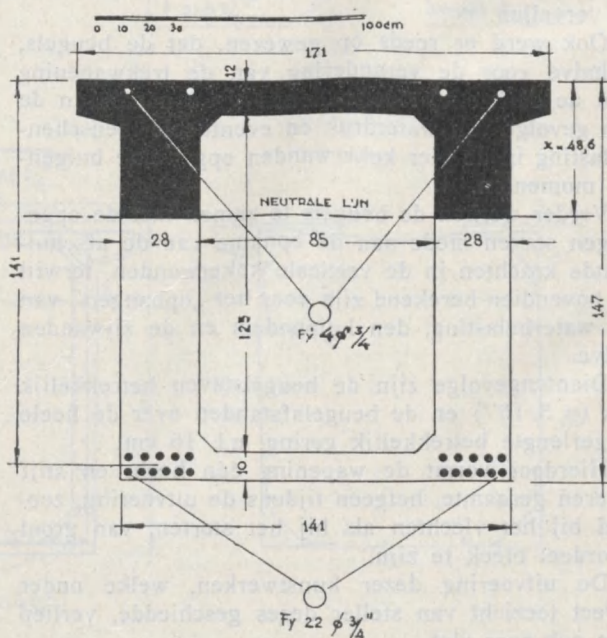


Fig. 5.

De totale belasting q bedraagt:

eigen gewicht: $1,05 \times 2,4 =$	2,52 t/m'
waterbelasting $=$	0,85 „
mensenbelasting $=$	0,10 „
Totaal $q =$	3,47 t/m'
of $q =$	34,7 kg/cm'.

$$M_{\max.} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 34,7 \cdot 1400^2 \text{ kg/cm} = 8\,500\,000 \text{ kg/cm.}$$

Bepaling van den afstand x van de neutrale lijn tot den bovenkant:

$$x = \frac{n \cdot h \cdot F_y + \frac{bd^2}{2}}{nF_y + bd} = \frac{15 \cdot 141 \cdot 63 + \frac{171 \cdot 12^2}{2}}{15 \cdot 63 + 171 \cdot 12} = 48,6 \text{ cm.}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 48,6 - 6 + \frac{144}{6 \cdot 85,2} = 42,9 \text{ cm.}$$

$$\sigma_y = \frac{M}{F_y(h - x + y)} = \frac{8\,500\,000}{63 \cdot (141 - 48,6 + 42,9)} = \frac{8\,500\,000}{63 \cdot 135,3} = 1\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_y \cdot x}{n(h - x)} = \frac{1\,000 \cdot 48,6}{15 \cdot (141 - 48,6)} = 35 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierbij werden de z.g. richtstaven in de gedrukte flens, zijnde $2 \times 2 \phi 3/4''$, buiten beschouwing gelaten.

$$\tau_{\max.} = \frac{3}{2} \frac{D_{\max.}}{b_o \cdot H} = \frac{3}{2} \frac{700 \cdot 34,7}{56 \cdot 147} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Men ziet, dat de verdikking van de ribben, ten einde in een voldoende plaatsruimte voor het ijzer te voorzien, ook nog wel ten goede komt voor de opname der afschuivende krachten.

Aangeteekend moge worden, dat, zooals gebruikelijk is, de wapeningsstaven in elke rib slechts in twee horizontale rijen worden gelegd, onder meer om een goede betonomhulling te verzekeren.

Maken we thans voor dit profiel, zonder op de verdere details in te gaan, een gewichtstaal op, dan komen we voor een kokerlengte van 14,40 m incl. de lengte der opleggingen, tot een betonverbruik van 15,12 m³ en een totaal benodigd ijzergewicht van 2130 kg, terwijl de hoeveelheden bij den als één geheel werkenden koker resp. zijn 5,11 m³ beton en 910 kg ijzer.

De besparing, die door de toepassing van het nieuwe kokerprofiel op den bovenbouw van het kunstwerk wordt verkregen, bedraagt derhalve rond 60%, terwijl, hoewel in mindere mate, door het kleinere eigen gewicht van den kokerligger ook op de bekisting en stellingen, zoomede op den geheelen onderbouw wordt bespaard.

De besparing zou echter nog grooter zijn, indien de eisch $H = \frac{1}{12} L$, bijv. om aesthetische redenen gebiedend was.

VI. Slotopmerkingen.

Hiermede meent steller dezes, aan de hand van berekening en practijk, de voor de gegeven bestemming voldoende deugdelijkheid en economie der voorgestane kokerconstructie te hebben aangetoond.

Verder leert ook de ervaring, dat de geringe wanddikte geen bijzondere moeilijkheden bij het beton storten baart, terwijl de wijze van wapening de vlotte uitvoering zeer in de hand werkt.

Het materiaalverbruik voor één overspanning met een kokerlengte van 14,40 m bedraagt slechts 5,11 m³ beton en 910 kg ijzer, inclusief beugels en verdeelwapening.

Vergroting van de betondikte leidt niet alleen tot grooter betonverbruik, maar ook juist tot verzwakking van de constructie, tenzij de trekwapening daarbij ook wordt versterkt dan wel de hoogte wordt vergroot, zooals gemakkelijk als volgt kan worden aangetoond.

Wordt bij dezelfde inwendige kokerdoorsnede van 85×100 cm de dikte van de wanden bijv. 12 cm inplaats van 8 cm, dan wordt de totale belasting per strekkenden meter ligger:

$$q = 2,24 \text{ t/m' of } 22,4 \text{ kg/cm.}$$

$$\text{Dus: } M_{\max.} = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 22,4 \cdot 1400^2 = 5\,500\,000 \text{ kgcm.}$$

Met ruim voldoende nauwkeurigheid de inwendige momentarm z op 112 cm stellende, hebben we:

$$K_D = K_T = \frac{M}{Z} = \frac{5\,500\,000}{12} = 49\,100 \text{ kg.}$$

Met eenzelfde trekwapening van 21 staven $\phi 5/8''$ hebben we:

$$\sigma_y = \frac{49\,100}{42} \text{ kg/cm}^2 = 1\,170 \text{ kg/cm}^2 > 1\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Bij een betondikte van 8 cm bedraagt σ_y slechts 990 kg/cm².

Aangezien hier de sterkte van de trekwapening maatgevend is, heeft het geen zin naar de andere spanningen te rekenen.

Ten aanzien van de bekisting kan ten overvloede nog worden medegedeeld, dat deze niet duurder is dan die voor de algemeen toegepaste kokertypen, en dat men ten gevolge van het veel kleinere gewicht aan beton zelfs nog goedkooper uitkomt. Dit geldt vooral ook voor de stellingen. Wel worden de stortloonen per m³ beton iets duurder.

Voor het aquaduct Gedoengdowo met een totale overspanning van 3×11 m hebben we voor elke overspanning, met gebruikmaking van dezelfde betondorsnede:

$$M = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} \cdot 18 \cdot 1100^2 = 2\,730\,000 \text{ kgcm.}$$

Met ruim voldoende nauwkeurigheid kan men weer aannemen dat de inwendige momentarm $Z = 108$ cm.

Dan hebben we:

$$K_D = K_T = \frac{M}{Z} = \frac{2\,730\,000 \text{ kg}}{108} = 25\,250 \text{ kg.}$$

Met een drukwapening van 4 staven $\phi 5/8$ en een trekwapening van 13 staven $\phi 5/8''$ hebben we:

$$F_D = (F_b + 15 F_y) \text{ cm}^2$$

$$(1\,168 + 15 \cdot 8) \text{ cm}^2 = 1\,288 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{25\,250}{1\,288} \text{ kg/cm}^2 = 19,6 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_y = \frac{25\,250}{13 \cdot 2} \text{ kg/cm}^2 = 970 \text{ kg/cm}^2.$$

De overige berekening laat zich verder gemakkelijk opstellen en wordt hier achterwege gelaten.

Er moge nog op gewezen, dat hier de betonspanningen alle ruim beneden de toegelaten waarden liggen, en dat de berekening van den koker, dus ook de kokerwapening, in dwarsrichting uiteraard precies dezelfde is als die van het vorige aquaduct. Verder bestaat de dwarskrachtwapening naast de beugels uit 6 staven $\phi 5/8''$, n.l. 3 staven in elken zijwand.

Bij de ontkisting, 28 dagen na het storten, werd een doorbuiging in het midden van den ligger gemeten van 0,8 mm door het eigengewicht alleen of

$$\frac{1}{13\,750} L \text{ (fig. 6).}$$



Fig. 6. Aquaduct Kedoengdowo met 3 overspanningen van 11 m. Gebouwd in 1936.

Van een ander kortgeleden afgeleverd aquaduct in een tertiaire leiding bestemd voor een normaal maximum debiet van 250 l/sec, met een theoretische overspanning van 13,50 m, bedraagt deze doorbuiging

$$1,5 \text{ mm of } \frac{1}{9\,000} L.$$

De koker is inwendig breed 60 cm en hoog 90 cm, terwijl de dikte der wanden eveneens 8 cm bedraagt. De betonsamenstelling is hier $1 : 1\frac{1}{2} : 2\frac{1}{2}$ (fig. 7).



Fig. 7. Aquaduct met een overspanning van 13,50 m. Gebouwd in 1938.

De trekwapening bestaat hieruit 14 staven $\phi 5/8''$, de drukwapening uit 4 staven $\phi 5/8''$.

Uit het een en ander blijkt ook weer de groote stijfheid der constructie.

In een ander artikel zal worden betoogd, dat dit kokertype voor een overspanning van 20 m en bestemd voor hetzelfde normale leidingdebiet van 750 l/sec ook goed toepasselijk is, hetzij bij aanwending van dezelfde betondikte van 8 cm, hetzij met gebruikmaking van hetzelfde inwendige kokerprofiel van 85×100 cm.

Er zal echter blijken, dat alsdan bijzondere maatregelen dienen te worden getroffen.

DE INGENIEUR IN NEDERLANDSCH-INDIË

IV. MIJNBOUW EN GEOLOGIE.

„DE MIJNINGENIEUR”

INHOUD: De inventarisatie van de nuttige delfstoffen en de Geologische Dienst, door ir. H. Terpstra. — Over een mijnbouw-voorlichtingsdienst, door J. H. Houbolt. — Economische mededeelingen. — Personalía. — Vereniging van Ingenieurs en Geologen. — Corrigenda.

De inventarisatie van de nuttige delfstoffen en de Geologische Dienst

door

Ir. H. TERPSTRA,

Teheran, Iran.

In de jaren van den wereldoorlog bleek overal maar al te duidelijk, welk een groot belang het is om de beschikking te hebben over een ruime voorraad van minerale grondstoffen. Na 1918 verflauwde de belangstelling voor delfstoffen geenszins; integendeel, men wenschte zich hierin zooveel mogelijk onafhankelijk te maken van het buitenland. Voorts vereischte het schrikbarend aangroeiende aantal werklozen, voor wie men arbeidsegelegenheid zocht, bijzondere maatregelen, terwijl ook de gunstige goudprijs een stimuleerenden invloed, speciaal op de goud-prospectie had.

Deze en nog andere factoren brachten verschillende landen er toe de in den bodem verborgen rijkdommen met de grootste nauwkeurigheid te inventariseeren. In Europa, Afrika en Amerika kwamen „uitgeputte” ertsvoorkomens opnieuw in exploitatie; in verschillende staten werden reeds vroeger begonnen detail-kaarteeringen weer met kracht aangevat; en in landen die in geologisch opzicht nog weinig bekend waren, werden methoden bedacht om tot een spoedige inventarisatie van de nuttige delfstoffen te komen. Het doel van dit artikel is om enkele dezer methoden te bespreken.

In de eerste plaats de werkwijze in de Engelsche dominions, koloniën en mandaatsgebieden, die zeer succesvol is gebleken. Deze methode bestaat uit:

a. het bevorderen van een innige samenwerking tusschen geologen, mijningenieurs en prospectors;

b. het stimuleeren van den mijnbouw op kleine schaal in daarvoor geschikte gebieden door het gratis verstrekken van mijnbouwkundige en metallurgische adviezen, het gratis essayeeren van monsters, het publiceeren van erts-geologische rapporten en kaarten (die vaak bovendien kosteloos beschikbaar werden gesteld), het vergemakkelijken van de uitgifte van opsporingsvergunningen en concessies, het verleenen van voorschotten in geld en goederen en het beschikbaar stellen van goedkope werkkrachten;

Zeer gunstig waren de resultaten verkregen met den kleinmijnbouw van goud in gebieden, waar vrij goud op primaire of secundaire ligplaats optreedt, bijv. in de „Oude Schilden”, waar naast groote ertslichamen, talrijke kleine gevonden worden, die in groot-bedrijf niet met winst zouden kunnen worden gewonnen.

Het goud is dáárom zoo'n gunstig object, 1e omdat het product weinig transportmoeilijkheden oplevert, 2e omdat met geringe hulpmiddelen een gunstige opbrengst verkregen kan worden, terwijl 3e het product steeds verkoopbaar is.

c. het organiseeren van cursussen ter voorlichting van prospectors (die van origine meestal eenzijdig georiënteerde mijnwerkers zijn) en voor het opleiden van werklozen tot bruikbare hulpkrachten;

d. het publiceeren van populair-wetenschappelijke handboekjes over prospectie;

e. geologische detail-kaarteering van gebieden met reeds in exploitatie zijnde mijnen ter vergemakkelijking van een verdere exploratie;

f. geologische verkenningen van geologisch onbekende gebieden, ter opsporing van nieuwe mijnbouwkundige objecten.

Bewust werd dus de „wild-catting” methode verlaten. En de prospectors waren er zeer bij gebaat! Deze kwamen spoediger tot een resultaat en waren daardoor minder afhankelijk van geldschietters. Het land zelf had er ook voordeel van! Minder menschenlevens, minder kapitaal ging onnoodig verloren door een onoordeelkundig opgezette prospectie. Bovendien kwamen de Geologische Diensten in het bezit van waardevolle gegevens, die anders verloren zouden gaan. En een controle op den prospector werd nu mogelijk, waardoor deze minder gauw tot ongewenschte middelen overging om de exploratie te kunnen financieren (bijv. het uitbuiten der inheemsche bevolking, wat in moeilijk bereikbare gebieden zeer veel onheil

kan stichten. In Nieuw-Guinea is de jacht op paradijsvogels een door prospectors zeer vaak beoefend nevenbedrijf).

In niet-Engelsche landen heeft bovengenoemde methode sterk de aandacht getrokken; zie het zeer lezenswaardige geschrift: „La prospection géologique et minière des pays neufs” van de hand van een Oud-Chef van den Geologischen Dienst van Indo-China: Blondel. Hij is nu de ziel van het „Comité d'études minières pour la France d'outre-mer”. Hij zag in, dat men niet volstaan kan met de uitgifte van geologische overzichtskaarten op schaal 1 : 1 000 000, maar dat deze gevolgd moet worden door een reclame-campagne over de mogelijkheden van den mijnbouw in de koloniën en mandaatgebieden.

Deze propaganda bestaat uit het organiseeren van voordrachten over geologie en mijnbouw, en het publiceeren van waardevolle overzichten over de verschillende reeds bekende ertsvoorkomens.

Blondel formuleert zijn conclusies als volgt:

- „I. — Dans les pays neufs, non encore explorés au point de vue minier, et où les indigènes ne peuvent pas fournir des renseignements, il importe, si l'on ne veut pas s'en remettre au hasard pour la découverte des gîtes, d'adopter une *méthode systématique de prospection*.”
- „II. — Le premier stade de cette prospection doit être la prospection géologique, faite par le géologue, qui travaille à constituer la carte géologique. Il parcourt tout le pays suivant un quadrillage à mailles assez larges”, etc.
- „III. — Cette prospection géologique terminée commence la prospection minière qui à l'intérieur des zones dont la minéralisation a été révélée par la prospection géologique, va essayer de déterminer les gîtes exploitables”, etc.
- „IV. — On ne peut pas sauter quelconque de ces stades sans tenter la chance et sans courir le risque d'engager des capitaux dans une exploitation probablement infructueuse.”
- „V. — Toutes ces opérations pour être payantes doivent être entreprises *sur de grandes étendues*; les petites prospections ne réussissent que par la chance; et le succès de quelques-unes d'entre elles est payé et au delà, par *la ruine des autres*.” etc.

Naar de meening van schrijver dezes zou de geologische en mijnbouwkundige prospectie tegelijkertijd door een mijningenieur of een geoloog met ertsgeologische ervaring kunnen worden uitgevoerd. Wat betreft punt II stelt Blondel zich voor dat per dag gemiddeld 100 km² kan worden afgewerkt. In Liberia is schrijver dezes gebleken, dat voor een dergelijke oppervlakte ongeveer 4 dagen noodig zijn, mits men over ervaren personeel beschikt.

Voor zoover bekend heeft de campagne nog geen groot succes geboekt en opvallend is ook het groote aantal buitenlanders, dat voor de opsporing van delfstoffen in de Fransche koloniën werkt.

Terloops mag dan nog gewezen worden op de intensieve en succesvolle prospectie in Soviet-Rusland, en op de voortvarendheid waarmee Italië de opsporing van delfstoffen in Abessynië is begonnen.

Er zijn verschillende gunstige factoren die het Engelsche systeem een succes hebben doen worden. In de eerste plaats is Engeland een oud mijnbouwland, met verschillende bijna uitgeputte ertsgebieden. De bevolking dezer streken levert veel liefhebbers op voor het exploratiewerk. Verder stimuleeren de schitterende successen die in Zuid-Afrika, Canada en Australië reeds bereikt zijn. Dan mag niet vergeten worden, dat het in Engeland, waar de ondernemingslust groot is, niet zoo moeilijk valt, om kapitaalkrachtige ondernemingen te vormen (zelfs met 10 sh.—aandeelen). Zulke ondernemingen kunnen hun mijningenieurs, geologen en lager personeel een gunstig salaris bieden. Bovendien worden buitenlandsche arbeidsnemers, zelfs in de mandaatgebieden, slechts bij hooge uitzondering toegelaten. En ten slotte reist en trekt de gemiddelde Engelschman graag.

Bespreken we nu de exploratie-methodes, zooals deze zich in Nederlandsch-Indië ontwikkeld hebben. Dank zij de uitzonderlijke capaciteiten van den pionier der Indische geologen, Dr. R. D. M. Verbeek (die hier van 1870—1908 werkte) waren wij een vijftig jaar geleden andere koloniën in geologische kennis ver vooruit.

Verbeek had helaas geen hoge verwachtingen van den ertsrijkdom van den Indischen bodem. Hij ging zelfs zóó ver, dat hij op grond van theoretische overwegingen een verertst gebied als de Djampangs afkeurde. Als illustratie moge ook dienen, dat hij tijdens zijn onderzoek van Zuid-Sumatra, de reeds aan de inheemsche bevolking bekende ertsvoorkomens van Lebong Tandai (Simau), Lebong Donok, enz. niet bezocht. En Fennema, één der kundigste geologen uit die periode, deelde Verbeek's meening. Bovendien hebben de gunstige resultaten van den tinmijnbouw en van de petroleumindustrie de opsporing van andere ertsen terug gedrongen.

De belangstelling van het Europeesche kapitaal voor den ertsmijnbouw dateert eerst van tegen het einde van de vorige eeuw. Een uitzondering moet wel voor de tinwinning gemaakt worden (Banka werd reeds in het begin der 18de eeuw geëxploiteerd) en voor de Salida goudmijn, die reeds in 1737 werd verlaten (na een 70-jarige lijdensperiode).

De ertsprospectie verkeerde in de vorige eeuw in een zeer primitief stadium. Men exploreerde slechts de streken, waar het voorkomen van goud reeds aan de bevolking bekend was. De opsporing was voornamelijk in handen van „concessiejagers”, d.w.z. van personen die enkel de bedoeling hebben de verkregen concessies zoo voordeelig mogelijk weer van de hand te doen.

In 1905 reserveerde het Gouvernement, aangeemoedigd door de resultaten van den particulieren mijnbouw, uitgestrekte gebieden waar erts verwacht kon worden (in totaal 350 000 km²). Ir. P. Høvig werd met de leiding van het ertsonderzoek in Zuid-Sumatra belast, terwijl ir. Moerman zijn medewerker was.

H ö v i g is de eerste ingenieur, die h.t.l. de ertsprospectie op een wetenschappelijk peil bracht; daarbij stond — zooals M o e r m a n schrijft — het „werkdag nuttige op den voorgrond, terwijl een nauwkeurige geologische kaartering van den beginne af niet in de bedoeling lag”. In $2\frac{1}{2}$ jaar tijd werd dan ook, hoewel weinig hulppersoneel beschikbaar was, 20 000 km² onderzocht. Daarbij werden in de eerste plaats de bij de bevolking bekende ertsvoorkomens onderzocht. Het resultaat was gunstig: Tambang Sawah en Lebong Simpang werden herontdekt. Dat de latere exploitatie dezer voorkomens minder succesvol was, lag meer aan het erts zelf, dat metallurgisch bijzonder groote moeilijkheden opleverde, en wellicht ook aan het feit dat de exploitatie door de Staat geschiedde.

De verdere Gouvernements mijnbouwkundig-geologische onderzoekingen gaven met een enkele uitzondering (n.l. Zuid-Bantam) geen directe resultaten, hoewel objecten gevonden werden, die later zeker voor een exploitatie in aanmerking zullen komen.

In 1927 kwam er een wijziging in de opsporingstactiek, zoowel van den kant van het Gouvernement, als van die der particulieren. Het Gouvernement koppelde voor wat Java en Madoera betreft, de opsporing der ertsen aan de in genoemd jaar begonnen systematische kaartering dier eilanden. Daarbij stond echter de ertsopsporing niet op den voorgrond. Het feit dat de Java-kaartering haar werk met de opname van het bekende verertste gebied van Zuid-Bantam (blad Bajah) begon, weersprekt deze beooring niet.

Waar de ertsexploratie niet het hoofddoel dezer kaarteringen is, mag niet verwacht worden, dat de verschenen kaartbladen veel ertsgeologische detailgegevens zullen bevatten. Men beperkt zich in het algemeen dan ook tot het aangeven van de gepropylitiseerde en verkiezelde gebieden op de kaarten, terwijl in de toelichtingen bij de kaartbladen meestal volstaan wordt met het vermelden der literatuurgegevens van ertsmijnbouwkundig belang. Voor een ertsgeologische opname is het tempo van de kaartering ook te snel. Schrijver dezes schat dat ongeveer 2 500 km² per geoloog per jaar worden opgenomen, hetgeen een tempo beteekent, waarmee een oppervlakte zoo groot als Nederland in 10 jaar door één man geкартеert zou kunnen worden.

In 1927 brak in den particulieren mijnbouw het inzicht door, dat men niet mag volstaan met enkel het onderzoek der reeds bij de bevolking bekende objecten. Ir. W. d e H a a n is, voor zoover aan schrijver dezes bekend is, de eerste die het onderzoek ook tot gebieden, die tusschen de gemineralseerde zones liggen, uitbreidde. Volgens ir. d e H a a n moet een ertsprospectie ook niet beperkt worden tot al te kleine gebieden, daar die slechts bij uitzondering loonend zijn.

Schrijver dezes, die zulk een onderzoek van een ruimer gebied heeft geleid (in Moko-Moko in het Noorden van Benkoelen), zal nu den gang daarvan beschrijven. Bij het onderzoek werd steeds als doel

gesteld, zoo spoedig mogelijk en met zoo gering mogelijke kosten een afbouwwaardig ertsvoorkomen te vinden.

Voor de prospectie van 300 km² onbekend gebied (als basis was een zeer schematische kaart op schaal 1 : 100 000 beschikbaar), had hij de medewerking van 2 opzichters. De eerste verkenningen golden het zoeken van de gemineraliseerde gebieden (het opsporen van de herkomst der ertsrolblokken). Was het ganggebied eenmaal gevonden, dan trad in de plaats van de globale verkenning het detailonderzoek. Dit werd aangevangen met het kappen van een beter verbindingspad met het hoofdbivak, ten behoeve van het transport van het zware gereedschap.

Een der opzichters werd dan met dit detailonderzoek belast, terwijl ondergeteekende met den anderen opzichter zijn globale verkenning voortzette.

Het gedetailleerde onderzoek van een gebied van 300 km² was in 1—3 maanden meestal gereed; en op grond der resultaten van de essays kon dan worden besloten, in hoeverre verder ondergronds onderzoek zin had.

Op deze wijze werd in den tijd van 2 jaar een oppervlakte van 3 000 km², gelegen tusschen 0—2 000 m boven zee globaal verkend en de 24 gevonden ganggebieden zeer gedetailleerd onderzocht. Daarbij waren 4 Europeesche krachten (waarvan meestal slechts 2 „fit” waren) en 150—200 koelies (waarvan de helft voor de prospectie gebruikt werden) betrokken.

Ondanks de hooge uitgaven (aan koeliewerving; duur transport over een afstand van 300 km, en door het hooge ziekte- en sterftecijfer) was de exploratie helaas zonder succes.

Later had ondergeteekende gelegenheid dezelfde methode in practijk te brengen in Liberia en in Zuid-Bantam. In het laatstgenoemde gebied waren de omstandigheden veel gunstiger, omdat hier reeds zeer veel werk, ook ondergronds, door „Mijnbouw” was verricht, terwijl gedetailleerde kaarten (1 : 100 000 en 1 : 25 000) beschikbaar waren. Deze streek werd in $2\frac{1}{2}$ jaar afgewerkt. De prospectie ging hier zeer vlot, doordat het terrein ook in 5A-contract was verkregen.

De kosten van dit onderzoek waren veel geringer dan in Benkoelen, hetgeen vooral lag aan de belangrijk lagere koelielonen.

Zeër kostbaar wordt de exploratie van niet-gepacificeerde streken, doordat militaire dekking noodig is. Schrijver dezes werd op zijn tochten op de Mentawai Eil. en op Nieuw-Guinea door een halve brigade vergezeld. Voor zulke groote expedities wordt de voedselvoorziening een moeilijk probleem, vooral als de vivres-transporten door dragers (Dajaks of Soendanezen) moeten worden uitgevoerd¹⁾.

Hier moge nu een overzicht volgen van de fasen van een ertskundig onderzoek en de daarbij gevolgde methoden volgen:

(1) „Flying survey”. Vluchtige geologische verkenning ter bepaling van de petrografische, strati-

1) Onder gunstige omstandigheden is een voedselvoorziening door vliegtuigen een succes gebleken (b.v. in Nieuw-Guinea).

grafische en geomorphologische gesteldheid van het gebied. Hoofddoel is het zoo spoedig mogelijk omgrenzen der mogelijke ertsgebieden.

Noodig zijn 20 — 30 dragers met 1 — 2 mandoers.

(2) *Station-onderzoek*. Heeft men de mogelijke ertsgebieden gevonden, dan wordt het onderzoek op deze terreinen geconcentreerd. Op vlak terrein kan in 4 dagen ongeveer 100 km² worden afgewerkt; op geaccidenteerd terrein $\pm$ 25 km². Het is van groot belang dat den dragers zoo spoedig mogelijk de verschillende prospectie-werkzaamheden worden bijgebracht, o.a. graafwerk, werken met doelrang of jig. Soms is het ook gewenscht om premies uit te loven voor het vinden van gangen.

Noodig zijn 40 — 60 koelies.

(3) De wijze van het verdere detailonderzoek hangt af van de aard van het object.

(a) Detailonderzoek van alluviale afzettingen, bijv. van goud, diamant.

Veel rintissans en graafwerk is noodig. Hetzelfde aantal koelies en dezelfde uitrusting noodig als sub 2. Soms zijn pompen (eventueel van licht materiaal) gewenscht.

Het onderzoek van het kostbare diamant vereischt meer tijd dan dat van goud, omdat zeer nauwkeurig moet worden gewerkt. Bovendien heeft men „shakers” noodig.

(b) Detailonderzoek van gangen.

Veel graafwerk (putten en sleuven) noodig. Hetzelfde aantal koelies en dezelfde uitrusting als sub 2. Bovendien hamers, boren, houweelen, vijzels, explosieven, enz.

(c) Detailonderzoek door middel van tunnels of boringen.

De te volgen methode hangt af van:

- den voor de exploratie beschikbaren tijd, geld-middelen en personeel;
- de uitgestrektheid van het gebied;
- de gewenschte nauwkeurigheid;
- het te onderzoeken object;
- de voedselvoorziening.

Ten aanzien van sub d zij opgemerkt, dat er verschil is tusschen een exploratie van goud- of andere ertsgangen eenerzijds, en een onderzoek van alluviale goud-, diamant- en tinafzettingen, of een prospectie van arme ertsen anderzijds.

Het spreekt overigens van zelf dat de verantwoordelijke leider van een prospectie het seizoen, waarin het onderzoek moet gebeuren, zal moeten bepalen, evenals de methode en het tempo van de prospectie.

Het wil schrijver dezes voorkomen, dat het in 's Lands belang is, indien de Indische Geologische Dienst meer aandacht en tijd besteedde aan de opsporing van delfstoffen. Men zou bijv. de verertste streken als basis kunnen nemen van de verdere geologische kaartteering, terwijl een erts-mijnningénieur de verder noodige details bewerkt. Dan zal méér dan nu het geval is de geologische kaart een basis vormen voor de inventarisatie der minerale

grondstoffen. Maar in de eerste plaats zal een uitbreiding van de staf van den tegenwoordigen Geologischen Dienst noodzakelijk zijn. Deze Dienst is in de laatste jaren wel sterk ingekrompen.

Zooals Prof. Rutton in dit tijdschrift (1938, IV. p. 159 — 164) reeds opmerkte, is het ook opvallend, dat er in latere jaren weinig aan het geologisch onderzoek der Buitengewesten is gedaan¹⁾. Naar analogie van het Indische Boschwezen zou volgens schrijver dezes een aparte Geologische Dienst of Mijnbouwkundig Geologisch Onderzoek voor elk der groote eilanden op zijn plaats zijn. Zulk een „Geologische Dienst” zou dan kunnen bestaan uit 1 — 2 mijningenieurs, eenige opzichters en mantri's en zijn hoofdtak zal zijn de opsporing en waardebeoordeling der delfstoffen.

Het Engelsche voorbeeld is zeer leerzaam. In elke kolonie of mandaatgebied vindt men een kleinen Geologischen Dienst voor de prospectie van het gebied. Men vindt deze bijv. in Sierra Leone (landoppervlakte 80 400 km²), Gold Coast (203 000 km²), Nyassa (124 000 km²), Kenya (582 600 km²), enz. Vergelijkend wij hiermee de oppervlakten der groote Indische eilanden; Sumatra: 440 000 km², Java: 131 500 km², Borneo: 553 000 km², Celebes: 186 000 km²; Molukken met Nieuw-Guinea: 498 000 km². Een aparte, zij het ook bescheiden Geologische Dienst zou voor de eilanden zeker op zijn plaats zijn!

Als bijzonderheid moge worden vermeld dat de Geologische Diensten der Engelsche koloniën vaak werden opgericht vóórdat er van het voorkomen van erts nog maar iets bekend was (bijv. in Sierra Leone, Gold Coast). De Dienst van de Gold Coast ontdekte de eerste diamant, waarna in de jaren 1927 — 1930 de jaarlijksche uitvoerwaarde reeds meer dan £ 500 000 bedroeg, zoodat die Geologische Dienst zeker een succes was.

Literatuur.

- van Bemmelen, R. W. — 1938 — L'organisation des recherches géologiques et minières dans les Indes néerlandaises. Paris.
- Blondel, F. — 1930 — La prospection géologique et minière des pays neufs. Congrès internat. Mines, Métallurgie, Géol. appliquée (Sect. Géol.) Luik. pp. 359 — 368.
- 1933, 1935, 1936 — Les ressources minérales de la France d'outre-mer. Comité d'études minières pour la France d'outre-mer. Annuaire. Paris.
- 1936 — La géologie et les mines des vieilles Plateformes. Paris.
- Gray, A. & R. J. Parker. — 1936 — Prospecting and Geological Survey of the Nkana Concession, N. Rhodesia. 1927 — 1929. *Rhodesian Mining Journ.* 10.

1) Nog ongunstiger is het gesteld met de Nederlandsche overzeesche gewesten in Amerika. Hiervan zijn al zeer weinig ertsgeologische gegevens bekend, hoewel wij er betere geologische kaarten van hebben dan de omringende landen (bijv. in IJzerman's Geology and Petrology of Surinam). Een intensievere prospectie zou in Suriname zeker op haar plaats zijn, waar het toch bekend is dat er goud voorkomt (productie 1803 — 1934: 35 159 kg; in 1934: 372 kg) en ook bauxiet (productie 1929: 210 000 t), en dat Britsch Guyana in 1929 2% van de wereldproductie van diamant heeft opgebracht.

Kitson, A. E. — 1929 — The utility of Geological Surveys to colonies and protectorates of the British Empire. Presidential Address. Sect. C. British Assoc. Advanc. Sci. S. Africa. pp. 64 — 87.

Koolhoven, W. C. B. — 1933 — Beschouwingen omtrent voorkomen, genese, ouderdom en exploratie van goud- en edelmetaalhoudende ertsen op Java. De Mijningenieur pp. 6 — 14; 26 — 30; 47 — 51.

Rutten, L. M. R. — 1938 — De nooden van den Geologischen Dienst in Ned.-Indië. *Ing. Ned. Indië* (IV), pp. 159 — 164.

Terpstra, H. — 1936 — Over waschtoestellen bij de

exploratie naar diamant. *Ing. Ned.-Indië* (IV), pp. 202 — 206.

Mining Magazine, London. 1930, 1934, 1938. Zie advertenties der geologische en mijnbouwkundige diensten van Nova Scotia, Ontario, British Columbia, S. Rhodesia.

Publications Southern Rhodesia Geol. Survey. Salisbury.
„ Geol. Survey. British Guyana. Georgetown.

„ Min. & Geol. Departm. Colony and Protectorate Kenya, Nairobi.

„ Departm. Natural Resources Newfoundland. St. John's enz.

Over een mijnbouw-voorlichtingsdienst

door

J. H. HOUBOLT,

Bandoeng.

Als men over den Mijnbouw in Nederlandsch-Indië spreekt, dan denkt men in de eerste plaats aan de winning van aardolie, tin, goud, steenkool, bauxiet e.d., in mindere mate aan die van andere delfstoffen, waarvoor het groot kapitaal geen interesse heeft.

Naast het bestaan van groot-bedrijven is het echter zonder twijfel van belang, indien er zich ook een klein-mijnbouw ontwikkelt. Uiteraard kan het klein-bedrijf de kiem zijn van een toekomstig groot-bedrijf; men denke aan de ijzerindustrie in het Rijnland, de keramische industrie in Zuid-Engeland, de glasindustrie in Bohemen, de aardverf-industrie in Duitschland, enz.

In Westersche landen duurde het groeiproces van huisindustrie tot fabrieksnijverheid, van klein- tot grootbedrijf, vele eeuwen. Alle kennis werd empirisch verkregen, meerdere generaties hebben beetje bij beetje aan de ontwikkeling meegewerkt.

Door het gebruik maken van de ervaring in verder gevorderde landen kan deze ontwikkeling bekort worden. Een versneld groeiproces is zelfs noodzakelijk, wil in dezen modernen tijd het kleinbedrijf een levenskans hebben. Hier te lande is het de taak van de Overheid den noodigen steun en voorlichting te geven, en stellig is deze staatsbemoeienis onontbeerlijk voor de ontwikkeling van een klein-mijnbouw, waar de kennis omtrent de economische waarde der beschikbare mineralen en de wijze waarop deze gewonnen moeten, hier in te geringe mate aanwezig is.

Op Java en ook op andere eilanden komen delfstoffen voor, zooals fossiel hars, klei, marmer, gips, dolomiet e.d., die door een winning in klein-bedrijf of op coöperatieven grondslag productief gemaakt kunnen worden. Daarnaast komen ook in aanmerking de kleine, armere voorkomens van goud, pyriet of loodglans, waarvoor het groote kapitaal toch geen interesse heeft. Het is niet de aard van de delfstof, maar de omvang van het bedrijf en de wijze van exploitatie die bepalen, of een winning nog een klein-bedrijf is, hoewel er op den duur geen scherpe grens getrokken zal kunnen worden tusschen groot-

en klein-bedrijf en het onderscheid dikwijls een kwestie van appreciatie en smaak zal zijn.

Hoe is het met de hier bedoelde mijnbouwkundige voorlichting h.t.l. gesteld? Voor eenige jaren ontbrak deze practisch. Kwam men vóór de wijziging der Mijndonnantie bij den Dienst van den Mijnbouw, dan merkte men dat deze niet ingesteld was op het geven van voorlichting. De dorre Mijnwet en haar stroeve toepassing was voor velen een onoverkomelijke hinderpaal; veel energie en dadendrang is op het Hoofdkantoor van den Mijnbouw doodgelopen.

Hierin is gelukkig een verandering gekomen. Een gegadigde kan thans verzekerd zijn van vèrgaande hulp en voorlichting en door de zakelijke toepassing van de voorschriften wordt een samenwerking verkregen, die voor de belanghebbende van groote waarde is.

Deze hulp en voorlichting is thans echter beperkt tot hen, die er om verzoeken. Dit zou anders kunnen. Naar mijn meening moet de steun en voorlichting algemeen verkrijgbaar zijn. De Dienst van den Mijnbouw moet deze naar buiten brengen, zoodat een ieder er van profiteeren kan; dan zullen op korten termijn op het gebied van den klein-mijnbouw resultaten mogelijk zijn.

Naar mijn meening zal door de instelling van een *Mijnbouwvoorlichtingsdienst* het voor oogen gestelde doel het snelst bereikt kunnen worden. In de eerste plaats zal de taak van dezen Dienst zijn het inventariseeren der delfstoffen en voorts het geven van voorlichting aan eventueele gegadigden (in het algemeen aan de bevolking) en zelfs, zoo het noodig mocht zijn, ook het organiseeren van de winning en de verkoop der gewonnen ertsen.

Een voor Java bereikbare organisatie is als volgt:

Men verdeelt het land in rayons, bijv. Oost-, Midden-, en West-Java, die elk onder een mijnbouwconsulent (een mijningenieur) worden gesteld. Deze mijnbouwconsulent verzamelt met zijn hulppersoneel alle gegevens omtrent de delfstoffen van zijn rayon. Monsters worden onderzocht, gecatalogiseerd en in

een verzameling ondergebracht, terwijl bovendien wordt nagegaan of er industriële of andere mogelijkheden zijn.

Op kaarten worden de vindplaatsen nauwkeurig ingetekend en door voortdurend contact met zijn Hoofdkantoor — den Dienst van den Mijnbouw — met zijn prachtig geoutilleerde laboratorium en bibliotheek, is de mijnbouwconsulent in staat alles wat er van het erts bekend is en hoe het eventueel gewonnen moet worden te weten te komen, terwijl op het laboratorium de eventueel noodige proeven kunnen worden genomen, teneinde vast te stellen, hoe het mineraal tot een verkoopbaar product kan worden verwerkt.

De mineralen- en ertsverzameling wordt toegankelijk gesteld voor het publiek en door het opwekken van de interesse, in de eerste plaats van de Inlandsche bestuursambtenaren en de bevolking, en de van deze te verwachten steun, zal de verzameling, en daarmee de kennis over de bestaande vindplaatsen zich meer en meer uitbreiden.

Worden waardevolle vondsten gedaan, dan tracht de Mijnbouwconsulent in samenwerking met zijn Dienst of met het Binnenlandsch Bestuur gegadigden te vinden voor de ontginning, eventueel op coöperatieven grondslag.

De Mijnbouwconsulent regelt het mijnrechtelijk deel van het werk, hij is de raadgever en tracht de vertrouwensman te zijn van de exploitanten. Dikwijls zal hij moeten samenwerken met de afdeling Nijverheid, bijv. in die gevallen, waar een winning leidt tot het ontstaan van een bedrijf.

In tal van gevallen kunnen alleen reeds door organiseerend optreden belangrijke resultaten door de mijnbouwconsulent worden bereikt. Elders zal zijn wetenschappelijke voorlichting onontbeerlijk blijken.

Enkele voorbeelden zullen nu besproken worden. Op eenige plaatsen op Java (Koenigan en Kediri) worden mariaglas en andere gips-variëteiten gevonden. Voor het weinige, dat lokaal gevonden wordt, is geen markt. Daarentegen, als men de winning organiseert, zouden grotere hoeveelheden beschikbaar komen en zou er bijv. voor een gipsbranderij een behoorlijke levenskans zijn. Gips wordt regelmatig en in aanzienlijke hoeveelheden voor velerlei doel geïmporteerd en het aantal toepassingen zal zonder twijfel toenemen als het tegen redelijke prijs en kwaliteit aan de markt wordt gebracht (bouw materiaal).

Alluviaal goud komt hier en daar voor en de bevolking verzamelt het na een regenbui. Zou, door de invoering van eenvoudige waschgoten e.d. hier niet voor velen een bestaan, althans bijverdienste in schuilen?

Fossiel hars, dat in Zuid-Preanger wordt gevonden, vindt geen koper, als men een enkele picol heeft; een coöperatieve winning, welke bijv. 50 ton per maand behoorlijk gesorteerd fossiel hars kan aanbieden, zal het product een goeden afzet kunnen geven.

Kieselguhr zou, indien de winning meer dan tot nu toe geschiedde, vakkundig geleid werd en een uniform zuiver product aan den markt zou kunnen worden gebracht, — wat op eenvoudige wijze kan geschieden —, in vele bedrijven toegepast kunnen worden.

Kaolien kan geschikt zijn of geschikt worden gemaakt voor de papierfabricatie of de keramische industrie.

De slijperijen van sierstenen, zooals deze de laatste jaren zijn ontstaan, kunnen in hun behoefte aan de ruwe grondstof niet of onvoldoende voorzien en zijn zelfs overgegaan deze te importeerden. Toch bezit Java prachtige jaspissen, agaten en andere halfedelstenen. Voorlichting zal hier aan velen een bijverdienste geven.

Olieleien (Ichtyolleien) komen op Java voor en zeker zullen gegadigden te vinden zijn, die hieruit de waardevolle ichtyololie willen extraheren, indien een voldoende en regelmatige aanvoer verzekerd is.

Dolomiet, zooals het op eenige plaatsen op Java voorkomt, zou direct een afzetgebied vinden bij de kunstmest-handelaren, mits echter aflevering en gehalte min of meer gegarandeerd wordt.

Mergel komt op tal van plaatsen in groote hoeveelheden voor. De toepassing hiervan zou zeer veel grooter kunnen zijn, indien het tegen een redelijke prijs en kwaliteit verkrijgbaar is.

Voor aardverfstoffen (oker, ijzermerie, e.d.) is een zeer belangrijke inheemsche markt en het wordt dan ook bij honderden tonnen geïmporteerd. De hier te lande voorkomende afzettingen kunnen op weinig kostbare wijze tot een prima product worden verwerkt.

Het aantal mogelijkheden is met vele uit te breiden. Een groot arbeidsveld ligt hier braak en een mijnbouwconsulent met ervaring, kennis en vooral liefde voor het werk kan zeer veel nuttigs verrichten in het belang van de bevolking, en bijdragen tot de economische onafhankelijkheid van deze landen.

Een sprekende illustratie, waartoe de voorlichting door de Overheid kan leiden, geeft wel de fosfaatwinning op Java. Vanaf ca. 1918 tot 1932 was de productie gering. De noodige kennis om de bedrijfjes tot bloei te brengen ontbrak. In 1932 interesseerde de Dienst van den Mijnbouw, in het bijzonder de leider van de afdeling voor geologisch-technische onderzoekingen, ir. L. J. C. van Es, zich hiervoor en er werd een systematisch onderzoek ingesteld en de zoo dringend noodige voorlichting gegeven. Het resultaat hiervan is, dat in 1938 ca. 35 000 ton fosfaat werd gewonnen met een waarde van ca. een miljoen gulden, welk bedrag practisch geheel aan het land en bewoners ten goede kwam, als arbeidsloonen, transportkosten, spoorvrachten, belastingen, scheepsvrachten, enz.

Een drietal fosfaatmalerijen is thans op Java opgericht, waartoe men eerst kon overgaan nadat de geregelde aanvoer van het erts verzekerd was.

ECONOMISCHE MEDEDEELINGEN.**Productie-cijfers van Aardolie in kgtonnen.**

	1939		1938	
	April	t/m April	April	t/m April
Java en Ma-				
doera.....	65 210,3	275 063,8	85 850,2	336 149,6
Noord-Suma-				
tra	81 331,1	314 449,4	75 744,-	301 638,1
Palembang...	256 389,-	984 808,-	225 871,2	864 195,8
Djambi.....	97 756,-	389 294,4	76 829,9	309 970,4
Oost-Borneo..	79 274,8	321 361,6	82 435,9	331 608,7
Tarakan.....	63 277,5	251 828,8	59 339,2	245 941,9
Ceram.....	10 615,1	33 265,5 ¹⁾	7 204,2	27 603,8
Nederlandsch-				
Indië	653 853,8	2 570 071,6	613 274,6	2 417 108,3

¹⁾ Werkelijke productie Maart 1939 8 634,6 kgt.

Productie-cijfers van Steenkolen in kgtonnen.

	1939		1938	
	April	t/m April	April	t/m April
Gouverne-				
mentsbedrijven	83 393	353 684	73 744	308 995
Steenkolen Mij.				
„Parapattan”	25 660	89 710	24 700	97 550
Oost-Borneo				
Maatschappij	11 243	47 063	9 078	37 583
Loa-Boekit				
kolenmijnen..	4 363	16 928	568	8 289
Loa-Teboe				
kolenmijnen..	1 500 ¹⁾	6 491	424	3 095
Toeajan	1 000 ¹⁾	2 930	329	1 720

¹⁾ Geschat.

Mijnbouw Maatschappij Moeara Sipongi.

Gedurende de maand April 1939 werden:

3 201 tons erts vernalen van } 6,6 g goud per ton.
gemiddeld } 6,— g zilver „ „

Geëxtraheerd werden ca. 17 971 g goud en ca. 8 197 g zilver ter gezamenlijke waarde van ± f 35 000,—.

De bedrijfskosten over April 1939 bedroegen ± f 29 000,—.

Mijnbouw Maatschappij Simau.

Gedurende de maand April 1939 werden:

7 486 tons erts vernalen van } 8,13 dwts goud per ton.
gemiddeld } 114,4 dwts zilver „ „

2 750 „ sands,

4 625 „ slimes en

272 „ concentraten behandeld.

Geëxtraheerd werden ca. 3 101,01 ozs. goud en ca. 38 716,9 ons zilver ter gezamenlijke waarde van ± f 224 015,98.

De bedrijfskosten over April 1939 bedroegen ± f 111 157,48, terwijl voor montage werd uitgegeven ± f 500,— en voor prospecteeren der nieuwe vergunningsterreinen ± f 811,49.

PERSONALIA.

Ir. M. J. Ch. B ü c h l i, ingenieur bij de Bangkatinwinning, is wegens 6-jar. dienst 8 maanden verlof naar Europa verleend, ingaande 2 Juli 1939.

Ir. W. v a n D a m, ingenieur 2de kl., is overgeplaatst van het Hoofdkantoor te Bandoeng naar de Boekit Asammijnen te Tandjoeng Enim.

Ir. H. H. D u u r e n t i j d t, ingenieur 2de kl., is overgeplaatst van de Boekit Asammijnen naar het Hoofdkantoor te Bandoeng.

Ir. J. A. v a n d e r K l o e s, particulier te Bandoeng, is tijdelijk belast met de waarneming van ingenieur 2de kl. bij den Dienst van den Mijnbouw.

VEREENIGING VAN INGENIEURS EN GEOLOGEN

bij den Dienst van den Mijnbouw.

Bestuursmutatie.

In de plaats van Dr. Ch. H. O o s t i n g h wordt de functie van Secretaris-Penningmeester, met ingang van 22 Mei j.l., door Ir. J. D u y f j e s vervuld.

Adres van den Secretaris: Geologisch Laboratorium, Rembrandtstraat, Bandoeng.

Corrigenda.

Tan Sin Hok, "On Polylepidina, Orbitocyclina, and Lepidorbitoides." This Journal, May 1939. IV. pp. 53 — 84.

- p. 62 left column, line 11 from bottom: for "nepionic" read auxiliary.
 p. 64 " " " 11 " top : insert i.e. the before "initial".
 p. 65 " " " 15 " : for "(Polylep.)" read (Lep.).
 p. 68 " " " 2 " bottom: for "Cushman 1933" read Vaughan 1933a.
 p. 69 right " " 29 " : for "V" read IV.
 p. 77 " " " 22 " : for "Lepidorbitoides" read Lepidocyclina.
 p. 82 left " " 11 " : insert in the right part before "only".
 p. 82 " " " 7 " : for "have been sketched schematically" read are shown.
 p. 83 " " " 25 " : Add: It displays a biserial nepiont.

Replace fig. 1b of plate 1 by the following figure:

